

**Diseño y análisis no lineal de una edificación de 12 pisos con sistema estructural de muros estructurales de concreto reforzado**

**Laura Juliana Niño Villamizar**

**Trabajo de Grado para Optar el Título de Magister en Ingeniería Estructural**

**Director**

**Edison Osorio B.  
Ingeniero Civil, Phd.**

**Universidad Industrial de Santander  
Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas  
Escuela de Ingeniería Civil  
Maestría en ingeniería estructural  
Bucaramanga**

**2017**

## Contenido

|   |    |
|---|----|
| Introducción .....  | 19 |
| 1    Objetivos .....  | 21 |
| 1.1    Objetivo general .....   | 21 |
| 1.2    Objetivos específicos.....   | 21 |
| 2    Etapa 1: análisis y diseño lineal .....                              | 22 |
| 2.1    Datos de la estructura y de sitio.....                             | 22 |
| 2.1.1    Descripción general de la edificación. ....                      | 22 |
| 2.1.2    Materiales. ....   | 22 |
| 2.1.3    Sistema estructural. ....  | 22 |
| 2.1.4    Pre-dimensionamiento de elementos estructurales. ....            | 23 |
| 2.1.5    Zona de amenaza sísmica. ....                                    | 24 |
| 2.1.6    Capacidad de disipación de energía. ....                         | 24 |
| 2.1.7    Tipo de suelo y características. ....                            | 24 |
| 2.1.8    Requisitos de protección contra incendios en edificaciones. .... | 25 |
| 2.2    Análisis de irregularidades .....                                  | 26 |
| 2.2.1    Irregularidades en planta .....                                  | 26 |
| 2.2.2    Irregularidades en altura.....                                   | 29 |
| 2.3    Análisis de cargas .....   | 30 |
| 2.3.1    Cargas gravitacionales.....                                      | 30 |

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 2.3.2 | Peso propio de muros del sistema estructural: longitud y espesor..... | 30 |
| 2.3.3 | Masas por entrepiso.....  | 31 |
| 2.3.4 | Cálculo de la fuerza horizontal equivalente.....                      | 32 |
| 2.3.5 | Fuerzas sísmicas de diseño: combinación modal espectral.....          | 33 |
| 2.4   | Análisis.....   | 34 |
| 2.4.1 | Descripción del modelo.....   | 34 |
| 2.5   | Resultados de análisis.....   | 40 |
| 2.5.1 | Análisis modal.....   | 40 |
| 2.5.2 | Desplazamiento máximo de piso.....                                    | 41 |
| 2.5.3 | Análisis de la deriva.....  | 42 |
| 2.6   | Diseño.....   | 43 |
| 2.6.1 | Combinaciones de diseño.....  | 43 |
| 2.6.2 | Reacciones en la base.....  | 43 |
| 2.6.3 | Diseño de losa de entrepiso.....                                      | 44 |
| 2.6.4 | Diseño de muros estructurales.....                                    | 49 |
| 2.6.5 | Diseño de cimentación.....  | 59 |
| 3     | Etapa 2: análisis estático no lineal.....                             | 75 |
| 3.1   | Generalidades de la edificación y nivel de desempeño.....             | 75 |
| 3.1.1 | Tipología de edificio.....  | 75 |
| 3.1.2 | Objetivo de nivel de desempeño.....                                   | 75 |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 3.2   | Modelo de análisis .....   | 76  |
| 3.2.1 | Materiales .....   | 76  |
| 3.2.2 | Generalidades y requisitos por ASCE 41 .....                             | 78  |
| 3.2.3 | No linealidad del material en modelo de análisis.....                    | 86  |
| 3.2.4 | Descripción de modelos de análisis. ....                                 | 88  |
| 3.3   | Análisis .....   | 91  |
| 3.3.1 | Análisis modal.....  | 91  |
| 3.3.2 | Selección del procedimiento de análisis.....                             | 93  |
| 3.3.3 | Procedimiento de análisis estático no lineal.....                        | 96  |
| 3.4   | Resultados de análisis.....  | 97  |
| 3.4.1 | Curvas de respuesta para análisis estático no lineal.....                | 97  |
| 3.4.2 | Resultados del procedimiento de análisis estático no lineal. ....        | 100 |
| 3.4.3 | Criterios de aceptación. ....  | 101 |
| 3.4.4 | Formación de rótulas plásticas. ....                                     | 104 |
| 3.4.5 | Revisión de apoyos de cimentación para análisis estático no lineal. .... | 106 |
| 3.5   | Análisis de resultados .....   | 109 |
| 3.5.1 | Comentarios sobre las curvas de respuesta. ....                          | 109 |
| 3.5.2 | Comentarios sobre el patrón de formación de rótulas plásticas. ....      | 109 |
| 3.5.3 | Revisión de rotulas plásticas. ....                                      | 109 |
| 3.5.4 | Cálculo de parámetros de desempeño. ....                                 | 112 |

|       |   |     |
|-------|---|-----|
| 3.5.5 | Discusión de los resultados. ....   | 115 |
| 4     | Propuesta de ajuste de elementos primarios .....                            | 116 |
| 4.1   | Revisión de cortante en muros para análisis estático no lineal.....         | 116 |
| 4.2   | Espesor mínimo de elemento especial de borde.....                           | 118 |
| 4.3   | Cantidad de refuerzo de confinamiento en elementos especiales de borde..... | 119 |
| 4.4   | Revisión de solicitaciones del diafragma .....                              | 120 |
| 4.4.1 | Flexión del diafragma.....  | 120 |
| 4.4.2 | Cortante en el plano del diafragma. ....                                    | 123 |
| 4.4.3 | Refuerzo transversal en zonas de colectores. ....                           | 126 |
| 4.5   | Revisión de solicitaciones en cimentación .....                             | 128 |
| 4.5.1 | Flexión en losa de cimentación. ....  | 129 |
| 4.5.2 | Cortante en losa de cimentación.....  | 131 |
| 4.6   | Discusión de los resultados de la revisión.....                             | 133 |
| 5     | Conclusiones .....  | 134 |
|       | Referencias.....  | 137 |
|       | Apéndices.....  | 139 |

**Lista de tablas**

|          |  |    |
|----------|--|----|
| Tabla 1  | Control de deflexiones para losa .....   | 24 |
| Tabla 2  | Análisis de irregularidad torsional: fuerza sísmica en X.....                  | 26 |
| Tabla 3  | Análisis de irregularidad torsional: fuerza sísmica en Y .....                 | 27 |
| Tabla 4  | Relación de deriva vs deriva del piso siguiente hacia arriba.....              | 29 |
| Tabla 5  | Grupos de cargas uniformes en losas .....                                      | 30 |
| Tabla 6  | Dimensiones de muros del sistema estructural.....                              | 31 |
| Tabla 7  | Masa de la edificación .....   | 31 |
| Tabla 8  | Datos para cálculo de la fuerza horizontal equivalente .....                   | 32 |
| Tabla 9  | Fuerzas sísmicas por el método de combinación modal espectral .....            | 34 |
| Tabla 10 | Resultados de análisis modal .....   | 41 |
| Tabla 11 | Desplazamiento máximo de piso: fuerza sísmica en X, combinación modal.....     | 41 |
| Tabla 12 | Desplazamiento máximo de piso: fuerza sísmica en Y, combinación modal.....     | 42 |
| Tabla 13 | Análisis de la deriva, fuerzas sísmicas por combinación modal espectral .....  | 42 |
| Tabla 14 | Combinaciones de carga: Método de resistencia .....                            | 43 |
| Tabla 15 | Análisis: reacciones en la base.....   | 44 |
| Tabla 16 | Diseño de losa, resistencia reducida .....                                     | 48 |
| Tabla 17 | Máxima resistencia reducida a cortante en el plano .....                       | 50 |
| Tabla 18 | Resistencia reducida a cortante proporcionada por el concreto.....             | 51 |
| Tabla 19 | Resistencia reducida a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante..... | 52 |

|          |  |    |
|----------|--|----|
| Tabla 20 | Muro y3: Carga axial para combinaciones de carga.....                              | 52 |
| Tabla 21 | Muro y3: Carga axial para combinaciones de carga.....                              | 53 |
| Tabla 22 | Muro y3: Flexión en el plano para combinaciones de carga .....                     | 53 |
| Tabla 23 | Muro y3: $\delta u/hw$ para diseño de elemento de borde .....                      | 54 |
| Tabla 24 | Muro y3: refuerzo transversal de elemento especial de borde.....                   | 57 |
| Tabla 25 | Resultados para análisis en el primer piso. $k=0.80$ .....                         | 57 |
| Tabla 26 | Resultados para todos los pisos excepto el primero. $k=1.0$ .....                  | 58 |
| Tabla 27 | Resumen de diseño de muros estructurales .....                                     | 58 |
| Tabla 28 | Reacciones en la base para combinaciones por el método de esfuerzos de trabajo     | 60 |
| Tabla 29 | Parámetros y cálculo de rigidez estática de la losa de cimentación.....            | 63 |
| Tabla 30 | Ajustes para elementos de cimentación flexibles .....                              | 64 |
| Tabla 31 | Límites de fuerza y desplazamiento para resortes .....                             | 66 |
| Tabla 32 | Consideración de efectos torsionales .....   | 79 |
| Tabla 33 | Análisis de efectos P-delta para la dirección X .....                              | 81 |
| Tabla 34 | Análisis de efectos P-delta para la dirección Y .....                              | 81 |
| Tabla 35 | Pseudo fuerza lateral para análisis de diafragma .....                             | 83 |
| Tabla 36 | Fuerzas para cálculo de deformación de diafragma.....                              | 83 |
| Tabla 37 | Clasificación del diafragma .....  | 85 |
| Tabla 38 | Análisis modal. Se incluyen efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación ..... | 92 |
| Tabla 39 | Análisis modal. Sin incluir efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación ..... | 92 |

|          |   |     |
|----------|---|-----|
| Tabla 40 | Análisis de influencia de modos superiores.....                                     | 95  |
| Tabla 41 | Resultados y parámetros de análisis estático no lineal .....                        | 101 |
| Tabla 42 | Rotación máxima en muros, análisis estático no lineal en dirección X.....           | 102 |
| Tabla 43 | Rotación máxima en muros, análisis estático no lineal en dirección Y .....          | 103 |
| Tabla 44 | Cortante en la base vs desplazamiento del nodo de control para dirección X.....     | 103 |
| Tabla 45 | Cortante en la base vs desplazamiento del nodo de control para la dirección Y ..    | 104 |
| Tabla 46 | Revisión de resultados en cimentación; análisis estático no lineal en X .....       | 106 |
| Tabla 47 | Revisión de resultados en cimentación; análisis estático no lineal en Y .....       | 107 |
| Tabla 48 | Parámetros de desempeño.....  | 114 |
| Tabla 49 | Revisión de resistencia a cortante en muros; análisis estático no lineal en X ..... | 116 |
| Tabla 50 | Revisión de resistencia a cortante en muros; el análisis estático no lineal en Y .. | 117 |
| Tabla 51 | Ajustes en muros debido a revisión de cortante según criterios de ACI-318.....      | 118 |
| Tabla 52 | Espesor mínimo de elemento especial de borde .....                                  | 118 |
| Tabla 53 | Cantidad de refuerzo de confinamiento en elementos especiales de borde .....        | 119 |
| Tabla 54 | Ajustes requeridos para cumplir requisitos.....                                     | 119 |
| Tabla 55 | Resistencia reducida a cortante en el plano para diafragma .....                    | 123 |

### Lista de figuras

|                  |  |    |
|------------------|--|----|
| <i>Figura 1</i>  | Falla típica por flexo-compresión en muros de concreto reforzado durante el terremoto de Chile de 2010, incluyen aplastamiento del concreto, pandeo del refuerzo vertical y apertura del refuerzo horizontal. Alarcon, C (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. [Fig. 1]. Recuperado de <a href="http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614002697?via%3Dihub">http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614002697?via%3Dihub</a> ..... | 20 |
| <i>Figura 2</i>  | Planta de muros del sistema estructural.....   | 23 |
| <i>Figura 3</i>  | Irregularidad por retrocesos en las esquinas.....  | 27 |
| <i>Figura 4</i>  | Irregularidad por discontinuidades en el diafragma .....   | 28 |
| <i>Figura 5</i>  | Espectro elástico de aceleración en función del periodo.....   | 33 |
| <i>Figura 6</i>  | Cargas gravitacionales aplicadas a elemento de losa .....  | 35 |
| <i>Figura 7</i>  | Perspectiva general del Modelo A.....  | 36 |
| <i>Figura 8</i>  | Perspectiva general del Modelo B.....  | 37 |
| <i>Figura 9</i>  | Cargas aplicadas sobre losa en Modelo B .....  | 37 |
| <i>Figura 10</i> | Perspectiva general del Modelo C. Deformada combinación 0.6D+0.7Ex .....   | 38 |
| <i>Figura 11</i> | Detalle de asignación de resortes en los nodos de la losa de cimentación .....   | 39 |
| <i>Figura 12</i> | Cuadro de diálogo de fuerza lateral aplicada en Modelo C.....  | 40 |
| <i>Figura 13</i> | Diagrama de cortante máximo en losa de 0.12 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kN/m] .....   | 45 |
| <i>Figura 14</i> | Diagrama de cortante máximo en losa de 0.18 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kN/m] .....   | 46 |

|                  |  |    |
|------------------|--|----|
| <i>Figura 15</i> | Diagrama de momento M11 (en dirección X) en losa de 0.12 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kNm/m] .....   | 46 |
| <i>Figura 16</i> | Diagrama de momento M22 (en dirección Y) en losa de 0.12 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kNm/m] .....   | 47 |
| <i>Figura 17</i> | Diagrama de momento M11 (en dirección X) en losa de 0.18 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kNm/m] .....   | 47 |
| <i>Figura 18</i> | Diagrama de momento M22 (en dirección Y) en losa de 0.18 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kNm/m] .....   | 48 |
| <i>Figura 19</i> | Muro y3: diagrama de interacción axial-momento en el plano del muro .....  | 55 |
| <i>Figura 20</i> | Muro X1, detalle del refuerzo de la sección .....  | 59 |
| <i>Figura 21</i> | Esfuerzos bajo losa de cimentación medidos sobre el ancho de la losa .....   | 61 |
| <i>Figura 22</i> | Esfuerzos bajo losa de cimentación medidos sobre el largo de la losa.....  | 62 |
| <i>Figura 23</i> | Orientación de ejes y longitudes para cálculo de rigidez estática de un elemento rígido de cimentación. Tomado y adaptado de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012)..... | 64 |
| <i>Figura 24</i> | Intensidad de resorte vertical distribuido losa de cimentación .....   | 65 |
| <i>Figura 25</i> | Ubicación resortes.....  | 66 |
| <i>Figura 26</i> | Deformación vertical en losa de cimentación [mm] .....   | 68 |
| <i>Figura 27</i> | Losa de cimentación, diagrama de momento mínimo [kNm/m] .....  | 69 |
| <i>Figura 28</i> | Losa de cimentación, diagrama de momento máximo [kNm/m].....   | 70 |
| <i>Figura 29</i> | Losa de cimentación, esfuerzo cortante máximo [MPa].....   | 71 |
| <i>Figura 30</i> | Diagrama de momentos en vigas de cimentación. Rango (-3050,3100) [kNm].....  | 73 |

|                  |   |     |
|------------------|---|-----|
| <i>Figura 31</i> | Diagrama de cortante en vigas de cimentación. Rango (-1950,1900) [kN].....  | 74  |
| <i>Figura 32</i> | Relación esfuerzo-deformación para concreto no confinado.....   | 76  |
| <i>Figura 33</i> | Ejemplo de curva esfuerzo-deformación para concreto confinado.....  | 77  |
| <i>Figura 34</i> | Relación esfuerzo-deformación para acero de refuerzo.....   | 78  |
| <i>Figura 35</i> | Deformación [mm] de diafragma. Pseudo V en dirección X. Nivel de cubierta ....                                      | 84  |
| <i>Figura 36</i> | Deformación [mm] de diafragma. Pseudo V en dirección Y. Nivel de cubierta ....                                      | 85  |
| <i>Figura 37</i> | Ejemplo de asignación de refuerzo para rótula de muro x1.....   | 87  |
| <i>Figura 38</i> | Perspectiva general del Modelo D.....   | 89  |
| <i>Figura 39</i> | Perspectiva general del Modelo E.....   | 90  |
| <i>Figura 40</i> | Secciones fisuradas en losa de entrepiso para análisis del diafragma .....  | 91  |
| <i>Figura 41</i> | Curvas de respuesta Análisis estático no lineal .....   | 94  |
| <i>Figura 42</i> | Parámetros generales en casos de análisis estático no lineal para caso de análisis de no linealidad geométrica..... | 94  |
| <i>Figura 43</i> | Parámetros en casos de análisis estático no lineal .....  | 97  |
| <i>Figura 44</i> | Curva de respuesta. Modelo D (cimentación rígida). Sin incluir Efectos P-delta ..                                   | 98  |
| <i>Figura 45</i> | Curva de respuesta. Modelo D (cimentación rígida). Incluye efectos P-delta.....                                     | 99  |
| <i>Figura 46</i> | Curvas de respuesta. Análisis ejecutado en Modelo E. Incluye efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación.....  | 100 |
| <i>Figura 47</i> | Formación de rótulas plásticas. Análisis estático no lineal en dirección X.....                                     | 105 |
| <i>Figura 48</i> | Formación de rótulas plásticas. Análisis estático no lineal en dirección Y.....                                     | 105 |

|                  |   |     |
|------------------|---|-----|
| <i>Figura 49</i> | Deformación en cimentación para análisis estático no lineal en X .....  | 108 |
| <i>Figura 50</i> | Deformación en cimentación para análisis estático no lineal en Y .....  | 108 |
| <i>Figura 51</i> | Revisión de rótula plástica de Muro X1 .....  | 110 |
| <i>Figura 52</i> | Revisión de rótula plástica de Muro X4 .....  | 111 |
| <i>Figura 53</i> | Revisión de rótula plástica de Muro Y3 .....  | 111 |
| <i>Figura 54</i> | Revisión de rótula plástica de Muro Y5 .....  | 112 |
| <i>Figura 55</i> | Parámetros de desempeño para análisis estático no lineal en dirección X .....   | 113 |
| <i>Figura 56</i> | Parámetros de desempeño para análisis estático no lineal en dirección Y .....   | 114 |
| <i>Figura 57</i> | Análisis de tensión por flexión fuera del plano del diafragma, fuerza en la dirección X. Losa de espesor 120 mm. Rango (-80,80) [kN/m].....   | 121 |
| <i>Figura 58</i> | Análisis de tensión por flexión fuera del plano del diafragma, fuerza en la dirección Y. Losa de espesor 120 mm. Rango (-80,80) [kN/m].....   | 121 |
| <i>Figura 59</i> | Análisis de tensión por flexión fuera del plano del diafragma, fuerza en la dirección X. Losa de espesor 180 mm. Rango (-120,120) [kN/m]..... | 122 |
| <i>Figura 60</i> | Análisis de tensión por flexión fuera del plano del diafragma, fuerza en la dirección Y. Losa de espesor 180 mm. Rango (-120,120) [kN/m]..... | 123 |
| <i>Figura 61</i> | Diagrama de cortante en el plano del diafragma, fuerza en la dirección X. Losa de espesor 120 mm. Rango (-147,147) [kN/m] .....               | 124 |
| <i>Figura 62</i> | Diagrama de cortante en el plano del diafragma, fuerza en la dirección Y. Losa de espesor 120 mm. Rango (-147,147) [kN/m] .....               | 125 |

|                  |   |     |
|------------------|---|-----|
| <i>Figura 63</i> | Diagrama de cortante en el plano del diafragma, fuerza en la dirección X. Losa de espesor 180 mm. Rango (-220,220) [kN/m] ..... | 125 |
| <i>Figura 64</i> | Diagrama de cortante en el plano del diafragma, fuerza en la dirección Y. Losa de espesor 180 mm. Rango (-220,220) [kN/m] ..... | 126 |
| <i>Figura 65</i> | Diagrama de esfuerzo a compresión en diafragma, fuerza aplicada en la dirección X. Rango ( $0.5 f'c$ , 0) MPa.....              | 127 |
| <i>Figura 66</i> | Diagrama de esfuerzo a compresión en diafragma, fuerza aplicada en la dirección Y. Rango ( $0.5 f'c$ , 0) MPa.....              | 128 |
| <i>Figura 67</i> | Losa de cimentación, diagrama de momento mínimo. PushX paso 27. Incluye efectos P-delta. Rango (-250,0) [kNm/m].....            | 129 |
| <i>Figura 68</i> | Losa de cimentación, diagrama de momento máximo. PushX paso 27. Incluye efectos P-delta. Rango (0,250) [kNm/m] .....            | 130 |
| <i>Figura 69</i> | Losa de cimentación, diagrama de momento mínimo. PushY paso 23. Incluye efectos P-delta. Rango (-250,0) [kNm/m].....            | 130 |
| <i>Figura 70</i> | Losa de cimentación, diagrama de momento máximo. PushY paso 23. Incluye efectos P-delta. Rango (0,250) [kNm/m] .....            | 131 |
| <i>Figura 71</i> | Losa de cimentación, diagrama de esfuerzo cortante. PushX paso 27. Incluye efectos P-delta. Rango (0,0.66) [MPa].....           | 132 |
| <i>Figura 72</i> | Losa de cimentación, diagrama de esfuerzo cortante. PushY paso 23. Incluye efectos P-delta. Rango (0,0.66) [MPa].....           | 133 |

**Lista de apéndices**

|                            |     |
|----------------------------|-----|
| Apéndice A. Plano 01 ..... | 139 |
| Apéndice B. Plano 02 ..... | 140 |
| Apéndice C. Plano 03 ..... | 141 |
| Apéndice D. Plano 04 ..... | 142 |
| Apéndice E. Plano 05.....  | 143 |
| Apéndice F. Plano 06.....  | 144 |
| Apéndice G. Plano 07 ..... | 145 |
| Apéndice H. Plano 08 ..... | 146 |
| Apéndice I. Plano 09.....  | 147 |
| Apéndice J. Plano 10.....  | 148 |
| Apéndice K. Plano 11 ..... | 149 |
| Apéndice L. Plano 12.....  | 150 |

## Resumen

**TÍTULO:** DISEÑO Y ANÁLISIS NO LINEAL DE UNA EDIFICACIÓN DE 12 PISOS CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO\*

**AUTOR:** LAURA JULIANA NIÑO VILLAMIZAR\*\*

**PALABRAS CLAVES:** MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO, PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, RÓTULAS PLÁSTICAS A BASE DE FIBRAS, REQUISITOS ESPECIALES DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

### DESCRIPCIÓN:

En el sector de la construcción en Colombia es común encontrar procesos de optimización mal enfocados; estos procesos en ocasiones violan principios normativos mínimos (Isaza, 2014) que resultan en reducción de dimensiones y cuantías de refuerzo en los elementos estructurales de un edificio; en particular, los edificios basados en muros y losas macizas de concreto reforzado se consideran por defecto como estructuras que deben ajustarse a pequeños presupuestos. La experiencia en sismos recientes de grandes magnitudes, como el de Chile en 2010 (Alarcon C. , Hube, Juenemann, & de la Llera, 2015) y Nueva Zelanda en 2011 (Henry, 2013) ha mostrado que la relación de aspecto, dimensiones y la cantidad de refuerzo de confinamiento en elementos especiales de borde de muros tienen gran influencia en el comportamiento de edificaciones basadas en ese sistema estructural durante un evento sísmico. El objetivo de este estudio es obtener el análisis y diseño lineal, así como el análisis no lineal de una estructura de 12 pisos ubicada en una zona de amenaza sísmica alta. El análisis y diseño lineal se ejecuta según los requisitos de NSR-10 (Decreto 926, 2010); el análisis no lineal se realiza según requisitos para el procedimiento estático no lineal del estándar ASCE 41-13 (ASCE, 2014). Los resultados obtenidos muestran que el modelo del edificio, basado en el diseño según NSR-10, se ajusta a los requisitos del nivel de desempeño objetivo “Seguridad de la vida”. Finalmente, se compara el diseño inicial con algunos requisitos de muros especiales (espesor mínimo y cantidad de refuerzo transversal de elementos de borde) y se encuentran solicitaciones para el diafragma según requisitos del código de diseño ACI 318 (ACI Commite 318, 2014).

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Edison Osorio B., Ingeniero Civil, PhD.

## Abstract

**TÍTULO:** DESIGN AND NONLINEAR ANALYSIS FOR A 12 STORY REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL BUILDING\*

**AUTHOR:** LAURA JULIANA NIÑO VILLAMIZAR\*\*

**KEYWORDS:** REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL WALLS, NONLINEAR STATIC ANALYSIS PROCEDURE, PLASTIC FIBER HINGE, SPECIAL SEISMIC DESIGN PROVISIONS.

### DESCRIPTION:

In the Colombian construction sector is common to find optimization processes poorly focused, this processes occasionally violate minimum normative principles (Isaza, 2014) the result is the reduction of wall thickness and reinforcement ratios in the structural elements of a building in particular buildings based on walls and solids slabs of reinforced concrete are considered by default as structures that have to adjust to low budgets. The experience in recent earthquakes of great magnitudes as the one in Chile on 2010 (Alarcon C. , Hube, Juenemann, & de la Llera, 2015) and New Zealand in 2011 (Henry, 2013) has shown that the aspect ratio, dimension and the amount of transverse reinforcement at wall special boundary elements have a big influence in the behavior of buildings based on this structural system during a seismic event. The objective of this study is to get the analysis and lineal design like so the no lineal analysis of a twelve (12) floor structure located in a high seismic hazard zones. The analysis and lineal design runs accord to requirement of NSR-10 (Decreto 926, 2010), the no lineal design is performed according to the requirements for the standard non-linear static procedure ASCE 41-13 (ASCE, 2014). The obtained results show that the model of the building based in the design according to NSR-10, meets the requirements of the target performance level "Life Safety". Finally, the initial design is compared with some special wall requirements (minimum thickness and amount of transverse reinforcement at wall special boundary elements) and there are solicitations for the diaphragms according to the requirements of the "Building Code Requirements for Structural Concrete", ACI 318 (ACI Commite 318, 2014).

---

\* Thesis.

\*\* Physical Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering. Director: Edison Osorio B., Civil Engineer, PhD.

## Introducción

El sector de la construcción exige continuamente la reducción de costos en consultoría, licencias, mano de obra, maquinaria, mantenimiento y materiales ya sea por la necesidad de competir en el mercado o por aumentar niveles de rentabilidad. El sistema industrializado de vivienda, comúnmente compuesto por losas macizas apoyadas sobre muros estructurales, representa una solución a las necesidades del mercado debido a que su proceso constructivo es considerablemente óptimo; este sistema se hizo popular con la incursión de formaletas tipo Con-tech, Outinord o Western y lleva por lo menos treinta años en Colombia (García, 2012). Sin embargo en ocasiones los procesos de optimización mal enfocados ejercen presión en la consultoría de diseño con el fin de lograr reducciones en cuantías y dimensiones de elementos que en ocasiones no cumplen ni siquiera con el conjunto de requisitos mínimos especificados en los códigos de diseño sismo resistente.

Por otra parte, el alto nivel de daño en zonas pobladas causado por eventos sísmicos de gran magnitud como el de Chile en 2010 (Alarcon C. , Hube, Juenemann, & de la Llera, 2015) y Nueva Zelanda en 2011 (Henry, 2013) genera incertidumbre en el desempeño sísmico de edificaciones basados en muros de concreto reforzado debido a que un gran número de este tipo de edificios sufrió fallas en algunos elementos como las mostradas en la Figura 1.



*Figura 1* Falla típica por flexo-compresión en muros de concreto reforzado durante el terremoto de Chile de 2010, incluyen aplastamiento del concreto, pandeo del refuerzo vertical y apertura del refuerzo horizontal. Alarcon, C (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. [Fig. 1]. Recuperado de <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614002697?via%3Dihub>.

La motivación en la realización de este estudio radica en que el diseño de edificaciones con sistema estructural de muros de concreto reforzado debe no sólo superar los retos del sector constructivo, también debe garantizar con cierto grado de certidumbre que el número de víctimas mortales y pérdidas económicas sea mínimo ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud. Para esto se propone encontrar el diseño elástico lineal de un edificio típico con sistema estructural de muros de concreto reforzado según requisitos aplicables de NSR-10 (Decreto 926, 2010) y evaluar su desempeño sísmico según procedimientos del estándar ASCE 41 (ASCE, 2014). También se revisa el cumplimiento de algunos requisitos incluidos en el código ACI 318 (ACI Commite 318, 2014) como resultado de la experiencia registrada en los sismos mencionados anteriormente.

## **1 Objetivos**

### **1.1 Objetivo general**

Diseñar y analizar lineal y no linealmente una estructura de 12 pisos para zona de amenaza sísmica alta.

### **1.2 Objetivos específicos**

- Obtener el diseño sismo resistente de la estructura según criterios de NSR-10 (Decreto 926, 2010).
- Encontrar las curvas de capacidad de la edificación para el análisis estático no lineal e identificar parámetros de desempeño sísmico.
- Proponer modificaciones al diseño original según el desempeño sísmico de la estructura en términos de resistencia, ductilidad y nivel de daño de acuerdo a ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014).

## 2 Etapa 1: análisis y diseño lineal

En este capítulo se definen las características generales del edificio y se hace una reseña de los modelos usados para analizar la estructura. Se especifican materiales, cargas y se obtiene el diseño de losas de entrepiso y muros. Por último se definen parámetros para simular la flexibilidad de la cimentación y se obtienen resultados para el diseño de la misma.

### 2.1 Datos de la estructura y de sitio

**2.1.1 Descripción general de la edificación.** Estructura de uso residencial con 12 niveles de entrepiso. Área del lote: 27.48x19.99 m (549 m<sup>2</sup>). Área total construida: 5892 m<sup>2</sup>. Altura total: 30 m.

**2.1.2 Materiales.** El concreto especificado para todos los elementos estructurales es vaciado en sitio y con resistencia a la compresión  $f'_c = 28 \text{ MPa}$ . El valor del módulo de elasticidad del concreto se toma como  $E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 24870 \text{ MPa}$  de la sección C.8.5.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). El acero de refuerzo es corrugado, con resistencia a la fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$ .

**2.1.3 Sistema estructural.** El sistema de resistencia sísmica es muros de carga de concreto reforzado, el sistema de resistencia para cargas verticales es el mismo, tabla A.3-1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En la Figura 2 se muestra una planta con los muros que componen el sistema estructural. La losa de entrepiso es maciza, en principio reforzada para flexión en dos direcciones, la cubierta es también una losa maciza. Todo el concreto es vaciado en sitio. La cimentación consiste en losa maciza con vigas.

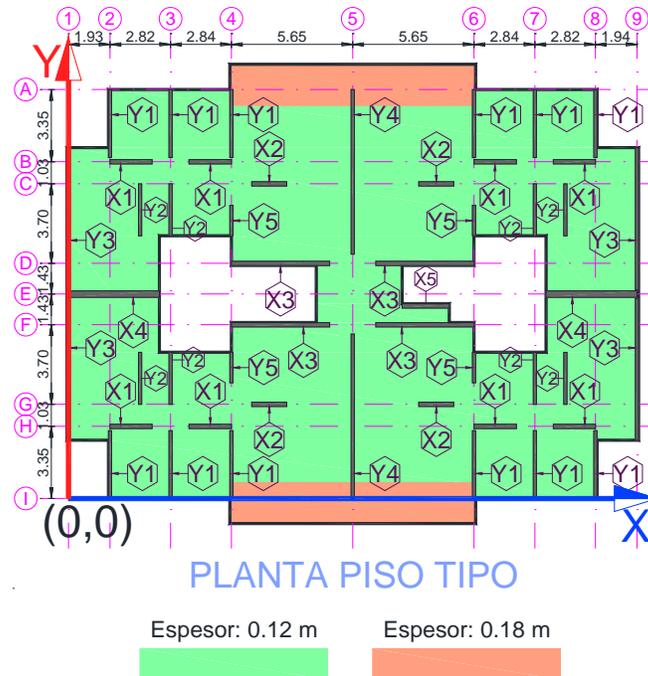


Figura 2 Planta de muros del sistema estructural

El sistema estructural tiene dos direcciones principales en planta que están identificadas en la Figura 2, así mismo se indica la ubicación del origen de coordenadas. La zona de la planta de entrepiso que aparece sombreada con color verde representa la losa de entrepiso con espesor igual a 0.12 m; la zona que aparece sombreada con color naranja representa la losa de 0.18 m de espesor.

**2.1.4 Pre-dimensionamiento de elementos estructurales.** Para calcular el espesor mínimo de la losa se revisa la deflexión inmediata debida a cargas vivas y la deflexión a largo plazo ocasionada por las cargas permanentes, los resultados se resumen en la Tabla 1. Se aplican los requisitos del capítulo C.9 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Las distintas zonas de espesor de losa están identificadas en la Figura 2.

Los valores de refuerzo obedecen principalmente a la cuantía mínima de refuerzo que se suministra tanto para refuerzo superior como inferior de la losa, la cuantía mínima para losas es

0.0018, artículo C.7.12.2.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En el caso de la losa de 0.18 m de espesor se requiere refuerzo inferior adicional al mínimo para lograr cumplir los estándares normativos de deflexión total de la tabla C.9.5(b) de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

Tabla 1  
*Control de deflexiones para losa*

| Parámetro                        | Losa: espesor propuesto |              |
|----------------------------------|-------------------------|--------------|
|                                  | 0.12 m                  | 0.18 m       |
| Luz [m]                          | 3.55                    | 5.50         |
| Recub. [mm]                      | 20                      | 20           |
| As- (superior)                   | 1N2 c/0.15 m            | 1N2 c/0.10 m |
| AS+ (inferior)                   | 1N2 c/0.15 m            | 1N3 c/0.10 m |
| $\Delta$ inmed [mm] <sup>1</sup> | 0.41                    | 1.18         |
| Ie/Ig [I] <sup>2</sup>           | 0.78                    | 0.61         |
| $\Delta$ inmed [mm] <sup>2</sup> | 2.58                    | 5.57         |
| $\Delta$ total [mm] <sup>3</sup> | 5.07                    | 11.29        |
| Límite $\Delta$ [mm]             | 7.39                    | 11.46        |

<sup>1</sup> Deflexión inmediata debida a cargas vivas

<sup>2</sup> Deflexión inmediata causada por la carga permanente

<sup>3</sup> Deflexión total; 5 años o más para cargas sostenidas

**2.1.5 Zona de amenaza sísmica.** La edificación está ubicada en el área metropolitana de Bucaramanga, la cual pertenece a una zona de amenaza sísmica alta, tabla A.2.3-2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

**2.1.6 Capacidad de disipación de energía.** En zonas de amenaza sísmica alta el sistema de muros de carga debe tener capacidad de disipación de energía especial, tabla A.3-1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

**2.1.7 Tipo de suelo y características.** Los datos suministrados se toman del estudio geotécnico de la edificación.

- Velocidad de onda de cortante: 360 m/s
- Tipo de perfil del suelo: C
- Aceleración horizontal pico efectiva en roca, coeficiente Aa: 0.25 (g)

- Velocidad horizontal pico efectiva, coeficiente  $A_v$ : 0.25 (g)
- Coeficiente de amplificación para periodos cortos,  $F_a=1.15$
- Coeficiente de amplificación para periodos intermedios,  $F_v=1.55$
- Coeficiente de importancia,  $I=1.00$
- Densidad del suelo:  $1770 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad del suelo: 50 MPa
- Capacidad recomendada para losa de cimentación:  $q_a=150 \text{ kN/m}^2$ . El factor de seguridad es:  $FS=3.0$

**2.1.8 Requisitos de protección contra incendios en edificaciones.** En función del uso de la edificación y de la categoría específica según requisitos del capítulo J de NSR-10, en resumen el espesor mínimo de muros estructurales debe ser mínimo 130 mm en el caso más crítico (agregado tipo silíceo), el espesor mínimo de losas debe ser 110 mm en el caso más crítico (agregado tipo silíceo).

En losas el recubrimiento mínimo de concreto reforzado debe ser 20 mm. Los resultados mencionados obedecen a la siguiente clasificación: Grupo de clasificación Residencial, subgrupo R-2 que corresponde a Multifamiliar. Categoría de riesgo II por ser una edificación de más de 10 pisos. Los muros de cerramiento de escaleras deben tener una resistencia al fuego mayor a 2 horas, los muros divisorios entre unidades mínimo  $1 \frac{1}{2}$  al igual que las losas de entrepiso según la tabla J.3.4-3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

**2.2 Análisis de irregularidades** Se siguen los criterios del capítulo A.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) y la sección 12.3 de ASCE 7 (ASCE, 2006) para las revisiones resumidas a continuación. El análisis concluye que la edificación no presenta irregularidad de tipo alguno, por ende  $\phi_a = 1.0$ ,  $\phi_p = 1.0$ ,  $\phi_r = 1.0$  y  $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ .

### 2.2.1 Irregularidades en planta

**2.2.1.1 Irregularidad torsional.** En la Tabla 2 y Tabla 3 se resumen los datos de análisis de existencia de irregularidad torsional para la dirección X e Y respectivamente.

Tabla 2  
Análisis de irregularidad torsional: fuerza sísmica en X

| X       | Máximo                  | $\Delta_{avg}$            | Relación                    |
|---------|-------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| Piso    | $\Delta_{max}=\Delta_1$ | $(\Delta_1 + \Delta_2)/2$ | $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ |
| Piso 12 | 0.57%                   | 0.57%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 11 | 0.59%                   | 0.59%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 10 | 0.61%                   | 0.61%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 9  | 0.63%                   | 0.63%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 8  | 0.64%                   | 0.64%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 7  | 0.64%                   | 0.64%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 6  | 0.62%                   | 0.62%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 5  | 0.58%                   | 0.58%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 4  | 0.52%                   | 0.52%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 3  | 0.43%                   | 0.43%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 2  | 0.31%                   | 0.31%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 1  | 0.14%                   | 0.14%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |

Tabla 3

*Análisis de irregularidad torsional: fuerza sísmica en Y*

| Y       | Máximo                  | $\Delta_{avg}$            | Relación                    |
|---------|-------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| Piso    | $\Delta_{max}=\Delta_1$ | $(\Delta_1 + \Delta_2)/2$ | $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ |
| Piso 12 | 0.33%                   | 0.32%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 11 | 0.34%                   | 0.33%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 10 | 0.35%                   | 0.35%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 9  | 0.36%                   | 0.36%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 8  | 0.37%                   | 0.36%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 7  | 0.36%                   | 0.36%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 6  | 0.35%                   | 0.35%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 5  | 0.33%                   | 0.32%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 4  | 0.30%                   | 0.29%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 3  | 0.25%                   | 0.24%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 2  | 0.18%                   | 0.18%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |
| Piso 1  | 0.09%                   | 0.09%                     | < 1.2; $\phi_p=1.00$        |

No se presenta irregularidad torsional en ninguna de las direcciones de estudio.

**2.2.1.2 Irregularidad por retrocesos en las esquinas.** No se considera que exista este tipo de irregularidad dado que no se cumple simultáneamente que  $A > 0.15B$  y  $C > 0.15D$  para ninguna de las posibilidades mostradas en la Figura 3.

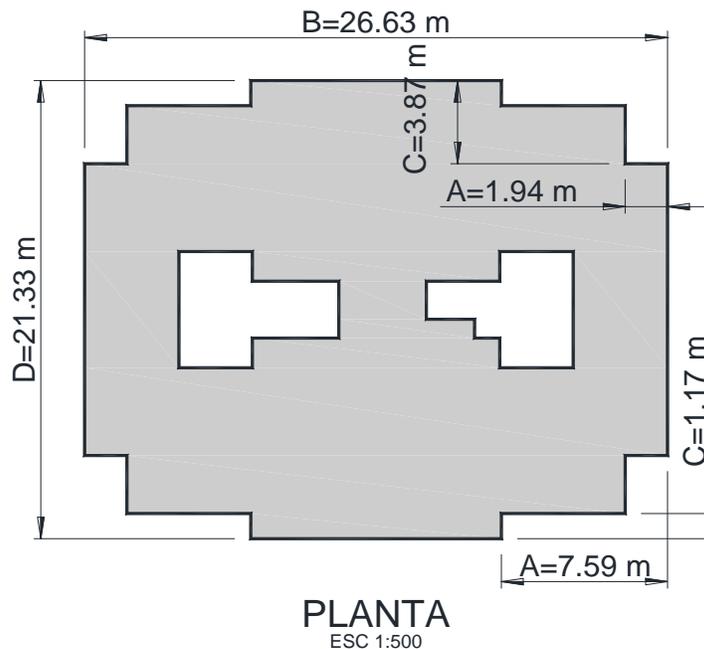


Figura 3 Irregularidad por retrocesos en las esquinas

**2.2.1.3 Irregularidad por discontinuidades en el diafragma.** En altura no existen cambios en la rigidez del diafragma dado que todas las plantas de entrepiso tienen la misma extensión. Por otro lado, los vacíos del diafragma corresponden a  $52.85 \text{ m}^2$  y no superan el 50% del área encerrada del diafragma ( $516.28 \text{ m}^2$ ), ver Figura 4. En consecuencia, no existe irregularidad por discontinuidades en el diafragma.

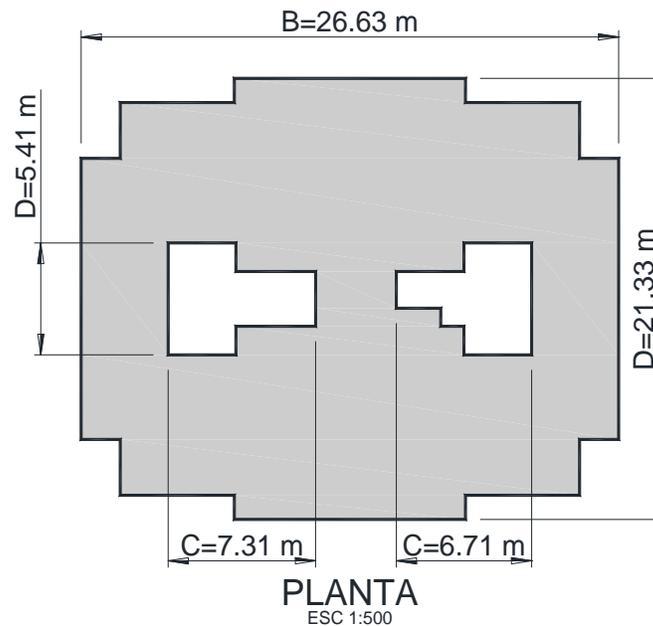


Figura 4 Irregularidad por discontinuidades en el diafragma

**2.2.1.4 Irregularidad por desplazamiento de los planos de acción.** No existe discontinuidad en el sistema de resistencia sísmica, es decir, todos los elementos verticales que resisten fuerzas laterales son continuos desde la cimentación hasta el piso 12.

**2.2.1.5 Irregularidad por sistemas no paralelos.** La dirección de acción de todos los elementos verticales que resisten fuerzas laterales es siempre paralela a alguna de las direcciones en planta del sistema de resistencia sísmica. No existe irregularidad por sistemas no paralelos.

**2.2.2 Irregularidades en altura.** Según los datos mostrados en la Tabla 4, se aprecia que la deriva en todos los pisos es menor que 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, se usan datos de deriva máxima de la Tabla 13. En consecuencia, según el artículo A.3.3.5.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) se considera que no existe irregularidad en altura de los siguientes tipos:

- Irregularidad por piso flexible
- Irregularidad en la distribución de las masas
- Irregularidad geométrica

Tabla 4  
*Relación de deriva vs deriva del piso siguiente hacia arriba*  
 $\Delta_i / \Delta_{i+1}$

| Piso    | $\Delta(\text{Fza. sísmica en X})$ | $\Delta(\text{Fza. sísmica en Y})$ |
|---------|------------------------------------|------------------------------------|
| Piso 12 | N.A.                               | N.A.                               |
| Piso 11 | 1.04                               | 1.04                               |
| Piso 10 | 1.04                               | 1.04                               |
| Piso 9  | 1.03                               | 1.03                               |
| Piso 8  | 1.01                               | 1.01                               |
| Piso 7  | 1.00                               | 0.99                               |
| Piso 6  | 0.97                               | 0.97                               |
| Piso 5  | 0.94                               | 0.94                               |
| Piso 4  | 0.89                               | 0.90                               |
| Piso 3  | 0.83                               | 0.84                               |
| Piso 2  | 0.71                               | 0.73                               |
| Piso 1  | 0.45                               | 0.49                               |

**2.2.2.1 Irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción.** Todos los elementos del sistema de resistencia sísmica se encuentran alineados en su plano vertical desde la cimentación hasta el piso 12. No existe irregularidad por desplazamiento dentro del plano de acción.

**2.2.2.2 Irregularidad por discontinuidad en la resistencia.** Como se ha expresado anteriormente, la configuración del sistema de resistencia sísmica no sufre alteraciones en toda la altura del edificio, por lo tanto no se presenta un patrón que genere menor resistencia en un piso inferior. La estructura no se considera irregular por discontinuidad en la resistencia.

## 2.3 Análisis de cargas

**2.3.1 Cargas gravitacionales.** En consecuencia con el uso de la edificación, se definen dos grupos de cargas que se aplican a la losa de entrepiso, ver Tabla 5.

Tabla 5  
*Grupos de cargas uniformes en losas*

| [kN/m <sup>2</sup> ]         | Apartamento | Balcones |
|------------------------------|-------------|----------|
| D: Carga muerta <sup>1</sup> | 4.6         | 4.6      |
| L: Carga viva                | 1.8         | 3.0      |

<sup>1</sup> Carga muerta sobreimpuesta

La carga muerta sobreimpuesta incluye acabados y muros divisorios según tabla B.3.4.3-1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). La cubierta de la edificación se asume está cargada con los mismos valores de los demás niveles de entrepiso.

**2.3.2 Peso propio de muros del sistema estructural: longitud y espesor.** En la Tabla 6 se resumen datos de longitud y espesor de los muros del sistema estructural, los cuales están ajustados a los requerimientos geométricos del proyecto arquitectónico.

Tabla 6

*Dimensiones de muros del sistema estructural*

| Muro        | Lw [m] <sup>1</sup> | h [m] <sup>2</sup> |
|-------------|---------------------|--------------------|
| x1          | 1.96                | 0.20               |
| x2          | 1.63                | 0.20               |
| x3          | 4.58                | 0.20               |
| x4          | 4.24                | 0.30               |
| x5          | 2.20                | 0.20               |
| y1          | 3.15                | 0.15               |
| y2          | 2.42                | 0.15               |
| y3          | 6.60                | 0.15               |
| y4          | 7.64                | 0.15               |
| y5          | 1.42                | 0.15               |
| Orientación | Área de muros       |                    |
| Dirección X | 11.1 m <sup>2</sup> |                    |
| Dirección Y | 15.7 m <sup>2</sup> |                    |

<sup>1</sup> Longitud total de muro<sup>2</sup> Espesor total de muro

**2.3.3 Masas por entrepiso.** Se calcula la masa de cada piso conforme a la definición del capítulo A.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), de modo que toda carga muerta asignada a la estructura constituye masa. En la Tabla 7 se resumen los valores de masa por piso.

Tabla 7

*Masa de la edificación*

| Piso         | Masa [kg]         |
|--------------|-------------------|
| Piso 12      | 456859.16         |
| Piso 11      | 537228.80         |
| Piso 10      | 537228.80         |
| Piso 9       | 537228.80         |
| Piso 8       | 537228.80         |
| Piso 7       | 537228.80         |
| Piso 6       | 537228.80         |
| Piso 5       | 537228.80         |
| Piso 4       | 537228.80         |
| Piso 3       | 537228.80         |
| Piso 2       | 537228.80         |
| Piso 1       | 537228.80         |
| <b>Total</b> | <b>6366375.96</b> |

**2.3.4 Cálculo de la fuerza horizontal equivalente.** Se usan los parámetros del estudio geotécnico, el espectro elástico de aceleración, la masa de la edificación y el periodo del modo fundamental para cada dirección del análisis modal. En la Tabla 8 se resumen los datos para cálculo de la fuerza horizontal equivalente; se aplican requisitos del capítulo A.2 y A.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

Tabla 8

*Datos para cálculo de la fuerza horizontal equivalente*

|                                 |                  |          |
|---------------------------------|------------------|----------|
| <b>Zona de amenaza sísmica:</b> | <b>Alta</b>      |          |
| Aa:                             | 0.25             |          |
| Av:                             | 0.25             |          |
| Fa:                             | 1.15             |          |
| Fv:                             | 1.55             |          |
| I:                              | 1.0              |          |
| Ct:                             | 0.049            |          |
| $\alpha$ :                      | 0.75             |          |
| h [m]:                          | 30.0             |          |
| M [kg]                          | 6366376          |          |
| Cu:                             | 1.285            |          |
|                                 | <b>Dirección</b> |          |
| <b>Modo</b>                     | <b>X</b>         | <b>Y</b> |
| T modal [s]                     | 0.795            | 0.516    |
| Ta [s]:                         | 0.628            | 0.628    |
| k:                              | 1.148            | 1.008    |
| CuTa [s]:                       | 0.795            | 0.516    |
| Sa (g):                         | 0.585            | 0.719    |
| Vs [kN]:                        | 37237            | 45758    |

En la Figura 5 se muestra el espectro elástico de aceleración calculado según criterios del capítulo A.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), los parámetros coinciden con los valores especificados en el estudio geotécnico para el diseño de la estructura.

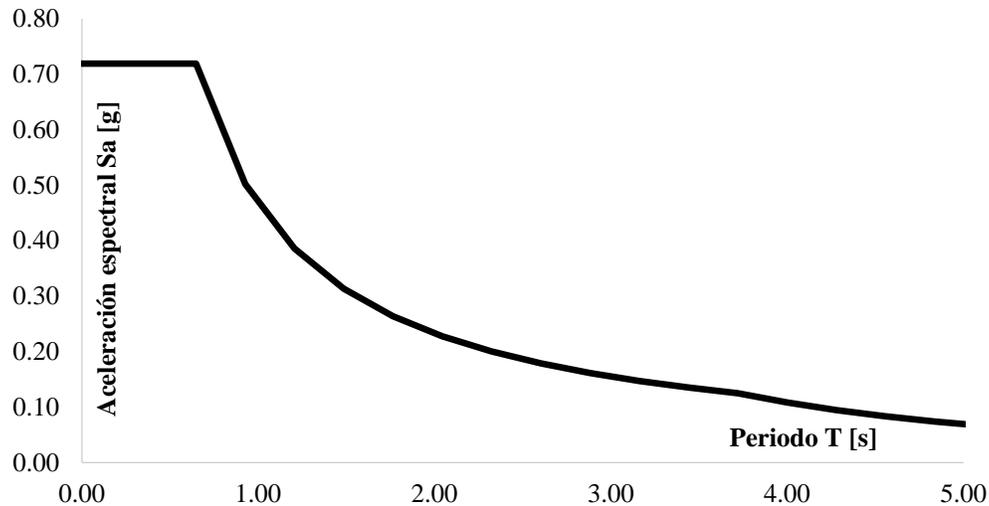


Figura 5 Espectro elástico de aceleración en función del periodo

**2.3.5 Fuerzas sísmicas de diseño: combinación modal espectral.** En la etapa de diseño se usa el análisis dinámico elástico consignado en el capítulo A.5 de NSR-10 debido a que este análisis permite calcular la influencia de modos de vibración superiores al modo fundamental del edificio. Por su parte el método de la fuerza horizontal equivalente está basado solo en el modo de vibración fundamental.

Se usa el espectro elástico de aceleración y los resultados del análisis modal. En cada dirección del sistema de resistencia sísmica se crea un caso de análisis, FXS para la dirección X en la Figura 2 y FYS para la dirección Y. Los valores de cualquier variable de análisis se determinan para cada modo de vibración y se combinan usando CQC (Computer & Structures, Inc., 2016) (*Complete Quadratic Combination method, ASCE 7 sección 12.9.3* (ASCE, 2006)).

El cortante total en la base para cada caso de análisis se ajusta según A.5.4.5 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) (método del análisis dinámico). En la Tabla 9 se muestra un resumen de los resultados de cortante por piso para cada dirección del sistema de resistencia sísmica.

Tabla 9

*Fuerzas sísmicas por el método de combinación modal espectral*

**Ajuste de resultados en función del cortante en la base**

| Modo             | X    | Y    |
|------------------|------|------|
| Factor de ajuste | 1.12 | 1.13 |

| Cortante de piso |          |          |
|------------------|----------|----------|
| Piso             | FXS [kN] | FYS [kN] |
| Piso 12          | 4481     | 5228     |
| Piso 11          | 9446     | 11297    |
| Piso 10          | 13460    | 16365    |
| Piso 9           | 16814    | 20673    |
| Piso 8           | 19666    | 24341    |
| Piso 7           | 22120    | 27467    |
| Piso 6           | 24234    | 30109    |
| Piso 5           | 26031    | 32294    |
| Piso 4           | 27504    | 34039    |
| Piso 3           | 28632    | 35330    |
| Piso 2           | 29382    | 36172    |
| Piso 1           | 29747    | 36567    |

## 2.4 Análisis

**2.4.1 Descripción del modelo.** Los modelos de análisis son creados en el programa de análisis ETABS 2016, versión 16.0.3, un producto de “*Computer and Structures, Inc*” (Computer & Structures, Inc., 2016).

**2.4.1.1 Modelo A, de análisis general.** Este modelo de análisis tiene las siguientes características:

- Cimentación rígida, es decir, los muros estructurales están restringidos a desplazamiento en los nodos de la base.
- Muros estructurales simulados con elementos tipo Shell. Este tipo de elementos se considera con sección no fisurada, excepto en el sentido débil del muro, para lo cual se aplica un factor de reducción a los coeficientes M11, M22 y M12 igual a 0.10 para desestimar la rigidez del elemento a flexión fuera del plano del muro. Los muros estructurales se encuentran separados entre sí en el modelo de análisis; es decir, en el

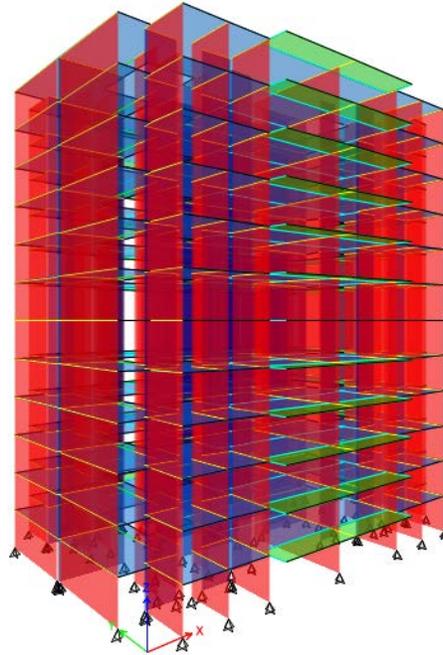
modelo de análisis no se unen los muros estructurales para conformar muros en C o en L, los nodos de los elementos tipo Shell se encuentran separados entre sí.

- Losa de entrepiso simulada con elementos tipo Shell. Se supone que la sección es no fisurada y se asigna la condición de diafragma rígido. Las cargas gravitacionales se asignan distribuidas sobre el área del elemento. Ver Figura 6.

Este modelo de análisis se usa para obtener resultados de análisis modal, combinación modal espectral para fuerzas sísmicas de diseño, análisis de desplazamientos, análisis de la deriva y obtención de resultados de análisis para diseño de muros estructurales. En la Figura 7 se muestra una perspectiva general del Modelo A.



Figura 6 Cargas gravitacionales aplicadas a elemento de losa



*Figura 7* Perspectiva general del Modelo A

**2.4.1.2 Modelo B, losa de entrepiso.** Este análisis se usa principalmente para encontrar resultados para diseño de losa de entrepiso. Se modela un nivel de entrepiso apoyado sobre los respectivos muros estructurales y vigas de entrepiso y se detalla una malla en la losa con tamaño máximo igual a 0.20 m. El tamaño de la malla se obtuvo al revisar distintos tamaños, la diferencia porcentual entre los resultados es inferior a 5% para la malla de 0.20 m, por lo que se usa este tamaño en el análisis. Las características de materiales, tipos de elementos y apoyos de este modelo son similares a las del Modelo A descrito anteriormente. Ver perspectiva general y cargas en la Figura 8 y Figura 9 respectivamente.

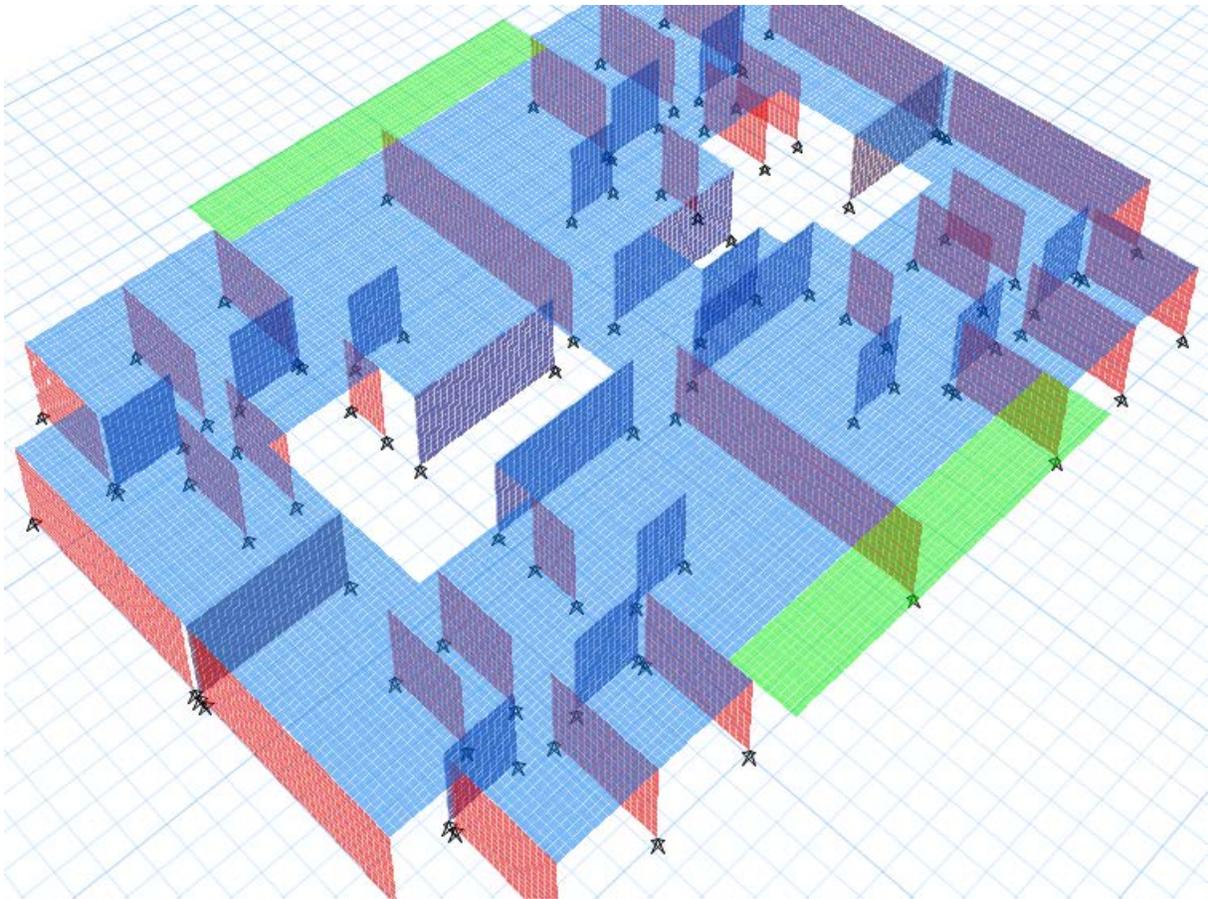


Figura 8 Perspectiva general del Modelo B

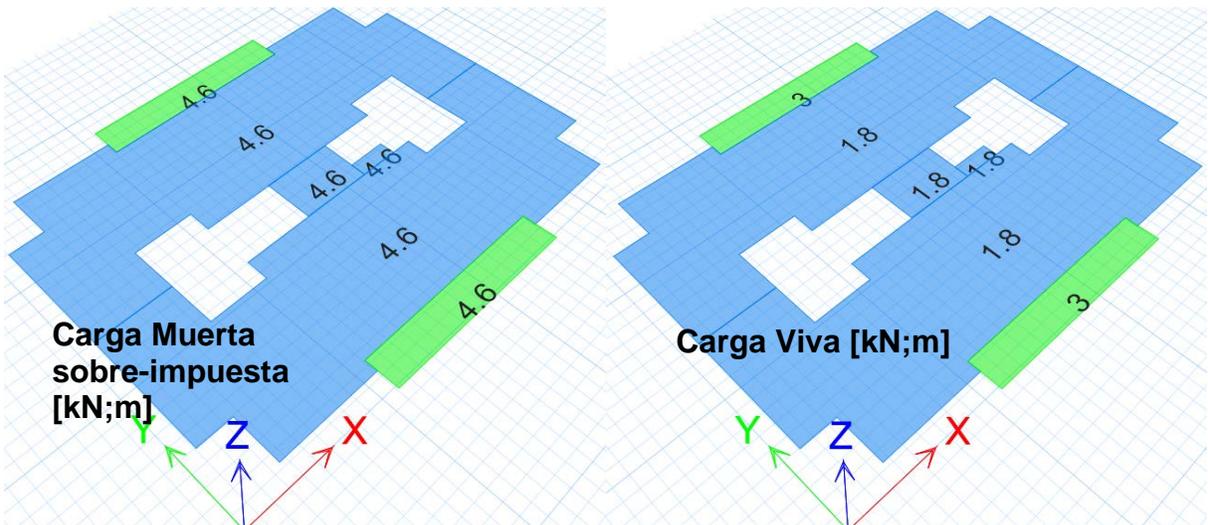
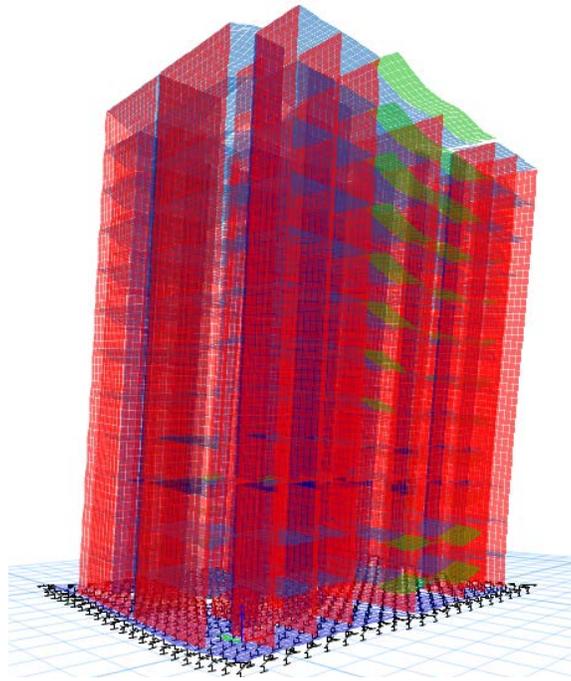


Figura 9 Cargas aplicadas sobre losa en Modelo B

**2.4.1.3 Modelo C, flexibilidad de la cimentación.** Este modelo de análisis es similar al Modelo A, la diferencia principal radica en que se simula directamente la flexibilidad de la cimentación. La metodología utilizada se resume en detalle en la sección 2.6.5. Ver perspectiva general en la Figura 10



*Figura 10* Perspectiva general del Modelo C. Deformada combinación 0.6D+0.7Ex

Los resultados de análisis de este modelo se usan para calcular asentamientos diferenciales en la base y diseñar los elementos de cimentación. En la Figura 11 se muestra un detalle de asignación de resortes en los nodos de la losa de cimentación.

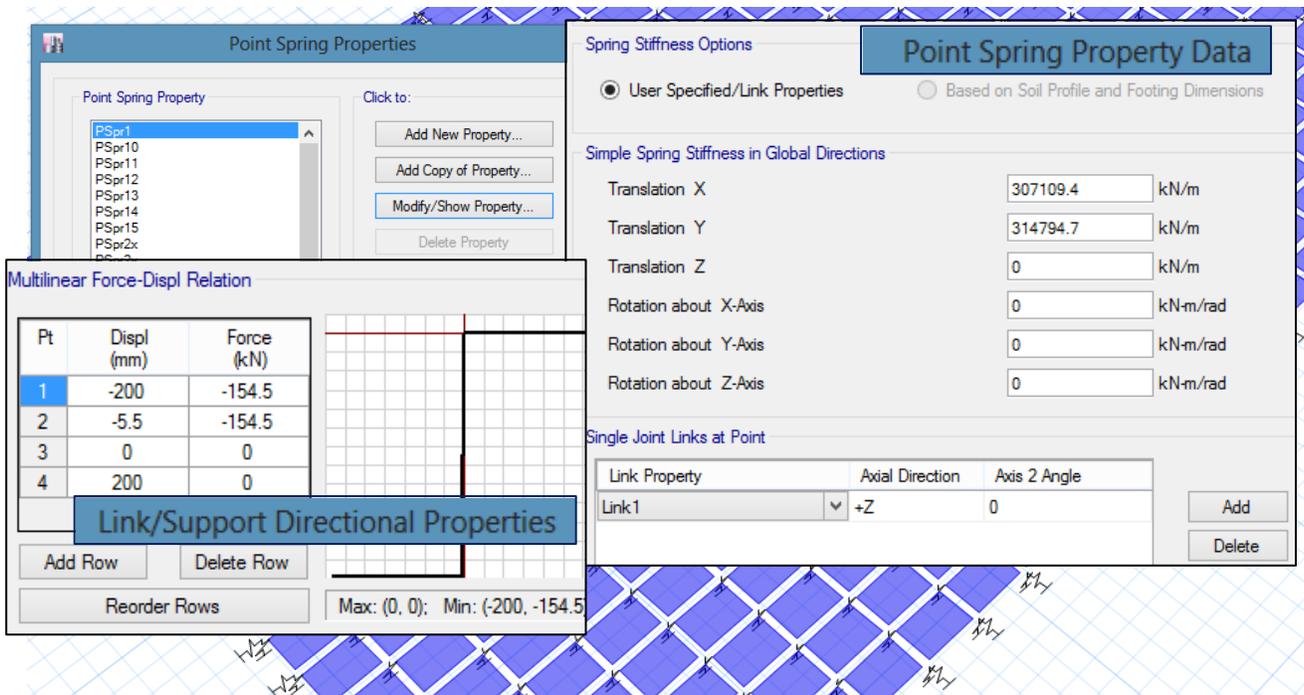


Figura 11 Detalle de asignación de resortes en los nodos de la losa de cimentación

Las cargas gravitacionales asignadas a la losa de entrepiso son las indicadas en la Figura 6. Las cargas laterales se toman de las fuerzas obtenidas en la sección 2.3.5, se define un caso de carga lateral para cada dirección de análisis. La fuerza asociada a cada nivel se aplica en el centro de masa de cada piso, se considera excentricidad de aplicación igual al 5.0% de la dimensión del diafragma perpendicular a la dirección de aplicación de la fuerza sísmica. Se define un caso de análisis no lineal relacionado a cada combinación para el método de esfuerzos de trabajo y para el método de resistencia según requisitos del capítulo B.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En la Figura 12 se muestra el cuadro de diálogo de aplicación de la carga lateral en ETABS 2016 para cada dirección de análisis.

| Load Set 1 of 1 |           |           |          |            |
|-----------------|-----------|-----------|----------|------------|
| Story           | Diaphragm | Fx<br>kN  | Fy<br>kN | Mz<br>kN-m |
| Story12         | D1        | 4481.4787 | 0        | 0          |
| Story11         | D1        | 4964.3273 | 0        | 0          |
| Story10         | D1        | 4013.824  | 0        | 0          |
| Story9          | D1        | 3354.6591 | 0        | 0          |
| Story8          | D1        | 2852.1542 | 0        | 0          |
| Story7          | D1        | 2453.8679 | 0        | 0          |
| Story6          | D1        | 2113.4905 | 0        | 0          |
| Story5          | D1        | 1797.2433 | 0        | 0          |
| Story4          | D1        | 1473.2593 | 0        | 0          |
| Story3          | D1        | 1127.471  | 0        | 0          |
| Story2          | D1        | 750.5088  | 0        | 0          |
| Story1          | D1        | 365.0488  | 0        | 0          |

**FXS**

| Load Set 1 of 1 |           |          |           |            |
|-----------------|-----------|----------|-----------|------------|
| Story           | Diaphragm | Fx<br>kN | Fy<br>kN  | Mz<br>kN-m |
| Story12         | D1        | 0        | 5227.8369 | 0          |
| Story11         | D1        | 0        | 6069.4067 | 0          |
| Story10         | D1        | 0        | 5067.5448 | 0          |
| Story9          | D1        | 0        | 4308.6817 | 0          |
| Story8          | D1        | 0        | 3667.9976 | 0          |
| Story7          | D1        | 0        | 3126.0193 | 0          |
| Story6          | D1        | 0        | 2641.3403 | 0          |
| Story5          | D1        | 0        | 2185.2999 | 0          |
| Story4          | D1        | 0        | 1744.9225 | 0          |
| Story3          | D1        | 0        | 1290.7629 | 0          |
| Story2          | D1        | 0        | 842.1166  | 0          |
| Story1          | D1        | 0        | 394.7468  | 0          |

**FYS**

Figura 12 Cuadro de diálogo de fuerza lateral aplicada en Modelo C

## 2.5 Resultados de análisis

**2.5.1 Análisis modal.** En la Tabla 10 se muestran resultados para los primeros 12 modos de vibración, para los cuales se cumple el requisito de mínimo 90% de participación de la masa, artículo A.5.4.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010); en total se usaron 24 modos. En la dirección X el modo 1 es el fundamental, con un periodo de 0.795 s; en la dirección Y el modo fundamental es el 2, con un periodo de 0.516 s.

Tabla 10

*Resultados de análisis modal*

| Modo | Periodo [s] | % Participación masa (acumulada) |     |         |
|------|-------------|----------------------------------|-----|---------|
|      |             | % X                              | % Y | % Rot Z |
| 1    | 0.795       | 68%                              | 0%  | 0%      |
| 2    | 0.516       | 68%                              | 69% | 0%      |
| 3    | 0.454       | 68%                              | 69% | 69%     |
| 4    | 0.191       | 85%                              | 69% | 69%     |
| 5    | 0.126       | 85%                              | 86% | 69%     |
| 6    | 0.115       | 85%                              | 86% | 87%     |
| 7    | 0.084       | 92%                              | 86% | 87%     |
| 8    | 0.058       | 92%                              | 92% | 87%     |
| 9    | 0.054       | 92%                              | 92% | 92%     |
| 10   | 0.05        | 95%                              | 92% | 92%     |
| 11   | 0.036       | 95%                              | 95% | 92%     |
| 12   | 0.034       | 97%                              | 95% | 92%     |

### 2.5.2 Desplazamiento máximo de piso.

Se muestran resultados de desplazamiento máximo por piso en la Tabla 11 y Tabla 12 para los casos de combinación modal espectral en cada dirección de estudio.

Tabla 11

*Desplazamiento máximo de piso: fuerza sísmica en X, combinación modal espectral*

| X<br>Piso | Ubicación nodo |       | Desplazamiento |         |
|-----------|----------------|-------|----------------|---------|
|           | x [m]          | y [m] | Ux [mm]        | Uy [mm] |
| Piso 12   | 13.24          | 18.99 | 155.7          | 0.3     |
| Piso 11   | 13.24          | 18.99 | 141.6          | 0.3     |
| Piso 10   | 13.24          | 18.99 | 127.0          | 0.2     |
| Piso 9    | 13.24          | 18.99 | 111.9          | 0.2     |
| Piso 8    | 13.24          | 18.99 | 96.2           | 0.2     |
| Piso 7    | 13.24          | 18.99 | 80.4           | 0.1     |
| Piso 6    | 13.24          | 18.99 | 64.5           | 0.1     |
| Piso 5    | 13.24          | 18.99 | 49.2           | 0.1     |
| Piso 4    | 13.24          | 18.99 | 34.7           | 0.1     |
| Piso 3    | 13.24          | 18.99 | 21.8           | 0.0     |
| Piso 2    | 13.24          | 18.99 | 11.1           | 0.0     |
| Piso 1    | 13.24          | 18.99 | 3.5            | 0.0     |

Tabla 12

*Desplazamiento máximo de piso: fuerza sísmica en Y, combinación modal espectral*

| Y<br>Piso | Ubicación nodo |       | Desplazamiento |         |
|-----------|----------------|-------|----------------|---------|
|           | x [m]          | y [m] | Ux [mm]        | Uy [mm] |
| Piso 12   | 0.00           | 9.50  | 0.3            | 90.0    |
| Piso 11   | 0.00           | 9.50  | 0.2            | 81.8    |
| Piso 10   | 0.00           | 9.50  | 0.2            | 73.4    |
| Piso 9    | 0.00           | 9.50  | 0.2            | 64.6    |
| Piso 8    | 0.00           | 9.50  | 0.2            | 55.5    |
| Piso 7    | 0.00           | 9.50  | 0.1            | 46.4    |
| Piso 6    | 0.00           | 9.50  | 0.1            | 37.4    |
| Piso 5    | 0.00           | 9.50  | 0.1            | 28.6    |
| Piso 4    | 0.00           | 9.50  | 0.1            | 20.4    |
| Piso 3    | 0.00           | 9.50  | 0.0            | 13.0    |
| Piso 2    | 0.00           | 9.50  | 0.0            | 6.8     |
| Piso 1    | 0.00           | 9.50  | 0.0            | 2.2     |

Se incluyen coordenadas en planta del nodo en que se mide el máximo desplazamiento; también se incluye el desplazamiento ortogonal correspondiente. Como se indicó antes, los valores se determinaron para cada modo de vibración y se combinaron usando CQC.

**2.5.3 Análisis de la deriva.** En consecuencia con el análisis modal, puede apreciarse que la estructura es más flexible en la dirección X. En la Tabla 13 se resumen los resultados. Como puede observarse de la tabla, en ningún nivel se excede la máxima deriva de 1.00% la altura total de piso.

Tabla 13

*Análisis de la deriva, fuerzas sísmicas por combinación modal espectral*

| Piso    | Deriva total máxima de piso [%] |                              |
|---------|---------------------------------|------------------------------|
|         | $\Delta$ (Fza. sísmica en X)    | $\Delta$ (Fza. sísmica en Y) |
| Piso 12 | 0.57%                           | 0.33%                        |
| Piso 11 | 0.59%                           | 0.34%                        |
| Piso 10 | 0.61%                           | 0.35%                        |
| Piso 9  | 0.63%                           | 0.36%                        |
| Piso 8  | 0.64%                           | 0.37%                        |
| Piso 7  | 0.64%                           | 0.36%                        |
| Piso 6  | 0.62%                           | 0.35%                        |
| Piso 5  | 0.58%                           | 0.33%                        |

## 2.6 Diseño

**2.6.1 Combinaciones de diseño.** Según la tabla A.3.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), para el sistema estructural muros de carga con capacidad especial de disipación de energía  $R_0 = 5.0$  y  $\Omega_0 = 2.5$ ; con los resultados de la sección 2.2 se concluye que el coeficiente de capacidad de disipación de energía es  $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 = 5.0$ . Durante el proceso de diseño de los elementos estructurales se usan las fuerzas obtenidas de las combinaciones de carga consignadas en el capítulo B.2 de la NSR-10 (Decreto 926, 2010). En la Tabla 14 se muestra un resumen de los coeficientes usados para cada combinación.

Tabla 14

*Combinaciones de carga: Método de resistencia*

| Nombre           | Caso/Combinación | Coefficiente de carga |
|------------------|------------------|-----------------------|
| exs <sup>2</sup> | FXS <sup>1</sup> | 0.20                  |
| exs              | FYS <sup>1</sup> | 0.06                  |
| eys <sup>2</sup> | FYS              | 0.20                  |
| eys              | FXS              | 0.06                  |
| 14D              | Dead             | 1.40                  |
| 12D16L           | Dead             | 1.20                  |
| 12D16L           | Live             | 1.60                  |
| 12DLEX           | Dead             | 1.20                  |
| 12DLEX           | Live             | 1.00                  |
| 12DLEX           | exs              | 1.00                  |
| 12DLEY           | Dead             | 1.20                  |
| 12DLEY           | Live             | 1.00                  |
| 12DLEY           | eys              | 1.00                  |
| 9DEX             | Dead             | 0.90                  |
| 9DEX             | exs              | 1.00                  |
| 9DEY             | Dead             | 0.90                  |
| 9DEY             | eys              | 1.00                  |

<sup>1</sup> Fuerza sísmica por combinación modal espectral

<sup>2</sup> Fuerza sísmica reducida de diseño; efectos ortogonales

**2.6.2 Reacciones en la base.** En la Tabla 15 se muestran resultados de análisis para reacciones en la base.

El sistema de coordenadas en que se basan los resultados mostrados es congruente con la información de la Figura 2.

Tabla 15

*Análisis: reacciones en la base*

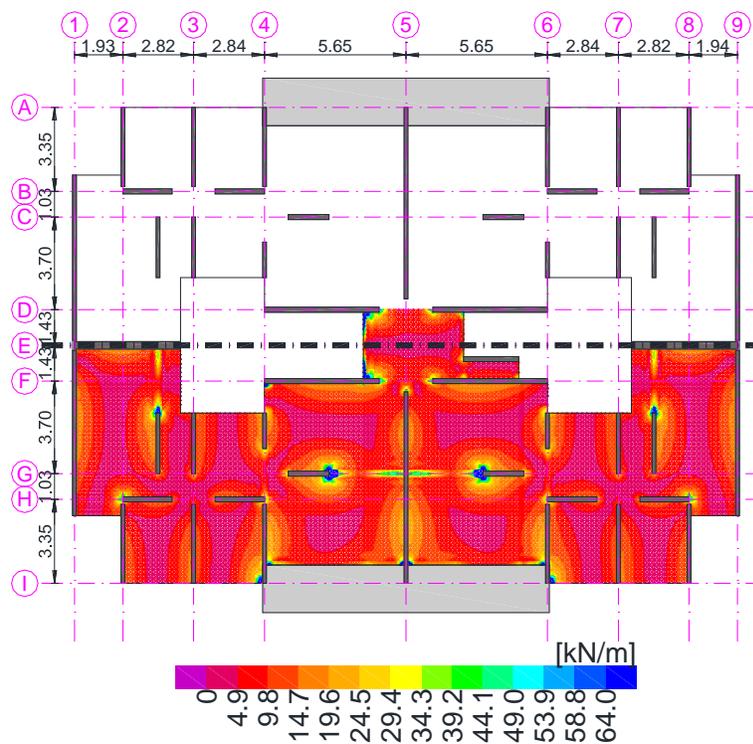
| Caso/Combinación | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] |
|------------------|---------|---------|---------|
| Dead             | 0       | 0       | 63221   |
| Live             | 0       | 0       | 10813   |
| FXS Max          | 29790   | 74      | 0       |
| FYS Max          | 74      | 36607   | 0       |
| exs Max          | 5962    | 2211    | 0       |
| exs Min          | -5962   | -2211   | 0       |
| eyS Max          | 1802    | 7326    | 0       |
| eyS Min          | -1802   | -7326   | 0       |
| 14D              | 0       | 0       | 88509   |
| 12D16L           | 0       | 0       | 93166   |
| 12DLEX Max       | 5962    | 2211    | 86678   |
| 12DLEX Min       | -5962   | -2211   | 86678   |
| 12DLEY Max       | 1802    | 7326    | 86678   |
| 12DLEY Min       | -1802   | -7326   | 86678   |
| 9DEX Max         | 5962    | 2211    | 56899   |
| 9DEX Min         | -5962   | -2211   | 56899   |
| 9DEY Max         | 1802    | 7326    | 56899   |
| 9DEY Min         | -1802   | -7326   | 56899   |

**2.6.3 Diseño de losa de entrepiso.** A continuación se muestran resultados de diseño para la losa de entrepiso. En los anexos se pueden encontrar planos generales y detalles.

**2.6.3.1 Generalidades .** La losa se simula en el Modelo B; éste modelo incluye los apoyos de losa en cualquier dirección, por ende, en general la losa se refuerza para flexión en dos direcciones. El concreto especificado para la losa es vaciado en sitio y resistencia a la compresión  $f'_c = 28 \text{ MPa}$ . El acero de refuerzo es corrugado, con resistencia a la fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$ .

**2.6.3.2 Recubrimiento del refuerzo.** Se aplican requisitos del capítulo C.7 de NSR-10 (Decreto 926, 2010): C.7.7.2. La losa es de concreto no expuesto a la intemperie, según esto el recubrimiento para concreto construido en sitio debe ser 20 mm en losas.

**2.6.3.3 Diseño de losa por cargas gravitacionales.** Se usan los resultados de análisis mostrados en la Figura 13 a la Figura 18; estos valores se comparan con la resistencia reducida para cortante y flexión que se resumen en la Tabla 16.



*Figura 13* Diagrama de cortante máximo en losa de 0.12 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kN/m]

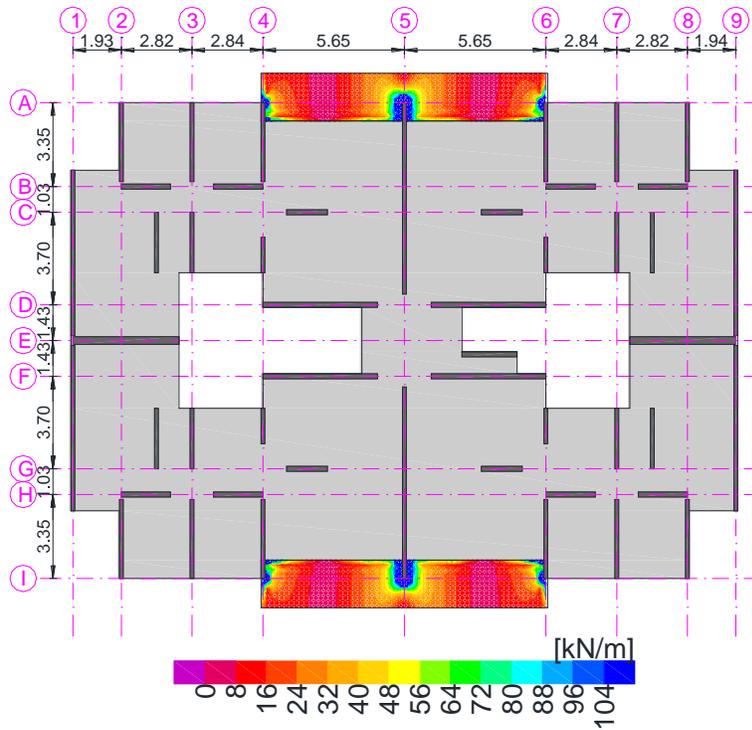


Figura 14 Diagrama de cortante máximo en losa de 0.18 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kN/m]

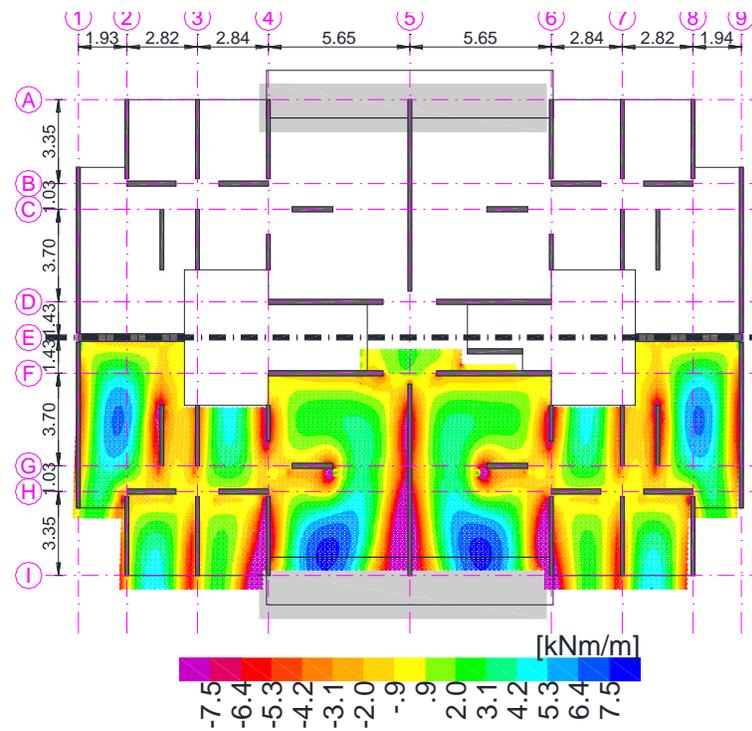


Figura 15 Diagrama de momento M11 (en dirección X) en losa de 0.12 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kNm/m]

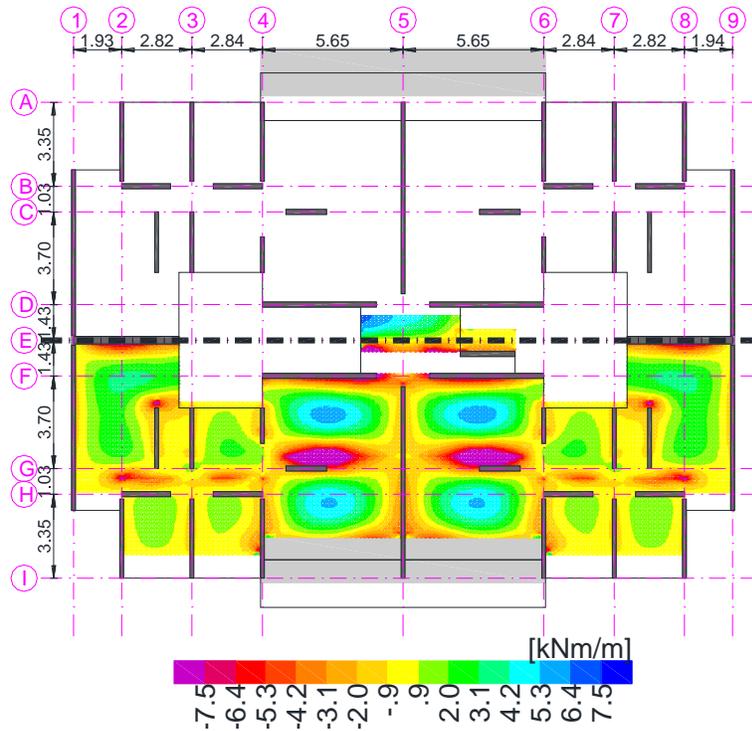


Figura 16 Diagrama de momento M22 (en dirección Y) en losa de 0.12 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kNm/m]

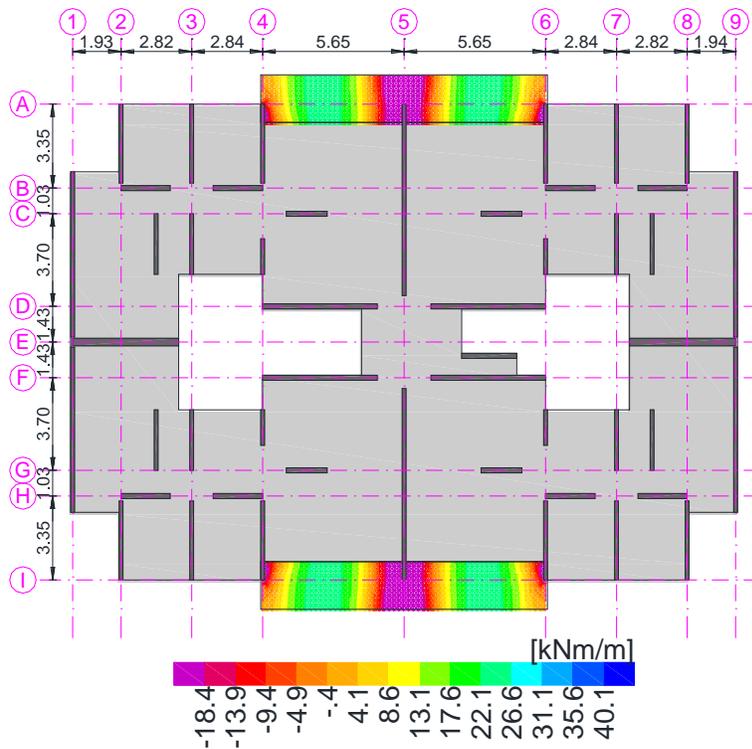


Figura 17 Diagrama de momento M11 (en dirección X) en losa de 0.18 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kNm/m]

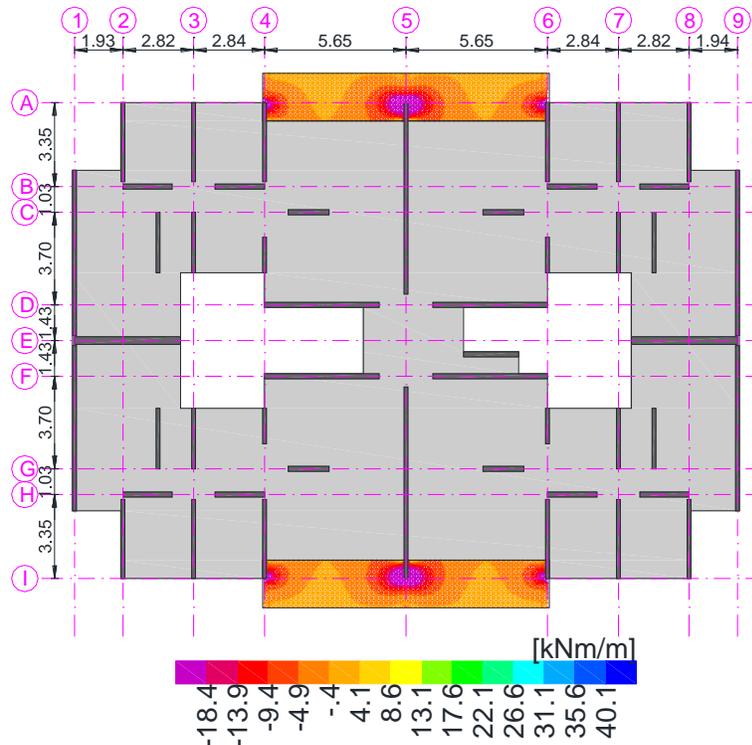


Figura 18 Diagrama de momento M22 (en dirección Y) en losa de 0.18 m de espesor para combinación 1.2D+1.6L [kNm/m]

En la Tabla 16 se resumen las cantidades de refuerzo suministradas, éstas obedecen inicialmente a los valores especificados durante el proceso de control de deflexiones, ver sección 2.1.4.

Tabla 16  
Diseño de losa, resistencia reducida

| Parámetro      | Espesor de losa |              |
|----------------|-----------------|--------------|
|                | 0.12 m          | 0.18 m       |
| f'c [MPa]      | 28              | 28           |
| fy [MPa]       | 420             | 420          |
| Recub. [mm]    | 20              | 20           |
| As- (superior) | 1N2 c/0.15 m    | 1N2 c/0.10 m |
| As+ (inferior) | 1N2 c/0.15 m    | 1N3 c/0.10 m |
| ØMn- [kNm/m]   | 7.60            | 18.44        |
| ØMn+ [kNm/m]   | 7.60            | 40.12        |
| ØVn [kN/m]     | 64.0            | 104.0        |

En el caso de la losa de 0.12 m de espesor, se debe adicionar refuerzo superior adicional en todas las zonas en que se excede el límite de 7.60 kNm/m en ambas direcciones (color magenta

en las respectivas figuras de diagramas); el refuerzo adicional asignado es 1N2 c/0.15 m, con lo que se alcanza una resistencia a flexión igual a 14.86 kNm/m. Con esto se cumple que la resistencia reducida a momento negativo sea superior a la demanda a flexión en los apoyos obtenida de la combinación de diseño.

En el caso de la losa de 0.18 m de espesor, como se indica en la tabla, el refuerzo superior permite lograr una resistencia en la losa de 18.44 kNm/m. En los apoyos de los ejes 4 y 6 se debe extender la malla de la losa de 0.12 m de espesor sobre la zona en que el momento negativo es superior a 18.44 kNm/m, con esto se alcanza una resistencia reducida a momento negativo igual a 30.4 kNm/m y se cumple el requisito de diseño para momento negativo en la dirección X. Sobre el apoyo del eje 5 se debe suministrar 1N3 c/0.10 m adicional para alcanzar una resistencia reducida a momento negativo igual a 56.8 kNm/m. En la dirección Y, se debe adicionar refuerzo superior igual a 1N2 c/0.15 m para alcanzar una resistencia de 30.4 kNm/m; en el apoyo central se debe adicionar 1N3 c/0.10 m superior para alcanzar una resistencia de 56.8 kNm/m.

En el caso de resistencia a fuerza cortante, se aceptan los resultados para ambos espesores de losa. Los valores alcanzan límites aceptables a  $d$  de la carga de los apoyos.

**2.6.4 Diseño de muros estructurales.** En esta sección se encuentran resultados de diseño para muros estructurales. Ver planos y detalles en los anexos.

**2.6.4.1 Generalidades .** A continuación se ilustra el diseño del muro y3; las dimensiones de los muros del sistema estructural se resumen en la Tabla 6. El muro y3 tiene longitud  $l_w = 6.60 m$  y ancho  $h = 0.15 m$ . La altura del muro es  $h_w = 30 m$ .

Para todos los niveles se usa concreto con resistencia a la compresión  $f'_c = 28 MPa$ . El acero de refuerzo es corrugado, con resistencia a la fluencia  $f_y = 420 MPa$ .

**2.6.4.2 Diseño por cortante en el plano del muro.** Debe revisarse para cada nivel y cada combinación de carga, la sollicitación a cortante en el plano a la que está sometido el muro, y debe verificarse que se cumple  $\phi V_n \geq V_u$ , ecuación C.11-1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). El coeficiente de reducción de resistencia para cortante es  $\phi = 0.75$  según C.9.3.2.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

Para el muro y3, los valores de axial se muestran en la Tabla 20, cortante en el plano en la Tabla 21 y flexión en el plano en la Tabla 22.

El valor de  $V_n$  no debe tomarse mayor que  $0.83\sqrt{f'_c}hd$  según C.11.9.3 ni  $A_{cv}(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$  según C.21.9.4.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Los valores respectivos se muestran en la Tabla 17.

Tabla 17  
Máxima resistencia reducida a cortante en el plano

|                                      |           |
|--------------------------------------|-----------|
| $V_{u,max}$ [kN]                     | 1010      |
| $\phi V_{n,max}$ [kN] C.11.9.3       | 2607      |
| $\phi V_{n,max}$ [kN] C.21.9.4.1 DES | 1344      |
| $V_{u,max} < \phi V_{n,max}$         | VERDADERO |

2.6.4.2.1 Resistencia a cortante aportada por el concreto. Dado que las sollicitaciones de cortante en el plano no superan los valores de resistencia reducida máximos, se procede a calcular la resistencia a cortante en el plano de la sección de concreto. Para esto se aplican las siguientes ecuaciones de NSR-10 (Decreto 926, 2010):

$$\text{Ecuación C.11-27. } V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

$$\text{Ecuación C.11-28. } V_c = \left[ 0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} \frac{l_w}{2}} \right] hd$$

Al aplicar las expresiones anteriores, se encuentra que el punto crítico de análisis del muro y3 ocurre en el Piso 2 para la combinación de carga 9DEY Max; en este punto ocurre la máxima diferencia entre  $\phi V_c$  y  $V_u$  en toda la serie de datos. Los resultados se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18

Resistencia reducida a cortante proporcionada por el concreto

|                              |       |
|------------------------------|-------|
| Vu [kN]                      | 969   |
| Mu [kNm]                     | 7648  |
| Pu [kN]                      | -2325 |
| Vc [kN] C.11-27              | 666   |
| Vc [kN] C.11-28              | 276   |
| Vc [kN] min(C.11-27,C.11-28) | 276   |
| Vu< $\phi$ Vc                | FALSO |

2.6.4.2.2 Refuerzo a cortante. Debido a que  $V_u > 0.5\phi V_c$  debe proveerse refuerzo a cortante según C.11.9.9 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

La resistencia reducida a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante,  $V_s$  se obtiene de la ecuación C.11-2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010):  $V_n = V_c + V_s$ . En la Tabla 18 se calcula que  $V_s$  debe ser mayor que 1016 kN.

Según las indicaciones de C.11.9.9.2, C.11.9.9.3, C.11.9.9.4, C.11.9.9.5 y C.21.9.2.1 debe suministrarse refuerzo de cortante horizontal y vertical. La cuantía del refuerzo horizontal debe ser mayor que 0.0025. El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical para cortante no debe exceder 450 mm para el muro y3. La cuantía del refuerzo vertical debe pertenecer al intervalo (0.0025,0.0033).

Para muros especiales de concreto reforzado debe revisarse el número mínimo de capas de refuerzo de cortante según C.21.9.2.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). El muro y3 debe tener mínimo 2 capas dado que  $V_{u,max} = 1010 \text{ kN} > 0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c} = 712 \text{ kN}$ .

La cantidad de refuerzo requerida se calcula usando la ecuación  $V_s = A_v f_y d/s$ , C.11-29 de NSR-10 (Decreto 926, 2010);  $A_v$  es el área de refuerzo horizontal para cortante con espaciado  $s$ . Dado que  $V_s \geq 1016 \text{ kN}$ , se suministran 2 cortinas de barras calibre N2 con una separación  $s = 0.13 \text{ m}$ , con lo que se obtiene  $V_s = 1080 \text{ kN}$ . En la Tabla 19 se resumen las cuantías suministradas para el muro y3. La cuantía para el refuerzo vertical de cortante se toma igual a la del refuerzo horizontal.

Tabla 19

*Resistencia reducida a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante*

|                                      |              |
|--------------------------------------|--------------|
| Refuerzo suministrado                | 2N2 c/0.13 m |
| Vs [kN]                              | 1080         |
| $\rho_t$ , suministrado (horizontal) | 0.00325      |
| $\rho_L$ , suministrado (vertical)   | 0.00325      |

Tabla 20

*Muro y3: Carga axial para combinaciones de carga*

| Piso    | 14D   | 12D16L | 12DLEX Max | 12DLEX Min | 12DLEY Max | 12DLEY Min | 9DEX Max | 9DEX Min | 9DEY Max | 9DEY Min |
|---------|-------|--------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|
| Piso 12 | -177  | -178   | -33        | -303       | 18         | -354       | 21       | -249     | 72       | -300     |
| Piso 11 | -359  | -360   | -20        | -661       | 95         | -776       | 90       | -551     | 205      | -666     |
| Piso 10 | -539  | -541   | 27         | -1050      | 204        | -1227      | 192      | -885     | 369      | -1062    |
| Piso 9  | -719  | -722   | 110        | -1475      | 349        | -1714      | 330      | -1254    | 569      | -1494    |
| Piso 8  | -899  | -903   | 227        | -1934      | 529        | -2235      | 502      | -1658    | 804      | -1960    |
| Piso 7  | -1079 | -1083  | 375        | -2423      | 737        | -2785      | 706      | -2093    | 1068     | -2454    |
| Piso 6  | -1258 | -1263  | 547        | -2934      | 965        | -3352      | 932      | -2549    | 1350     | -2967    |
| Piso 5  | -1436 | -1442  | 731        | -3457      | 1199       | -3925      | 1171     | -3018    | 1638     | -3485    |
| Piso 4  | -1615 | -1621  | 912        | -3976      | 1420       | -4484      | 1406     | -3482    | 1914     | -3990    |
| Piso 3  | -1792 | -1798  | 1068       | -4468      | 1606       | -5006      | 1617     | -3920    | 2154     | -4457    |
| Piso 2  | -1969 | -1976  | 1168       | -4903      | 1723       | -5458      | 1770     | -4301    | 2325     | -4856    |
| Piso 1  | -2143 | -2150  | 1168       | -5234      | 1730       | -5796      | 1823     | -4579    | 2385     | -5141    |

Tabla 21

*Muro y3: Cortante en el plano para combinaciones de carga*

| Piso    | 14D | 12D16L | 12DLEX Max | 12DLEX Min | 12DLEY Max | 12DLEY Min | 9DEX Max | 9DEX Min | 9DEY Max | 9DEY Min |
|---------|-----|--------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|
| Piso 12 | 3   | 4      | 233        | -226       | 280        | -273       | 231      | -228     | 278      | -274     |
| Piso 11 | 3   | 4      | 283        | -276       | 417        | -410       | 281      | -277     | 416      | -412     |
| Piso 10 | 3   | 4      | 349        | -343       | 548        | -541       | 348      | -344     | 546      | -542     |
| Piso 9  | 3   | 3      | 417        | -411       | 666        | -660       | 415      | -412     | 665      | -661     |
| Piso 8  | 3   | 3      | 479        | -474       | 768        | -762       | 478      | -475     | 767      | -764     |
| Piso 7  | 2   | 3      | 534        | -529       | 855        | -850       | 533      | -530     | 854      | -851     |
| Piso 6  | 2   | 2      | 576        | -572       | 925        | -920       | 575      | -573     | 924      | -921     |
| Piso 5  | 2   | 2      | 601        | -597       | 976        | -972       | 600      | -598     | 975      | -973     |
| Piso 4  | 1   | 2      | 602        | -599       | 1005       | -1003      | 601      | -599     | 1005     | -1003    |
| Piso 3  | 1   | 1      | 570        | -568       | 1009       | -1008      | 570      | -569     | 1010     | -1008    |
| Piso 2  | 0   | 0      | 493        | -492       | 969        | -969       | 492      | -492     | 969      | -969     |
| Piso 1  | 0   | 0      | 328        | -329       | 780        | -781       | 328      | -329     | 781      | -781     |

Tabla 22

*Muro y3: Flexión en el plano para combinaciones de carga*

| Piso    | 14D | 12D16L | 12DLEX Max | 12DLEX Min | 12DLEY Max | 12DLEY Min | 9DEX Max | 9DEX Min | 9DEY Max | 9DEY Min |
|---------|-----|--------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|
| Piso 12 | 4   | 5      | 225        | -216       | 220        | -211       | 223      | -218     | 218      | -213     |
| Piso 11 | 2   | 3      | 336        | -331       | 373        | -368       | 335      | -332     | 372      | -369     |
| Piso 10 | 2   | 2      | 468        | -464       | 598        | -594       | 467      | -465     | 597      | -594     |
| Piso 9  | 1   | 1      | 656        | -653       | 1015       | -1012      | 655      | -654     | 1014     | -1013    |
| Piso 8  | 0   | 0      | 883        | -882       | 1583       | -1582      | 882      | -882     | 1583     | -1582    |
| Piso 7  | 0   | 0      | 1138       | -1139      | 2278       | -2278      | 1138     | -1139    | 2278     | -2278    |
| Piso 6  | -1  | -2     | 1413       | -1416      | 3088       | -3091      | 1414     | -1415    | 3088     | -3090    |
| Piso 5  | -2  | -3     | 1702       | -1706      | 4015       | -4020      | 1703     | -1706    | 4016     | -4019    |
| Piso 4  | -3  | -4     | 1998       | -2005      | 5070       | -5077      | 2000     | -2004    | 5071     | -5076    |
| Piso 3  | -5  | -5     | 2302       | -2311      | 6277       | -6286      | 2303     | -2309    | 6279     | -6285    |
| Piso 2  | -6  | -7     | 2628       | -2641      | 7646       | -7659      | 2630     | -2638    | 7648     | -7656    |
| Piso 1  | -6  | -6     | 3331       | -3343      | 9093       | -9105      | 3334     | -3341    | 9095     | -9103    |

Tabla 23

*Muro y3:  $\delta_u/h_w$  para diseño de elemento de borde*

| Piso    | 14D   | 12D16L | 12DLEX Max | 12DLEX Min | 12DLEY Max | 12DLEY Min | 9DEX Max | 9DEX Min | 9DEY Max | 9DEY Min |
|---------|-------|--------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|
| Piso 12 | 0.00% | 0.00%  | 0.20%      | 0.20%      | 0.57%      | 0.57%      | 0.20%    | 0.20%    | 0.57%    | 0.57%    |
| Piso 11 | 0.00% | 0.00%  | 0.20%      | 0.20%      | 0.59%      | 0.59%      | 0.20%    | 0.20%    | 0.59%    | 0.59%    |
| Piso 10 | 0.00% | 0.00%  | 0.21%      | 0.21%      | 0.61%      | 0.61%      | 0.21%    | 0.21%    | 0.61%    | 0.61%    |
| Piso 9  | 0.00% | 0.00%  | 0.21%      | 0.21%      | 0.62%      | 0.62%      | 0.21%    | 0.21%    | 0.62%    | 0.62%    |
| Piso 8  | 0.00% | 0.00%  | 0.21%      | 0.21%      | 0.62%      | 0.62%      | 0.21%    | 0.21%    | 0.62%    | 0.62%    |
| Piso 7  | 0.00% | 0.00%  | 0.21%      | 0.21%      | 0.61%      | 0.61%      | 0.21%    | 0.21%    | 0.61%    | 0.61%    |
| Piso 6  | 0.00% | 0.00%  | 0.20%      | 0.20%      | 0.58%      | 0.58%      | 0.20%    | 0.20%    | 0.58%    | 0.58%    |
| Piso 5  | 0.00% | 0.00%  | 0.19%      | 0.19%      | 0.54%      | 0.54%      | 0.19%    | 0.19%    | 0.54%    | 0.54%    |
| Piso 4  | 0.00% | 0.00%  | 0.16%      | 0.16%      | 0.48%      | 0.48%      | 0.16%    | 0.16%    | 0.48%    | 0.48%    |
| Piso 3  | 0.00% | 0.00%  | 0.13%      | 0.13%      | 0.39%      | 0.39%      | 0.13%    | 0.13%    | 0.39%    | 0.39%    |
| Piso 2  | 0.00% | 0.00%  | 0.10%      | 0.10%      | 0.28%      | 0.28%      | 0.10%    | 0.10%    | 0.28%    | 0.28%    |
| Piso 1  | 0.00% | 0.00%  | 0.04%      | 0.04%      | 0.12%      | 0.12%      | 0.04%    | 0.04%    | 0.12%    | 0.12%    |

### 2.6.4.3 Diseño por flexión y compresión

2.6.4.3.1 Interacción entre carga axial y momento en el plano. En la Figura 19 se muestra el diagrama de interacción entre carga axial y momento en el plano del muro y3, para su creación se aplican los requisitos de C.10.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). La curva externa representa los valores de resistencia  $M_n, P_n$ ; la curva interna incluye los factores de reducción de resistencia  $\phi M_n, \alpha \phi P_n$ ,  $\phi = 0.65$  si la sección es controlada a compresión ( $\epsilon_t \leq 0.0021$ ),  $\phi = 0.9$  si la sección es controlada a tensión ( $\epsilon_t \geq 0.005$ ), en zonas intermedias se hace una transición lineal entre esos valores según C.9.3.2.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Para definir el límite superior de carga axial del diagrama  $\phi M_n, \alpha \phi P_n$  se usa  $\alpha = 0.75$ , la resistencia axial de diseño coincide con la ecuación C.10-2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010):  $\phi P_{n(max)} = 0.75\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] = 14150 \text{ kN}$ .

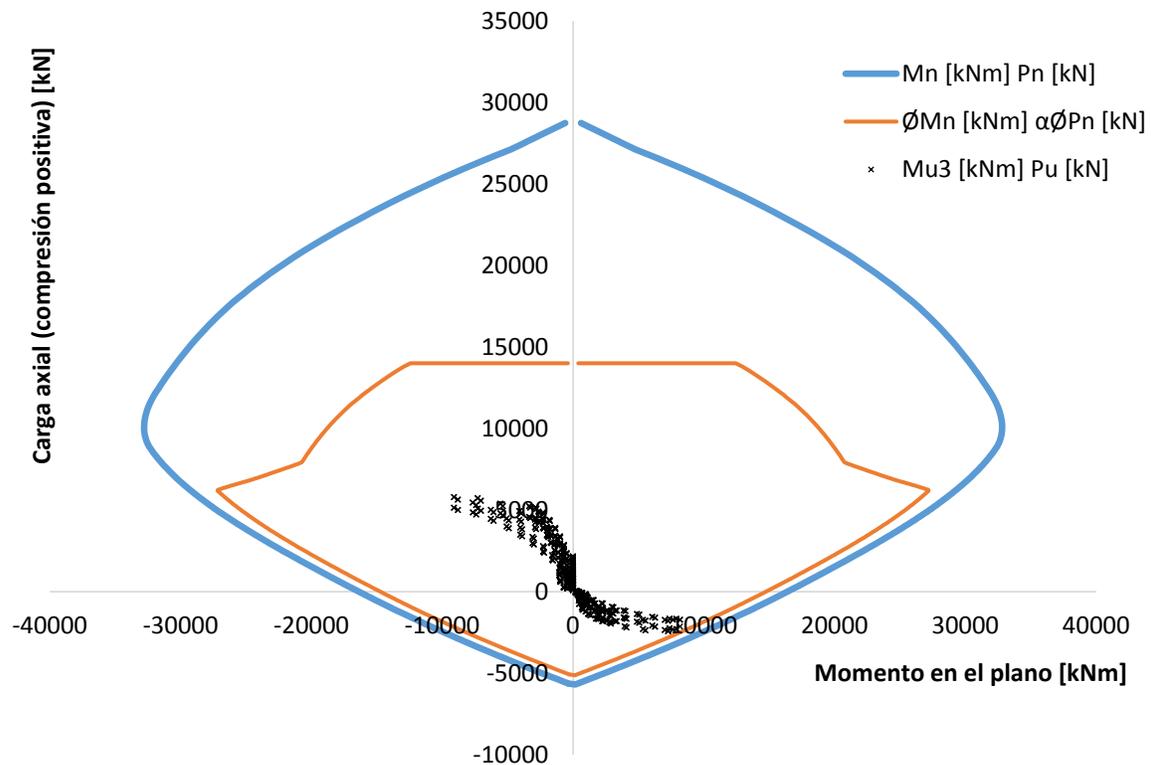


Figura 19 Muro y3: diagrama de interacción axial-momento en el plano del muro

El diagrama de interacción se calculó con 12 filas de parejas de barras  $N6$  en cada elemento de borde:  $A_{st} = 2\{2(12N6)\} = 13681m^2$ ; se permite un recubrimiento libre de 20 mm para la barra del estribo, sección C.7.7.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), como se ve más adelante, se suministra estribo calibre  $N3$ , de este modo se justifica que la barra  $N6$  cabe en el muro de 150 mm de espesor:  $150\text{ mm} - \{20\text{ mm} + 9.5\text{ mm}_{N3} + 19\text{ mm}_{N6}\} * 2 = 53\text{ mm}$ , con lo cual se cumple la separación mínima entre barras en elementos a compresión, la cual es 40 mm según la sección C.7.6.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

La serie de datos  $M_{u3}, P_u$  corresponde al momento y carga axial en cada piso para cada combinación de carga de la Tabla 14. Se verifica que todos los puntos de la serie de datos se encuentran encerrados en la curva del diagrama  $\phi M_n, \alpha \phi P_n$ .

2.6.4.3.2 Elementos especiales de borde. Para determinar si se requiere suministrar elementos especiales de borde se revisa para todas las parejas de la serie de datos  $M_{u3}, P_u$  si se cumple la ecuación C.21-11 de NSR-10 (Decreto 926, 2010):  $c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$ ; donde  $c$  es la profundidad del eje neutro correspondiente a  $M_{u3}, P_u$  y al desplazamiento de diseño  $\delta_u$ ; la relación  $\delta_u/h_w$  no se toma menor que 0.007. El desplazamiento de diseño se encuentra en la Tabla 23.

Al analizar los resultados del muro y3, se encuentra que sí se requiere elemento especial de borde. La mayor profundidad del eje neutro calculada es  $c = 2129 \text{ mm}$  y corresponde a un punto de análisis en el piso 1:  $M_{u3[kNm]}, P_{u[kN]} = (9105,5796)$ , la pareja de datos del diagrama de flexo compresión relacionada es  $\phi M_{n[kNm]}, \alpha \phi P_{n[kN]} = (28612,5805)$ . La combinación de carga que genera el punto de análisis referido es  $1.2D + 1.0L + 1.0E_y$ ; el valor de la relación  $\delta_u/h_w$  es 0.00124.

Para calcular la extensión horizontal del elemento de borde se aplica el numeral C.21.9.6.4 (a) de NSR-10 (Decreto 926, 2010), en el que se especifica que tal extensión no debe ser menor al mayor valor entre  $c - 0.1l_w$  y  $c/2$ . Para el muro y3 la extensión horizontal del elemento de borde debe ser por lo menos  $1469 \text{ mm}$ . El refuerzo definido para el diagrama de interacción se distribuye en esa longitud de modo que cada pareja de barras  $N6$  se encuentra separada  $125 \text{ mm}$ .

Para calcular el refuerzo transversal de los elementos especiales de borde se aplican los requisitos de C.21.9.6.4 (c) y la ecuación C.21-8 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En la Tabla 24 se muestra un resumen de los resultados obtenidos para el muro y3. La separación del refuerzo transversal no debe ser mayor que  $1/3$  de la menor dimensión del elemento de borde. Se permite

recubrimiento libre para el refuerzo transversal igual 20 mm según C.7.7.1 (c) de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

Tabla 24

*Muro y3: refuerzo transversal de elemento especial de borde*

| Dirección                    | Paralelo a h | Paralelo a lw |
|------------------------------|--------------|---------------|
| Long EB [mm]                 | 1469         | 1469          |
| h [mm]                       | 150          | 150           |
| Ag[mm <sup>2</sup> ]         | 226350       | 226350        |
| Ach[mm <sup>2</sup> ]        | 161590       | 161590        |
| s [mm]                       | 50           | 50            |
| Ash[mm <sup>2</sup> ] C.21-8 | 441          | 33            |
| Calibre estribo              | N3           | N3            |
| #ramas req.                  | 6.2          | 0.5           |
| #ramas sumin.                | 8            | 2             |
| Cumple?                      | SI           | SI            |

**2.6.4.4 Diseño para carga axial y flexión fuera del plano.** Se aplica el método empírico detallado en la sección C.14.5.1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Se verifica, para cada muro, que la carga axial a compresión máxima es menor a la resistencia axial de diseño. Los resultados pueden observarse en las tablas a continuación.

Tabla 25

*Resultados para análisis en el primer piso. k=0.80*

| Muro | Pu [kN] | ØPn [kN] <sup>1</sup> | Pu<ØPn    |
|------|---------|-----------------------|-----------|
| x1   | 2421    | 3541                  | VERDADERO |
| x2   | 2043    | 2945                  | VERDADERO |
| x3   | 4149    | 8265                  | VERDADERO |
| x4   | 6312    | 12166                 | VERDADERO |
| x5   | 1255    | 3974                  | VERDADERO |
| y1   | 3103    | 3909                  | VERDADERO |
| y2   | 1494    | 2997                  | VERDADERO |
| y3   | 5796    | 8183                  | VERDADERO |
| y4   | 6236    | 9480                  | VERDADERO |
| y5   | 1283    | 1756                  | VERDADERO |

<sup>1</sup> NSR-10 Ecuación C.14-1, k=0.8 para el primer piso

Tabla 26

Resultados para todos los pisos excepto el primero.  $k=1.0$ 

| Muro | Pu [kN] | $\phi P_n$ [kN] <sup>1</sup> | Pu < $\phi P_n$ |
|------|---------|------------------------------|-----------------|
| x1   | 2212    | 3325                         | VERDADERO       |
| x2   | 1883    | 2765                         | VERDADERO       |
| x3   | 3863    | 7762                         | VERDADERO       |
| x4   | 5876    | 11855                        | VERDADERO       |
| x5   | 1179    | 3732                         | VERDADERO       |
| y1   | 2801    | 3447                         | VERDADERO       |
| y2   | 1366    | 2642                         | VERDADERO       |
| y3   | 5458    | 7216                         | VERDADERO       |
| y4   | 6236    | 8360                         | VERDADERO       |
| y5   | 1188    | 1548                         | VERDADERO       |

<sup>1</sup> NSR-10 Ecuación C.14-1,  $k=1.0$ 

**2.6.4.5 Resumen de diseño para muros estructurales.** A continuación se resumen los resultados de diseño para los muros estructurales de la edificación.

Tabla 27

Resumen de diseño de muros estructurales

| Muro | Refuerzo a cortante |        |                   |          |       |        | Refuerzo elemento de borde especial |                     |                     |                    |            |             |
|------|---------------------|--------|-------------------|----------|-------|--------|-------------------------------------|---------------------|---------------------|--------------------|------------|-------------|
|      | lw [mm]             | h [mm] | $\rho_t = \rho_L$ | Cortinas | Barra | s [mm] | LEB                                 | RL. EB <sup>2</sup> | s [mm] <sup>3</sup> | Barra <sup>4</sup> | #ramas //h | #ramas //lw |
| x1   | 1960                | 200    | 0.0029            | 2        | N3    | 250    | 450                                 | 2x4=8N4             | 67                  | N3                 | 3          | 2           |
| x2   | 1630                | 200    | 0.0029            | 2        | N3    | 250    | 330                                 | 2x3=6N4             | 67                  | N3                 | 2          | 2           |
| x3   | 4575                | 200    | 0.0029            | 2        | N3    | 250    | 830                                 | 2x7=14N6            | 67                  | N3                 | 5          | 2           |
| x4   | 4235                | 300    | 0.0026            | 3        | N3    | 180    | 830                                 | 7x3=21N7            | 100                 | N3                 | 7          | 3           |
| x5   | 2200                | 200    | 0.0029            | 2        | N3    | 250    | 200                                 | 2x2=4N5             | 67                  | N3                 | 2          | 2           |
| y1   | 3150                | 150    | 0.0028            | 2        | N2    | 150    | 830                                 | 2x7=14N4            | 50                  | N3                 | 4          | 2           |
| y2   | 2415                | 150    | 0.0028            | 2        | N2    | 150    | 0                                   | No requiere         | 50                  | N3                 | 2          | 2           |
| y3   | 6595                | 150    | 0.0033            | 2        | N2    | 130    | 1450                                | 2x12=24N6           | 50                  | N3                 | 8          | 2           |
| y4   | 7640                | 150    | 0.0028            | 2        | N2    | 150    | 1580                                | 2x13=26N4           | 50                  | N3                 | 7          | 2           |
| y5   | 1415                | 150    | 0.0028            | 2        | N2    | 150    | 330                                 | 2x3=6N4             | 50                  | N3                 | 2          | 2           |

<sup>1</sup> Longitud de elemento de borde especial, en milímetros<sup>2</sup> Refuerzo longitudinal de elemento de borde especial<sup>3</sup> Separación de refuerzo transversal de elemento de borde especial<sup>4</sup> Calibre de barra de refuerzo transversal de elemento de borde especial

En la Figura 20 se muestra un detalle de la sección transversal del muro x1, la sección y el respectivo refuerzo de todos los muros se puede apreciar en los anexos.

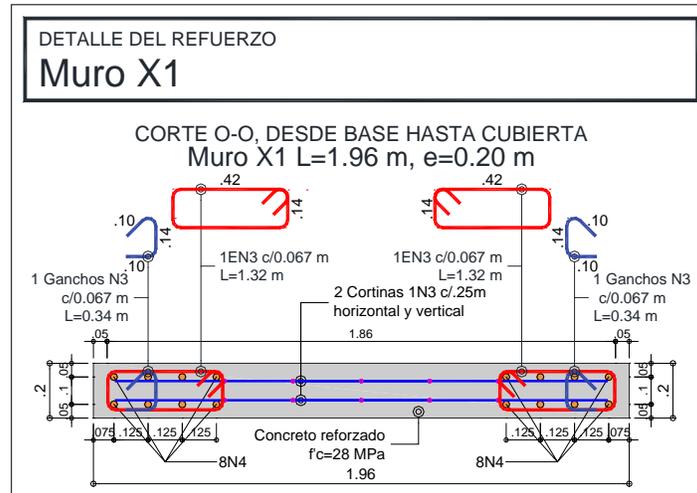


Figura 20 Muro X1, detalle del refuerzo de la sección

**2.6.5 Diseño de cimentación.** Se propone un sistema de vigas y losa para la cimentación de la estructura. De este modo los muros del sistema estructural están unidos a nivel de cimentación; las vigas además transmiten las cargas que la losa de cimentación distribuye sobre el suelo.

El criterio usado para seleccionar este sistema de cimentación es que la carga permanente distribuida por el área de la losa genera una presión de contacto uniforme sobre el suelo cercano al valor de capacidad admisible del suelo, ver Figura 21 y Figura 22, por lo tanto esto impide que se pueda usar un sistema de cimientos corridos bajo los muros. Por otro lado, el análisis de asentamientos de la sección 2.6.5.3 es satisfactorio debido a que el asentamiento diferencial máximo medido es inferior al límite de 25mm propuesto por el estudio geotécnico, lo anterior indica que no se requiere incluir pilotes para control de asentamientos.

Las dimensiones de vigas y losa de cimentación se obtienen de un análisis que considera un sistema de cimentación rígido y la suposición de distribución lineal de presiones (Klemencic, McFarlane, Hawkins, & Nikolaou, 2012). La losa de cimentación tiene 600 mm de espesor. Las

dimensiones de las vigas son  $1000 \times 1000 \text{ mm}$ . En los anexos se muestra la planta de cimentación.

El concreto especificado para la losa de cimentación tiene resistencia a la compresión de  $f'_c = 28 \text{ MPa}$ . El acero de refuerzo es corrugado, con resistencia a la fluencia  $f_y = 420 \text{ MPa}$ .

**2.6.5.1 Solicitaciones y esfuerzos.** Se permite incrementar un 33% la presión admisible del suelo si se incluyen los efectos de viento o sismo cuando se usan combinaciones de carga específicas para diseño (Darwin, Dolan, & Nilson, 2016), tales como las combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo o en las verificaciones del estado límite de servicio del capítulo B.2 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). Esto significa que la presión admisible máxima para esas combinaciones es  $1.33q_a = 1.33 * 150 = 200 \text{ kN/m}^2$ . En la Tabla 28 se pueden ver los resultados de análisis de las reacciones en la base para las combinaciones por el método de esfuerzos de trabajo.

Tabla 28

*Reacciones en la base para combinaciones por el método de esfuerzos de trabajo*

| Combinación | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm] | MY [kNm] |
|-------------|---------|---------|---------|----------|----------|
| DL          | 0       | 0       | 74034   | 0        | 0        |
| D75L        | 0       | 0       | 71331   | 0        | 0        |
| D75L7075Ex  | 3130    | 1161    | 71331   | 24566    | 66243    |
| D75L7075Ey  | 946     | 3846    | 71331   | 81389    | 20023    |
| 60D70Ex     | 4174    | 1548    | 37933   | 32754    | 88324    |
| 60D70Ey     | 1262    | 5128    | 37933   | 108519   | 26698    |

<sup>1</sup> Altura de aplicación de la carga lateral: 21.5 m

Se revisan los escenarios de esfuerzos bajo la losa de cimentación al aplicar los resultados de las combinaciones de carga para esfuerzos de trabajo usando la suposición de distribución lineal de esfuerzos. Se aplica el límite superior de esfuerzo de  $1.33q_a = 200 \text{ kN/m}^2$  y se considera que el suelo puede resistir únicamente esfuerzos de compresión, como resultado de esto, la losa

está sometida a compresión y flexión, y la distribución de estos esfuerzos puede ser no lineal, tal como se indica en la unidad 5 de FEMA P-752 (FEMA, 2013) y ASCE 41 (ASCE, 2014). Los resultados se muestran en la Figura 21 y la Figura 22.

En ningún caso de análisis se presentan esfuerzos en los extremos de la losa de cimentación superiores a los límites admisibles,  $q_a = 150 \text{ kN/m}^2$  para combinaciones de cargas gravitacionales y  $1.33q_a = 200 \text{ kN/m}^2$  para combinaciones que incluyen efectos sísmicos.

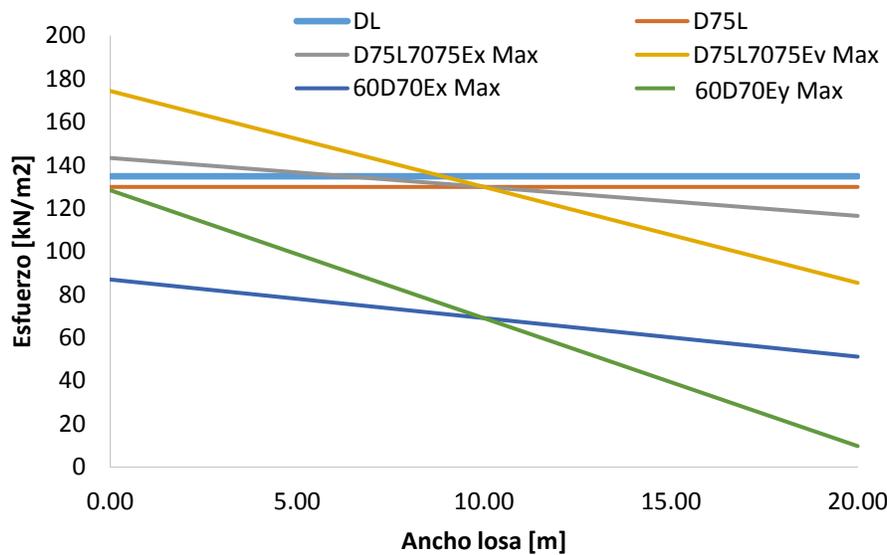


Figura 21 Esfuerzos bajo losa de cimentación medidos sobre el ancho de la losa

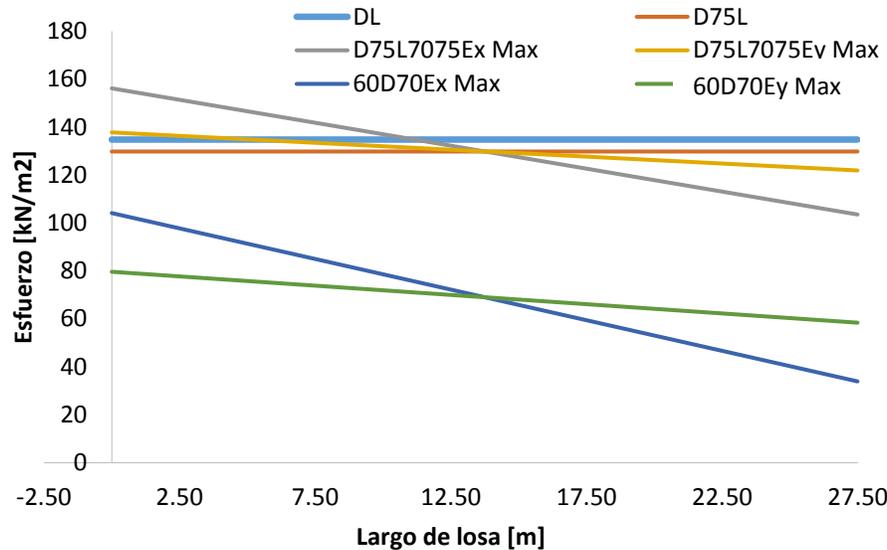


Figura 22 Esfuerzos bajo losa de cimentación medidos sobre el largo de la losa

El análisis muestra que en ningún caso se presenta levantamiento de alguno de los extremos de la losa de cimentación. Según el sistema de referencia de la Figura 2, el ancho aquí definido es paralelo a la dirección Y del sistema estructural, y corresponde a la menor dimensión en planta de la losa de cimentación.

**2.6.5.2 Rigidez estática de la cimentación.** En el apéndice A-2, tabla A-2.1-1 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) se hacen recomendaciones para ajustar el módulo de cortante y la velocidad de onda para deformaciones unitarias apreciables. Sin embargo, se usan los valores recomendados en (ASCE, 2014) dado que los resultados de esta sección se utilizan en el procedimiento de análisis no lineal que se ejecuta en la siguiente etapa de este estudio.

Se calcula la rigidez estática de la cimentación para diferentes grados de libertad de la cimentación de la estructura, considerada como un cuerpo rectangular rígido, se usan los resultados referenciados en la tabla 2-2a de NIST GCR 12-971-21 (NEHRP, 2012).

Los resultados se resumen en la Tabla 29. La orientación de los parámetros geométricos de análisis se toma de la Figura 23.

Para aplicar los resultados obtenidos a la losa de cimentación, la cual en realidad es un elemento estructural no rígido, se aplica la ecuación 2-20a de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012). Con el fin de corregir la rigidez rotacional, se aplican las ecuaciones 2-21a y 2-21b de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012). Los valores se muestran en la Tabla 30.

Tabla 29

*Parámetros y cálculo de rigidez estática de la losa de cimentación*

| <b>Parámetros estudio suelos</b> |                 |
|----------------------------------|-----------------|
| E [Pa]                           | 50000000        |
| Vs0 [m/s]                        | 360             |
| $\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]    | 1770            |
| Qa [kN/m <sup>2</sup> ]          | 150             |
| v, coef. Poisson                 | 0.25            |
| Factor de seguridad              | 3.0             |
| Aa                               | 0.25            |
| <b>Parámetros geométricos</b>    |                 |
| Ancho losa cim. [m]              | 19.99           |
| Largo losa cim. [m]              | 27.48           |
| Ix [m <sup>4</sup> ]             | 18293           |
| Iy [m <sup>4</sup> ]             | 34569           |
| Jt [m <sup>4</sup> ]             | 52861           |
| <b>Parámetros de cálculo</b>     |                 |
| Factor G/G0                      | 0.94            |
| Factor NSR-10 Vs/Vs0             | 0.65            |
| G0 [Pa]                          | 229392000       |
| G [Pa]                           | 215475551       |
| B [m]                            | 10.00           |
| L [m]                            | 13.74           |
| <b>Grado de libertad</b>         |                 |
| Kx,sur                           | 12898595 kN/m   |
| Ky,sur                           | 13221377 kN/m   |
| Kz,sur                           | 15340186 kN/m   |
| Kxx,sur                          | 2291922255 kN m |
| Kyy,sur                          | 1352343488 kN m |

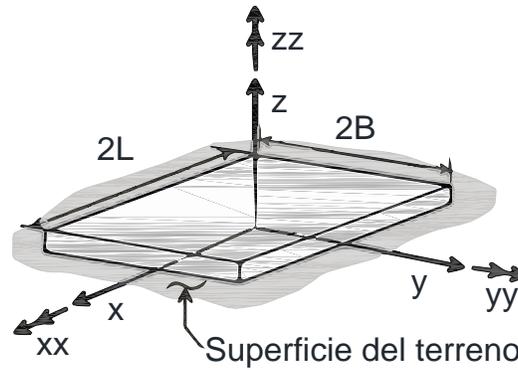


Figura 23 Orientación de ejes y longitudes para cálculo de rigidez estática de un elemento rígido de cimentación. Tomado y adaptado de NIST GCR 12-917-21 (NEHRP, 2012)

Tabla 30

*Ajustes para elementos de cimentación flexibles*

| <b>Intensidad de rigidez en los extremos</b> |          |
|--|----------|
| $k_{iz}$ [N/m <sup>3</sup> ]                 | 27925509 |
| $R_e$  | 0.40     |
| $R_{k,yy}$                                   | 2.75     |
| $R_{k,xx}$                                   | 3.10     |

Se distribuyen resortes verticales en toda la extensión de la losa de cimentación como se muestra en la Figura 24. Las zonas cercanas a los extremos de la losa tienen intensidades ajustadas, como se indicó anteriormente, para corregir los valores de rigidez rotacional respecto de los ejes  $x$  e  $y$ . La rigidez de cada resorte en el modelo de análisis se calcula como el producto de la intensidad  $k_{iz}$  y el área tributaria del resorte.

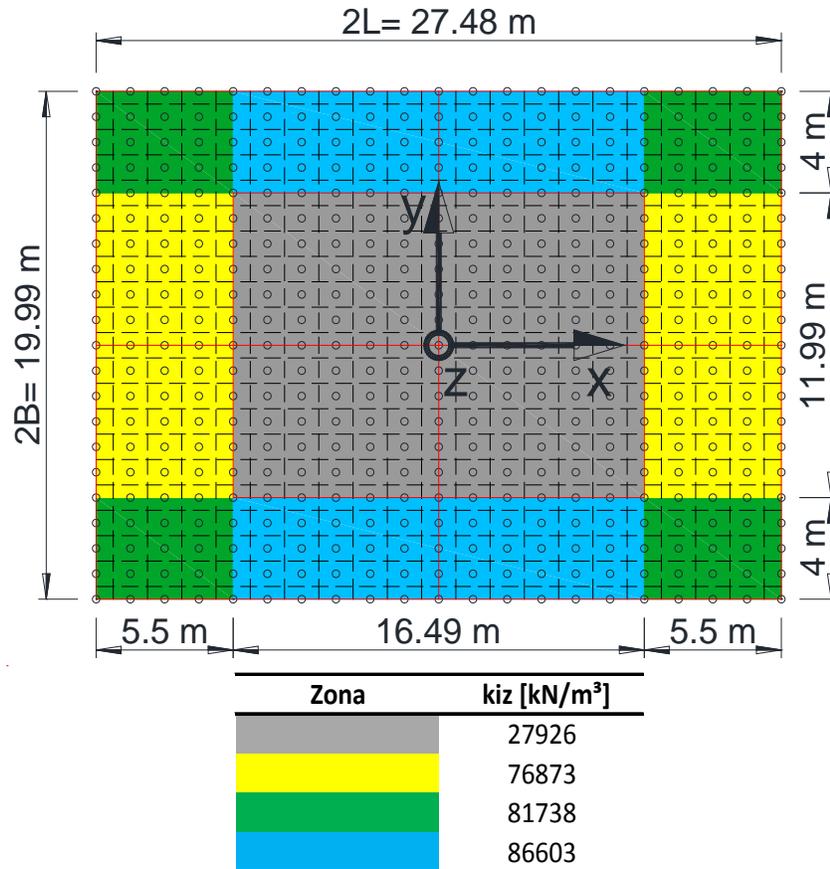


Figura 24 Intensidad de resorte vertical distribuido losa de cimentación

Los límites de cada resorte identificado en la Figura 25 se calculan en función de la relación lineal entre carga y deformación e incluyendo  $FS * qa = 3.0 * 150 = 450 \text{ kN/m}^2$  como valor máximo de esfuerzo en el suelo (NEHRP, 2012). De este modo si  $P_{max}$  es la carga límite permitida en un resorte, entonces  $\delta_y = FS * qa / k_{iz}$  es el asentamiento para el cual ocurre  $P_{max}$ ; además  $P_{max} = k * \delta_y$ , donde  $k = k_{iz} * dA$  es la rigidez del resorte y  $dA$  es el área aferente al resorte. Los valores de carga aquí especificados son sólo para compresión, el resorte no resiste fuerzas de tensión, ver Tabla 31.

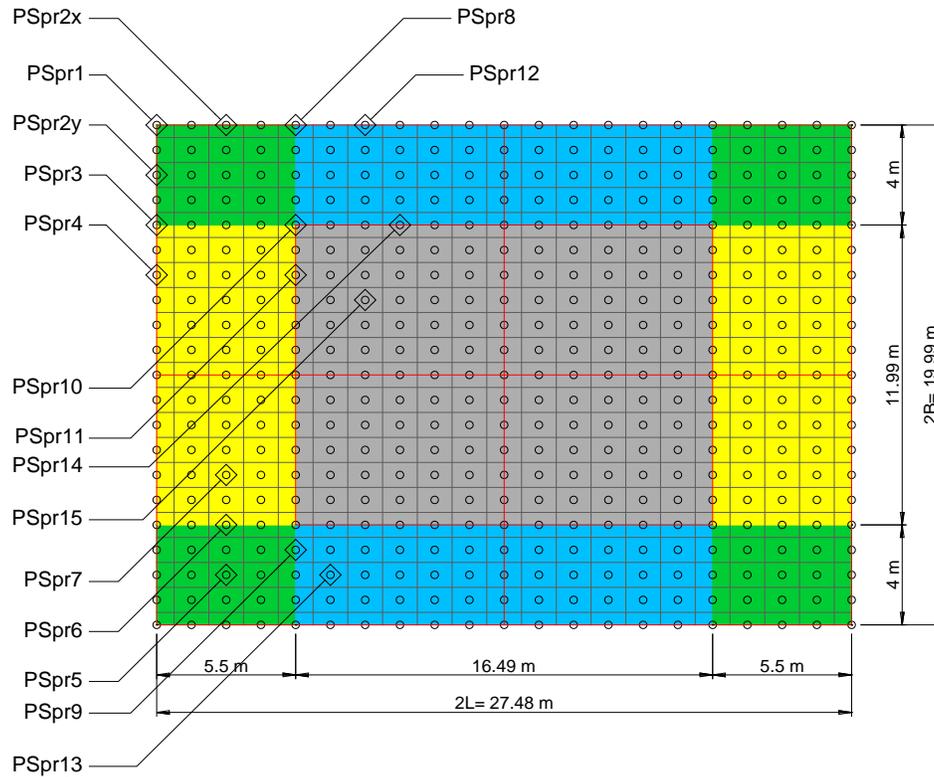


Figura 25 Ubicación resortes

Tabla 31

Límites de fuerza y desplazamiento para resortes

| Resorte | $\Delta y$ [mm] | $P_y$ [kN] |
|---------|-----------------|------------|
| PSpr1   | -5.5            | -154.5     |
| PSpr2   | -5.5            | -309.0     |
| PSpr3   | -5.7            | -309.0     |
| PSpr4   | -5.9            | -309.0     |
| PSpr5   | -5.5            | -618.0     |
| PSpr6   | -5.7            | -618.0     |
| PSpr7   | -5.9            | -618.0     |
| PSpr8   | -5.3            | -309.0     |
| PSpr9   | -5.3            | -618.0     |
| PSpr10  | -6.6            | -618.0     |
| PSpr11  | -8.6            | -618.0     |
| PSpr12  | -5.2            | -309.0     |
| PSpr13  | -5.2            | -618.0     |
| PSpr14  | -7.9            | -618.0     |
| PSpr15  | -16.1           | -618.0     |

**2.6.5.3 Asentamientos diferenciales.** Se revisan los asentamientos diferenciales de los casos de análisis correspondientes a las combinaciones de carga para esfuerzos de trabajo. En la Figura 26 se aprecia que el asentamiento diferencial de la losa de cimentación no supera 19 *mm*.

Los mayores asentamientos diferenciales se presentan para las combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos y mayor carga gravitacional. El asentamiento diferencial para cargas permanentes, combinación D+L, es 9 *mm* y ocurre entre las esquinas y el centro geométrico de la losa de cimentación.

En ningún caso se estima que el asentamiento total sea superior a 25 *mm*, valor para el cual se calculó la capacidad de soporte en el estudio geotécnico. Los resultados del análisis de asentamientos diferenciales son aceptables.

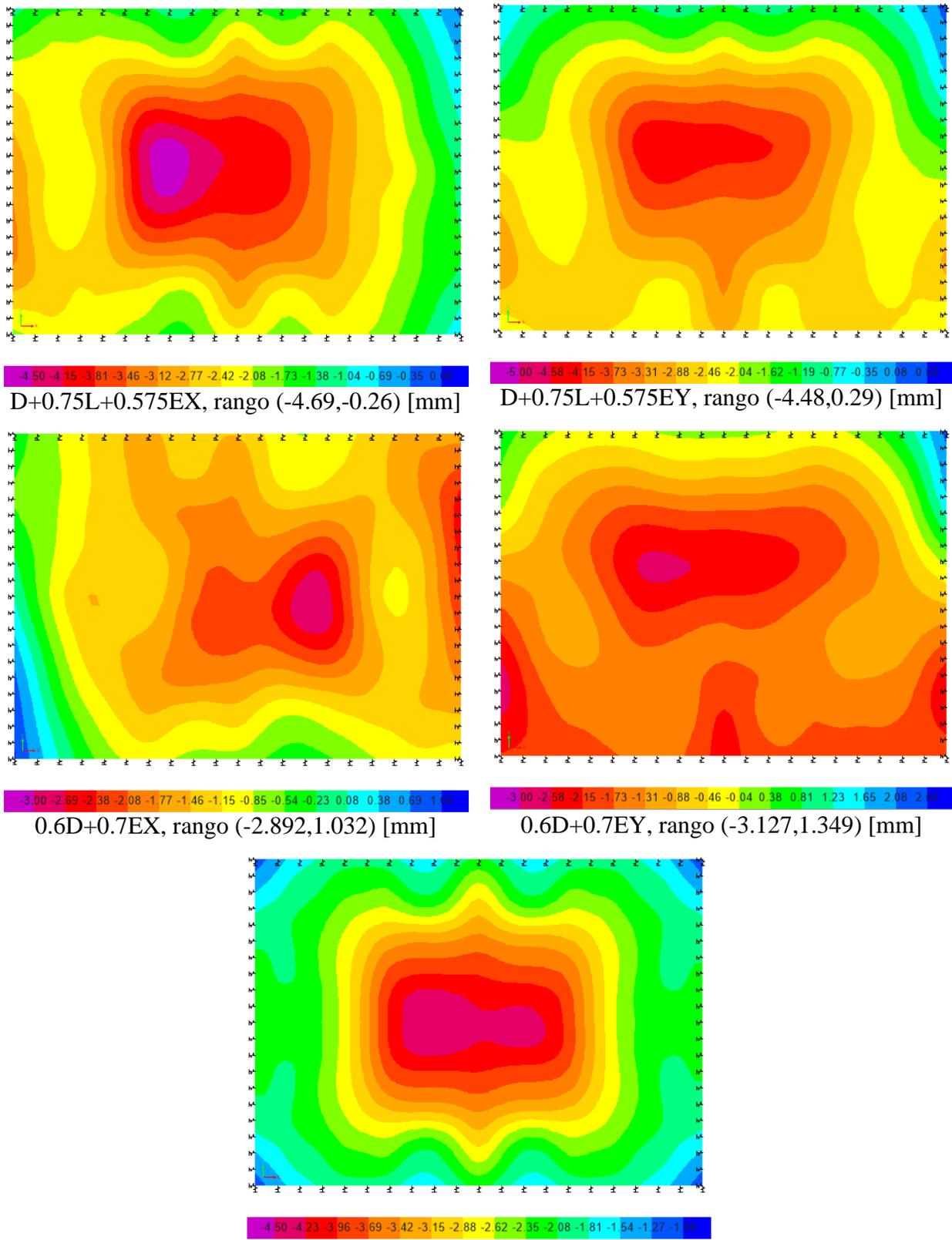


Figura 26 Deformación vertical en losa de cimentación [mm]

**2.6.5.4 Refuerzo en losa de cimentación, diseño por flexión.** El refuerzo de la losa debe tener un recubrimiento de concreto mínimo de  $75\text{ mm}$  por ser una estructura colocada contra el suelo y por permanecer en continuo contacto con el mismo NSR-10 C.7.7.1 (Decreto 926, 2010).

El refuerzo no debe estar separado a una distancia mayor a tres veces el espesor de la losa, ni  $450\text{ mm}$  según C.10.5.4 y C.15.10.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

En la Figura 27 se muestra el diagrama de momento mínimo que actúa en la losa de cimentación, en la Figura 28 se muestra el diagrama de momento máximo. Como es de esperarse, en el caso de la losa de cimentación los valores límite de momento mínimo (negativo) ocurren en zonas alejadas de los apoyos (vigas de cimentación).

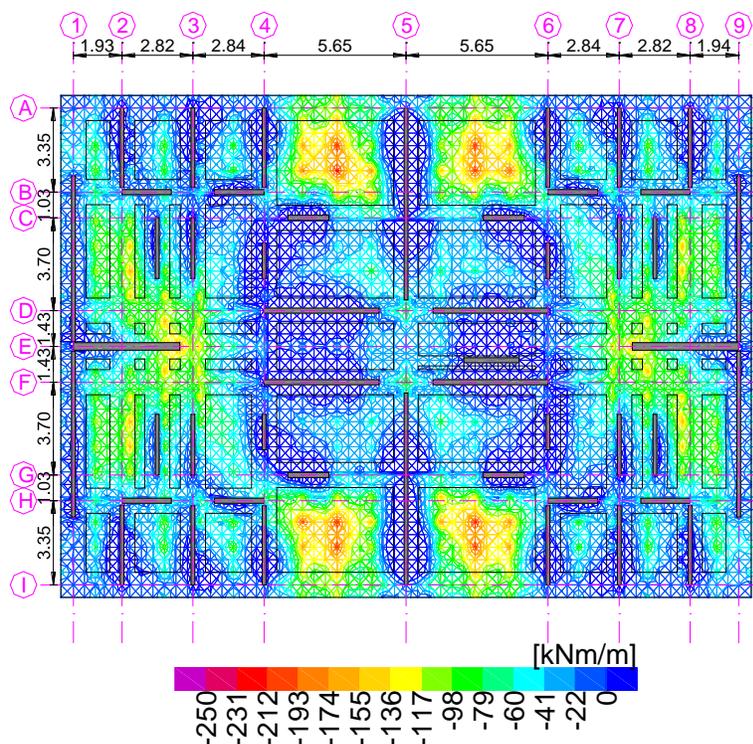


Figura 27 Losa de cimentación, diagrama de momento mínimo [kNm/m]

El momento máximo (positivo) tiene valores superiores en cercanías a los apoyos de la losa. Se suministra 1 barra calibre  $N5$  cada  $150\text{ mm}$  para refuerzo superior e inferior de la losa de

cimentación. La resistencia a momento positivo y negativo correspondiente a ese refuerzo es  $\phi M_n^{+/-} = 250 \text{ kNm/m}$ . La cuantía de refuerzo a flexión suministrada es  $\rho = 0.0026$ .

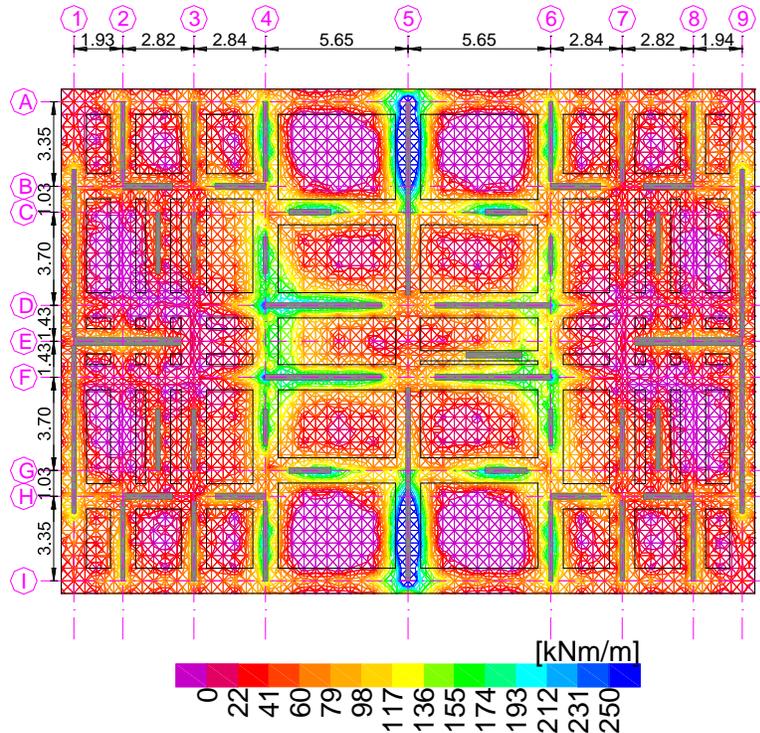


Figura 28 Losa de cimentación, diagrama de momento máximo [kNm/m]

**2.6.5.5 Revisión de cortante en losa de cimentación.** Según el capítulo C.11 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), se revisa el cortante de losa para las combinaciones de carga. Se verifica que el esfuerzo a cortante no supere  $\phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} = 0.66 \text{ MPa}$ .

En la Figura 29 se muestra el diagrama de esfuerzo máximo de cortante; las zonas de color azul representan esfuerzos cortantes mayores al límite superior calculado:  $0.66 \text{ MPa}$ ; en esas zonas se encuentran ubicadas las vigas de cimentación, por lo que el diseño es aceptable. No se requiere refuerzo para resistir cortantes.

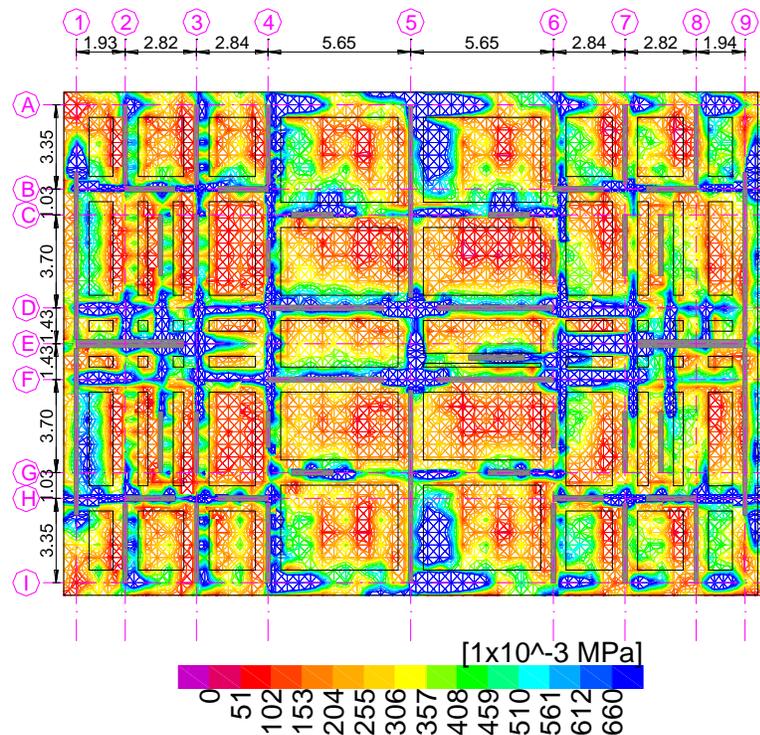


Figura 29 Losa de cimentación, esfuerzo cortante máximo [MPa]

**2.6.5.6 Diseño de vigas de cimentación.** El diseño de vigas de cimentación se hace usando las disposiciones para flexión y cortante de los capítulos C.10 y C.11 de NSR-10 (Decreto 926, 2010) respectivamente. Se usa el diagrama de cortantes y momentos obtenido de las combinaciones de diseño en el Modelo C para obtener la carga última y se verifica que la capacidad nominal reducida a cortante y momento de la viga sea superior a la respectiva carga última. Se verificó en cualquier caso el cortante último en cualquier sección de la viga de cimentación no supera el cortante máximo reducido aceptable para vigas altas, sección C.11.7.3 de NSR-10 (Decreto 926, 2010), el cual es  $\phi V_{n,max} = 2960 \text{ kN}$ , por esta razón se considera que la metodología usada para el diseño de las vigas de cimentación es aceptable.

2.6.5.6.1 Requisitos generales. Las dimensiones de las vigas son  $1000 \times 1000 \text{ mm}$ . El refuerzo especificado para las vigas de cimentación es corrugado,  $f_y = 420 \text{ MPa}$ . Se especifica un concreto con resistencia a la compresión  $f'_c = 28 \text{ MPa}$ .

Se aplican los requisitos de C.7.6 de NSR-10 (Decreto 926, 2010). En resumen, la distancia mínima es  $25 \text{ mm}$  entre barras pertenecientes a la misma capa, entre barras de capas adyacentes; esa distancia debe respetarse en zonas de empalmes por traslapo. Se aplica la misma condición de protección de concreto para el refuerzo que en la losa de cimentación. El recubrimiento de concreto debe ser  $75 \text{ mm}$  dado que se trata de concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él (Decreto 926, 2010).

2.6.5.6.2 Refuerzo lateral en vigas de altura mayor a  $900 \text{ mm}$ . Según C.10.6.7, NSR-10 (Decreto 926, 2010), debe suministrarse refuerzo en las caras de vigas de altura mayor a  $900 \text{ mm}$ . Si el recubrimiento libre del estribo es  $75 \text{ mm}$ , el estribo es una barra calibre  $N4$  y  $f_s = \frac{2}{3} f_y$ , la separación máxima del refuerzo superficial longitudinal distribuido en ambas caras laterales del elemento debe ser  $160 \text{ mm}$ .

2.6.5.6.3 Refuerzo longitudinal en vigas de cimentación por flexión. Se suministra una capa de refuerzo correspondiente a  $12N6$  tanto para refuerzo superior como inferior. Ésta capa de refuerzo representa una cuantía  $\rho = 0.0038$ , la cual cumple con el requisito de refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión de C.105.1, NSR-10 (Decreto 926, 2010).

La resistencia reducida a flexión asociada con ese refuerzo es  $\phi M_n = 1100 \text{ kNm}$ . En zonas de mayor sollicitación por flexión, se suministra en la primera capa un total de  $18N6$ , que corresponde a  $\rho = 0.0057$  y  $\phi M_n = 1650 \text{ kNm}$ . Se suministra adicionalmente una segunda capa de refuerzo de  $18N6$  con lo que se obtiene la resistencia reducida  $\phi M_n = 3100 \text{ kNm}$ , así

se cumple la condición de diseño para la solicitación de flexión en las vigas de cimentación:  $\phi M_n \geq M_u$ . El diagrama de momentos se puede apreciar en la Figura 30. La sección de viga es controlada por tensión para todos los casos de refuerzo referenciados, según requisitos del capítulo C.10 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

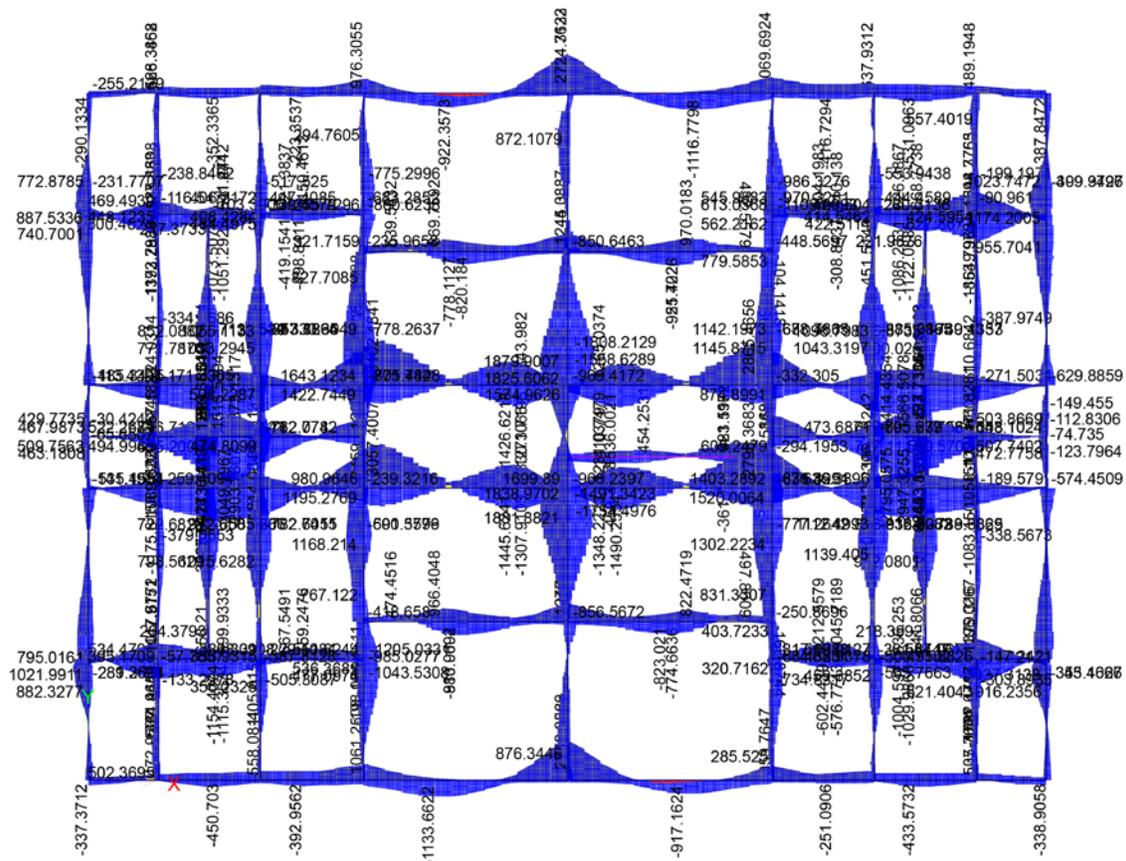


Figura 30 Diagrama de momentos en vigas de cimentación. Rango (-3050,3100) [kNm]

2.6.5.6.4 Refuerzo transversal en vigas de cimentación. En la Figura 31 se muestra el diagrama de cortante para las vigas de cimentación. Los estribos deben cumplir con los requisitos de gancho estándar de C.7.1, NSR-10 (Decreto 926, 2010). Para estribos de barra N4, el diámetro mínimo de doblado debe ser 51 mm y la extensión libre del gancho 76 mm.

La máxima separación entre estribos no debe exceder 450 mm según C.11.4.5.1, NSR-10 (Decreto 926, 2010). Además, el mínimo refuerzo a cortante en vigas especificado en C.11.4.6.3

NSR-10 (Decreto 926, 2010) debe ser  $A_{v,min} [mm^2] = 0.833s$ , donde  $s$  es la separación de estribos medida centro a centro. Se suministran 4 ramas de estribos N4.

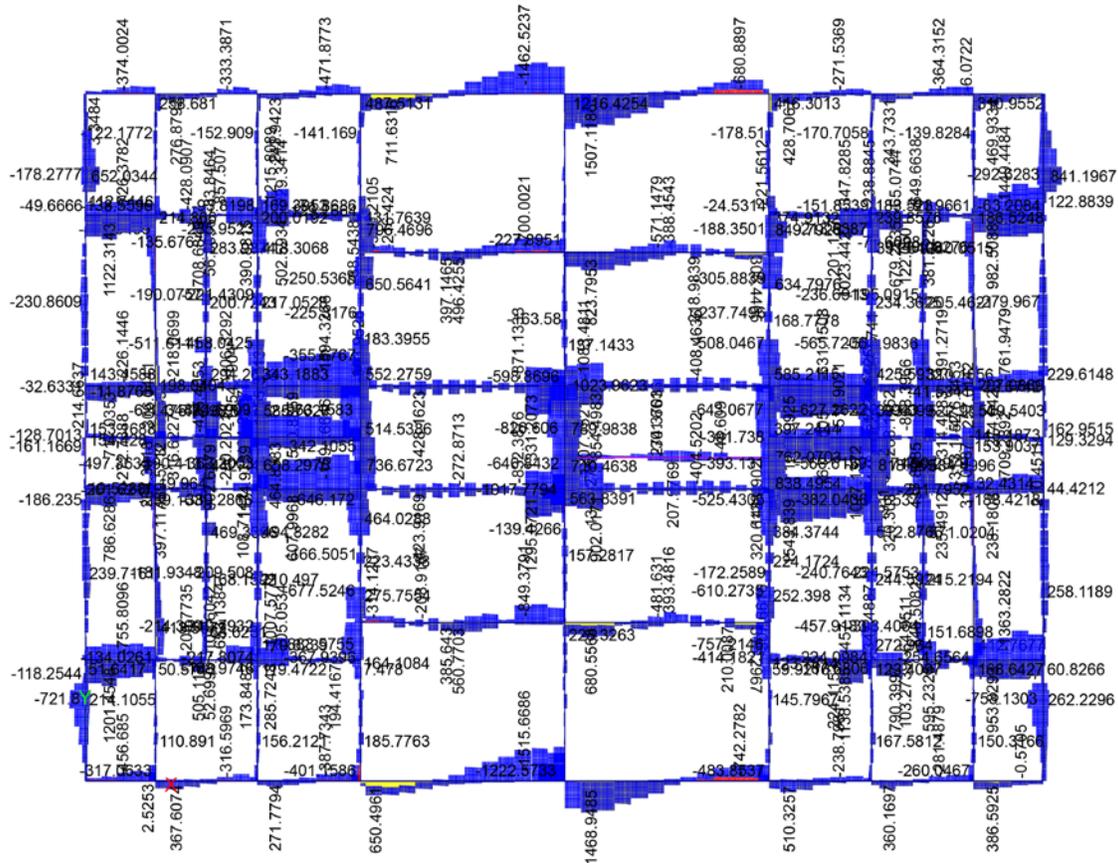


Figura 31 Diagrama de cortante en vigas de cimentación. Rango (-1950,1900) [kN]

La separación entre estribos se define como  $150\text{ mm}$  y se suministra en zonas de concentración de fuerzas cortantes, C.21.5.3.2; la resistencia reducida al cortante asociada a la configuración descrita es  $\phi V_n = 1540\text{ kN}$ . En otras zonas, la separación entre estribos se toma igual a la máxima permitida,  $s = 450\text{ mm}$  y para ese caso  $\phi V_n = 910\text{ kN}$ . Con los resultados de resistencia reducida al cortante se cumple la condición de diseño  $\phi V_n \geq V_u$ .

### 3 Etapa 2: análisis estático no lineal

En este capítulo se define el objetivo de nivel de desempeño de la estructura según requisitos de ASCE 41-13 (ASCE, 2014). Se definen parámetros específicos para el modelo matemático de análisis, se describen los modelos usados, la definición de no linealidad del material, no linealidad geométrica, además se selecciona el procedimiento de análisis estático no lineal para evaluar el desempeño sísmico de la estructura en estudio. El objetivo principal es encontrar las curvas de capacidad de la edificación para el análisis estático no lineal e identificar si se cumple el nivel de desempeño de la estructura.

#### 3.1 Generalidades de la edificación y nivel de desempeño

**3.1.1 Tipología de edificio.** Según ASCE-SEI 41-13 (ASCE, 2014) el tipo de edificio es C2.

#### 3.1.2 Objetivo de nivel de desempeño

**3.1.2.1 Categoría de riesgo.** La categoría de riesgo es II y se asocia a la categoría de ocupación de la tabla 1-1 de ASCE 7 (ASCE, 2006).

**3.1.2.2 Nivel de sismicidad.** Se designa un nivel de desempeño objetivo para el nivel de desempeño estructural según la sección 2.3.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014). Se usan los datos de la Tabla 8 , además  $S_S = A_a$ ,  $S_1 = A_v$ . Con lo anterior, según la sección 2.5 de ASCE 41 (ASCE, 2014) la estructura está categorizada en un nivel de sismicidad Alta.

Se usan los parámetros  $S_{DS} = 2/3F_a S_S = 0.19$  y  $S_{X1} = 2/3F_v S_1 = 0.26$ , que corresponden a parámetros de nivel de amenaza sísmica BSE-1N, sección 2.4.1.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

**3.1.2.3 Objetivo básico y nivel de desempeño de la estructura.** Se aplica la tabla 2-2 de ASCE 41 (ASCE, 2014), el objetivo de desempeño equivalente para un edificio nuevo es “Life Safety”, se traduce como seguridad de la vida, sin embargo se usará en adelante el término en inglés. Para la estructura del edificio se establece que el nivel de desempeño es “Life Safety” (S-3) según definiciones de la sección 2.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

## 3.2 Modelo de análisis

### 3.2.1 Materiales

**3.2.1.1 Concreto no confinado.** En la Figura 32 se muestra la curva esfuerzo deformación para el concreto no confinado.

Los parámetros usados para definir la relación esfuerzo deformación son:  $f'_c = 28MPa$ , resistencia a la compresión del concreto no confinado;  $\epsilon'_c = 0.002$ , deformación unitaria del concreto en  $f'_c = 28MPa$ ;  $\epsilon_u = 0.005$ , capacidad de deformación unitaria del concreto no confinado;  $\alpha = -0.10$ , pendiente final en compresión (múltiplo de  $E_c$ ).

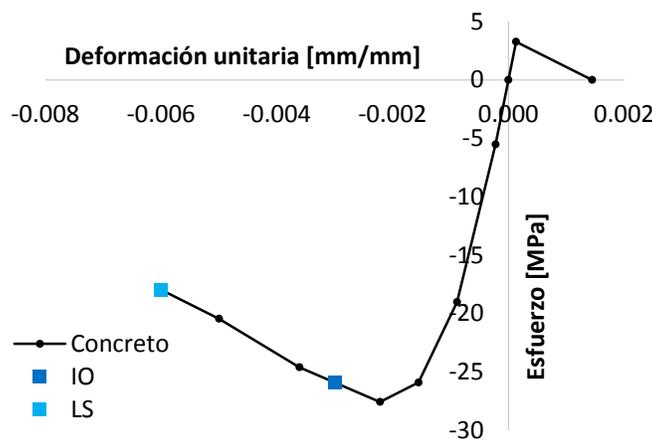


Figura 32 Relación esfuerzo-deformación para concreto no confinado

**3.2.1.2 Concreto confinado.** El concreto confinado se define de modo automático en el modelo de análisis basado en los parámetros del concreto no confinado mostrados anteriormente, en el modelo de Mander usado en ETABS 2016 y en el diseño particular de cada elemento de borde, es decir, la disposición del acero de refuerzo transversal según se determinó por el diseño inicial. En la Figura 33 se muestra la gráfica de esfuerzo-deformación extraída del comportamiento de la fibra para el concreto confinado del elemento de borde del muro y3 descrito en la sección 2.6.4.3.2.

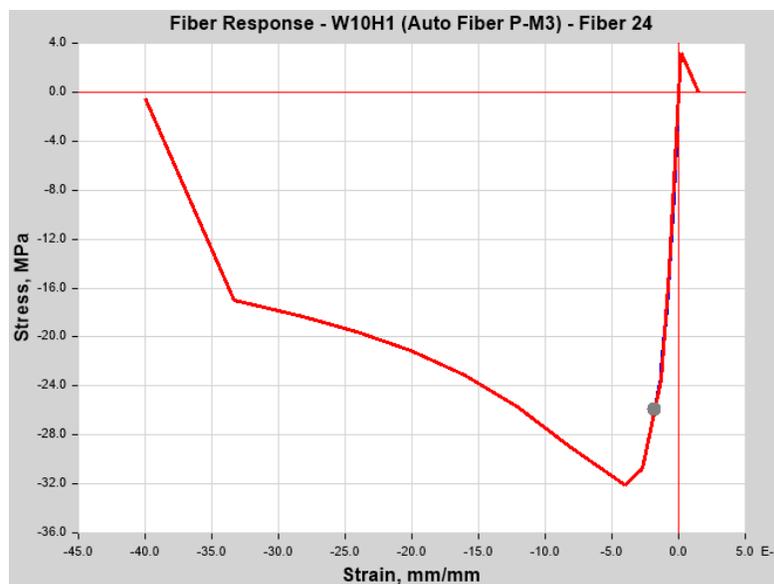


Figura 33 Ejemplo de curva esfuerzo-deformación para concreto confinado

**3.2.1.3 Acero de refuerzo.** En la Figura 34 se muestra la relación esfuerzo deformación para el acero de refuerzo grado 60. Los parámetros de creación de la curva son:  $\epsilon_{sh} = 0.01$ , deformación en el acero al inicio del endurecimiento por deformación;  $\epsilon_{su} = 0.09$ , capacidad última de deformación unitaria del acero;  $\alpha = -0.1$ , pendiente final (múltiplo de  $E_s$ ).

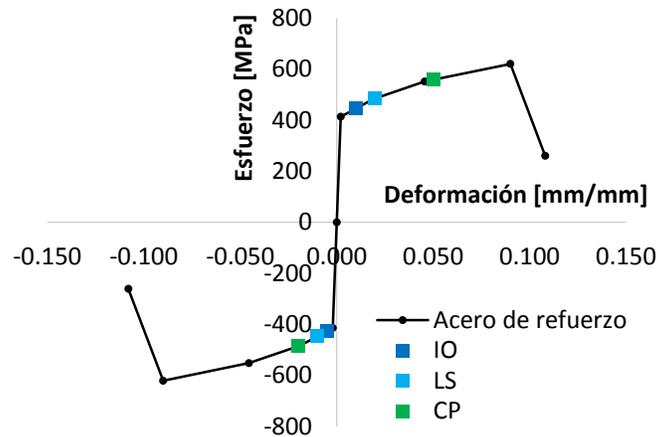


Figura 34 Relación esfuerzo-deformación para acero de refuerzo

**3.2.2 Generalidades y requisitos por ASCE 41.** El modelo de análisis que se define para el edificio es tridimensional en concordancia con la sección 7.2.3.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014). No existe desplazamiento en los planos de acción de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, sección 2.2; tampoco existen conexiones en el edificio que requieran ser modeladas explícitamente.

A continuación se revisa puntualmente una serie de aspectos del modelo de análisis según requisitos específicos de ASCE 41 (ASCE, 2014).

**3.2.2.1 Torsión.** Como se define en la sección 3.2.2.9, el diafragma se clasifica como rígido, en consecuencia se aplican los requerimientos de la sección 7.2.3.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

Para revisar si se requiere considerar los efectos torsionales el análisis del edificio se aplican las fuerzas de cortante calculadas en la sección 3.2.2.9, Tabla 36, para la condición de torsión (fuerza sísmica en el centro de masa) y torsión más torsión accidental (fuerza sísmica en el centro de masa más el momento que se genera por una excentricidad de 5% el ancho de piso medido perpendicularmente a la dirección de aplicación de la carga); se calcula el amplificador

de desplazamiento  $\eta = \delta_{max}/\delta_{avg}$ , como la relación entre el desplazamiento máximo de cualquier punto del diafragma y el desplazamiento promedio del diafragma en cada piso. Según las indicaciones de la sección 7.2.3.2.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014) debe considerarse los efectos torsionales si la relación entre el amplificador de desplazamiento para la torsión más torsión accidental y el amplificador de desplazamiento para la torsión es superior a 1.1. En la Tabla 32 se muestran los resultados del análisis; se deben considerar los efectos torsionales para el análisis sísmico en la dirección Y, para esto se amplifica el desplazamiento objetivo por el máximo valor de amplificador de desplazamiento en el edificio.

Tabla 32  
Consideración de efectos torsionales

| Piso    | Análisis en dirección X |                 |                                | Análisis en dirección Y |                 |                                |
|---------|-------------------------|-----------------|--------------------------------|-------------------------|-----------------|--------------------------------|
|         | $\eta V_x$ <sup>1</sup> | $\eta V_x Tacc$ | $(\eta V_x Tacc) / (\eta V_x)$ | $\eta V_y$              | $\eta V_y Tacc$ | $(\eta V_y Tacc) / (\eta V_y)$ |
| Story12 | 1.0002                  | 1.0403          | 1.0401                         | 1.0100                  | 1.1351          | 1.1238                         |
| Story11 | 1.0002                  | 1.0405          | 1.0402                         | 1.0100                  | 1.1357          | 1.1245                         |
| Story10 | 1.0002                  | 1.0406          | 1.0404                         | 1.0099                  | 1.1364          | 1.1252                         |
| Story9  | 1.0002                  | 1.0408          | 1.0405                         | 1.0099                  | 1.1371          | 1.1260                         |
| Story8  | 1.0002                  | 1.0409          | 1.0407                         | 1.0098                  | 1.1379          | 1.1268                         |
| Story7  | 1.0002                  | 1.0412          | 1.0410                         | 1.0098                  | 1.1388          | 1.1277                         |
| Story6  | 1.0002                  | 1.0415          | 1.0413                         | 1.0097                  | 1.1397          | 1.1288                         |
| Story5  | 1.0002                  | 1.0420          | 1.0418                         | 1.0097                  | 1.1409          | 1.1299                         |
| Story4  | 1.0002                  | 1.0427          | 1.0425                         | 1.0097                  | 1.1422          | 1.1313                         |
| Story3  | 1.0003                  | 1.0439          | 1.0436                         | 1.0096                  | 1.1440          | 1.1331                         |
| Story2  | 1.0002                  | 1.0458          | 1.0456                         | 1.0095                  | 1.1464          | 1.1355                         |
| Story1  | 1.0004                  | 1.0499          | 1.0495                         | 1.0095                  | <b>1.1502</b>   | 1.1394                         |

<sup>1</sup>  $\eta = \delta_{max}/\delta_{avg}$

**3.2.2.2 Elementos primarios y secundarios.** Según la sección 7.5.1.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014), un elemento se clasifica como secundario cuando no aporta considerablemente a la resistencia sísmica de la edificación. En ese caso los muros estructurales son elementos primarios, no se presentan elementos secundarios.

En conclusión, los muros estructurales deben evaluarse para fuerzas sísmicas inducidas y deformaciones en combinación con los efectos de las cargas gravitacionales según la sección

7.2.3.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014). Por lo tanto, se debe modelar explícitamente la degradación de resistencia y rigidez de estos elementos.

**3.2.2.3 Flexibilidad de la cimentación.** Se considera la flexibilidad de la cimentación tal como se presenta en la sección 2.6.5.2. El procedimiento allí descrito es consistente con los requerimientos de la sección 7.2.3.5 y el capítulo 8 de ASCE 41 (ASCE, 2014). Se calcula la relación  $G/G_0$  de la tabla 8-2 de ASCE 41 (ASCE, 2014), el valor de  $S_x$  es 0.288 y la clase del suelo se toma como C.

**3.2.2.4 Amortiguamiento.** En el análisis del edificio se usa un espectro de respuesta con amortiguamiento de 5%.

**3.2.2.5 Efectos sísmicos en múltiples direcciones.** Se permite evaluar el edificio para demandas sísmicas que actúan de forma no concurrente en la dirección de cada eje principal del edificio debido a que no se presentan irregularidades en planta. No se requiere considerar efectos sísmicos verticales.

**3.2.2.6 Efectos P-delta.** El análisis modal y el análisis estático no lineal en cada dirección de estudio continúan desde el estado final de un caso no lineal de cargas gravitacionales que incluye efectos P-delta; ese estado final también incluye las cargas. Las cargas gravitacionales consideradas son:  $Q_G = 1.0D + 0.25L$  en conformidad con la sección 7.2.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014). En el modelo de análisis se incluye el cálculo automático de los efectos P-delta en el caso de análisis no lineal asociado con  $Q_G$ .

Adicionalmente, se hace la revisión para el cálculo de los efectos P-delta según lineamientos de la sección 12.8.7 de ASCE 7 (ASCE, 2010) para el cálculo de los efectos P-delta. Se calcula

el valor máximo aceptable del coeficiente de estabilidad:  $\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} = 0.10 \leq 0.25$ . Los valores de los parámetros son  $C_d = 5$ ,  $\beta = 1$ ,  $h_{piso} = 2500 \text{ mm}$ , el cortante de piso es el correspondiente a la fuerza sísmica de la Tabla 9. En ningún caso se excede el valor límite del coeficiente de estabilidad, ver Tabla 33 y Tabla 34.

Tabla 33

*Análisis de efectos P-delta para la dirección X*

| Piso    | $\Delta_{x,x}$ [mm] | $V_{x,x}$ [kN] | $P_x$ [kN] | $\theta$ |
|---------|---------------------|----------------|------------|----------|
| Story12 | 39                  | 4481           | 10987      | 0.008    |
| Story11 | 40                  | 9446           | 21975      | 0.007    |
| Story10 | 42                  | 13460          | 32962      | 0.008    |
| Story9  | 43                  | 16814          | 43950      | 0.009    |
| Story8  | 43                  | 19666          | 54937      | 0.010    |
| Story7  | 43                  | 22120          | 65924      | 0.010    |
| Story6  | 41                  | 24234          | 76912      | 0.011    |
| Story5  | 39                  | 26031          | 87899      | 0.010    |
| Story4  | 35                  | 27504          | 98886      | 0.010    |
| Story3  | 29                  | 28632          | 109874     | 0.009    |
| Story2  | 21                  | 29382          | 120861     | 0.007    |
| Story1  | 11                  | 29747          | 131823     | 0.004    |

Tabla 34

*Análisis de efectos P-delta para la dirección Y*

| Piso    | $\Delta_{x,y}$ [mm] | $V_{x,y}$ [kN] | $P_x$ [kN] | $\theta$ |
|---------|---------------------|----------------|------------|----------|
| Story12 | 39                  | 5228           | 10987      | 0.006    |
| Story11 | 40                  | 11297          | 21975      | 0.006    |
| Story10 | 42                  | 16365          | 32962      | 0.007    |
| Story9  | 43                  | 20673          | 43950      | 0.007    |
| Story8  | 43                  | 24341          | 54937      | 0.008    |
| Story7  | 43                  | 27467          | 65924      | 0.008    |
| Story6  | 41                  | 30109          | 76912      | 0.008    |
| Story5  | 39                  | 32294          | 87899      | 0.008    |
| Story4  | 35                  | 34039          | 98886      | 0.008    |
| Story3  | 29                  | 35330          | 109874     | 0.007    |
| Story2  | 21                  | 36172          | 120861     | 0.006    |
| Story1  | 11                  | 36567          | 131823     | 0.003    |

**3.2.2.7 Interacción suelo estructura.** No se requiere evaluar los efectos de interacción suelo estructura debido a que un incremento en el periodo fundamental del edificio no causaría incremento en las aceleraciones espectrales, sección 7.2.7 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

**3.2.2.8 Efecto de volcamiento para procedimientos no lineales.** Se incluye en el modelo de análisis la posibilidad de levantamiento de la cimentación conforme a los requerimientos de la sección 7.2.8.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014). En la sección 2.6.5.2 se definen los componentes no lineales de los resortes que dan apoyo a la cimentación; ninguno de estos elementos puede resistir tensión.

**3.2.2.9 Análisis del diafragma.** Se analiza la clasificación del diafragma según la sección 7.2.9.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014). El diafragma se considera flexible si la máxima deformación lateral del diafragma es mayor a dos veces el promedio de la deriva de piso de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. El diafragma puede considerarse rígido si la máxima deformación lateral del diafragma es menor a la mitad de la deriva de piso promedio de los elementos verticales del sistema de resistencia.

Para encontrar los resultados de deformación del diafragma se aplica la “pseudo fuerza” lateral de la ecuación (7-21) de ASCE 41 (ASCE, 2014):  $V = C_1 C_2 C_m S_a W$ , ver resumen de resultados en la Tabla 35 y en la Tabla 36 la distribución en altura de la fuerza lateral según recomendaciones de la sección 7.4.1.3.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014). Para ejecutar este análisis se usa el Modelo F, el cual se describe más adelante; una característica de este modelo es que se considera diafragma semi-rígido y se usa sección fisurada en el elemento que simula la losa de entrepiso. En la Figura 40 se muestra un ejemplo de asignación de coeficientes para sección fisurada en losas.

Tabla 35

*Pseudo fuerza lateral para análisis de diafragma*

| Parámetro      | Dirección de análisis |       |
|----------------|-----------------------|-------|
|                | X                     | Y     |
| C <sub>1</sub> | 1.00                  | 1.07  |
| C <sub>2</sub> | 1.00                  | 1.00  |
| C <sub>m</sub> | 1.00                  | 1.00  |
| S <sub>a</sub> | 0.422                 | 0.598 |
| W [kN]         | 63664                 | 63664 |
| T [s]          | 1.111                 | 0.780 |
| μ strength     | 4.36                  | 3.73  |
| V [kN]         | 26886                 | 40905 |

Además, se aplican las fuerzas inerciales del diafragma definidas en la sección 7.4.1.3.4 de ASCE 41 (ASCE, 2014), y referenciadas en el capítulo 5 de NIST GCR 10-917-4 (Moehle, Hooper, Kelly, & Meyer, 2010). En la Tabla 36 se resume también la distribución en altura de estas fuerzas inerciales.

Tabla 36

*Fuerzas para cálculo de deformación de diafragma*

| Piso    | Pseudo fza. lateral |                | Fza. inercial diaf. |                    |
|---------|---------------------|----------------|---------------------|--------------------|
|         | V <sub>x</sub>      | V <sub>y</sub> | F <sub>px, X</sub>  | F <sub>px, Y</sub> |
| Story12 | 4107                | 5834           | 3802                | 5223               |
| Story11 | 4311                | 6213           | 3975                | 5349               |
| Story10 | 3807                | 5573           | 3747                | 5079               |
| Story9  | 3317                | 4942           | 3527                | 4815               |
| Story8  | 2845                | 4321           | 3312                | 4554               |
| Story7  | 2390                | 3711           | 3103                | 4297               |
| Story6  | 1954                | 3113           | 2899                | 4043               |
| Story5  | 1540                | 2529           | 2701                | 3793               |
| Story4  | 1151                | 1961           | 2510                | 3546               |
| Story3  | 791                 | 1413           | 2325                | 3304               |
| Story2  | 466                 | 890            | 2148                | 3067               |
| Story1  | 188                 | 404            | 1981                | 2836               |

En la Tabla 37 se muestran los resultados de deformación del diafragma y se comparan con el promedio de la deriva en cada dirección de estudio. Se verifica que el diafragma tiene un comportamiento rígido en todos los pisos para ambas direcciones de análisis según el criterio de ASCE 41 (ASCE, 2014). El diafragma se clasifica como rígido. Se revisan los requisitos de torsión según lo estipula la sección 7.2.9.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

En la Figura 35 y la Figura 36 se muestran diagramas de deformación del diafragma para el nivel de cubierta en cada dirección de estudio. Ese nivel es el que experimenta mayor deformación según los datos de la tabla.

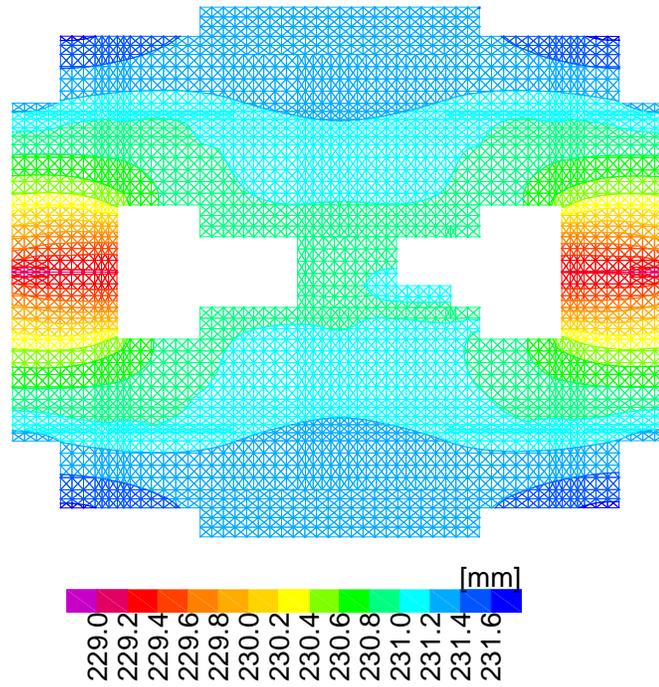


Figura 35 Deformación [mm] de diafragma. Pseudo V en dirección X. Nivel de cubierta

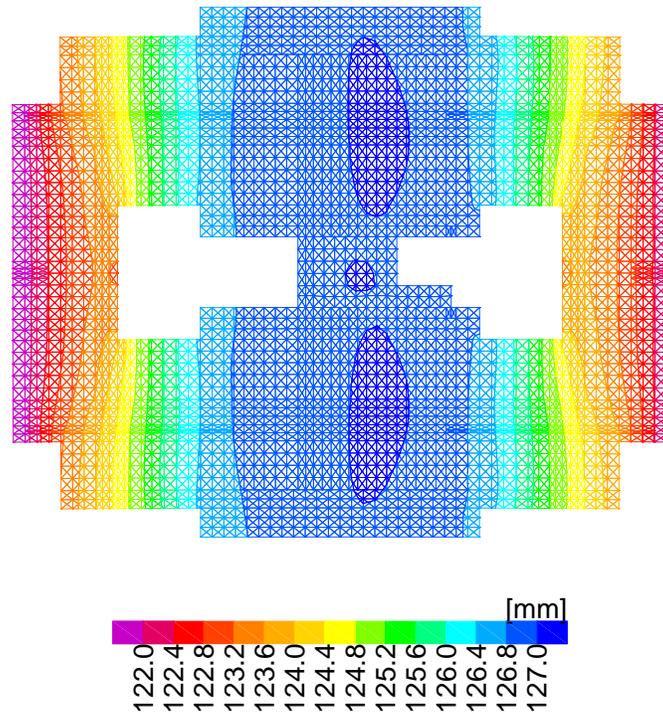


Figura 36 Deformación [mm] de diafragma. Pseudo V en dirección Y. Nivel de cubierta

Tabla 37

*Clasificación del diafragma*

| [mm]    | PseudoVx   |              |                           |                             | Flexible / Rígido |            |              |                           |                             |
|---------|------------|--------------|---------------------------|-----------------------------|-------------------|------------|--------------|---------------------------|-----------------------------|
| Piso    | $\delta d$ | $\Delta avg$ | $\delta d > 2 \Delta avg$ | $\delta d < 1/2 \Delta avg$ | Piso              | $\delta d$ | $\Delta avg$ | $\delta d > 2 \Delta avg$ | $\delta d < 1/2 \Delta avg$ |
| Story12 | 2.4        | 23           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story12           | 5.6        | 12           | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story11 | 2.5        | 24           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story11           | 4.6        | 12           | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story10 | 2.2        | 24           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story10           | 3.8        | 13           | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story9  | 1.9        | 24           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story9            | 3.0        | 13           | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story8  | 1.6        | 24           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story8            | 2.4        | 13           | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story7  | 1.3        | 23           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story7            | 1.9        | 13           | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story6  | 0.9        | 22           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story6            | 1.4        | 12           | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story5  | 0.6        | 20           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story5            | 1.0        | 11           | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story4  | 0.6        | 18           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story4            | 0.6        | 10           | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story3  | 0.5        | 14           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story3            | 0.3        | 8            | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story2  | 0.4        | 10           | FALSO                     | VERDADERO                   | Story2            | 0.3        | 6            | FALSO                     | VERDADERO                   |
| Story1  | 0.3        | 4            | FALSO                     | VERDADERO                   | Story1            | 0.4        | 2            | FALSO                     | VERDADERO                   |

**3.2.3 No linealidad del material en modelo de análisis.** Para definir las características fuerzas deformación de los muros estructurales se usa una formulación alternativa a la presentada por ASCE 41 consistente en rótula concentrada con base en análisis seccional con fibras. Esta formulación ha sido verificada, validada y calibrada en algunos estudios que comparan el desempeño con modelos de rótulas tal como lo expresa GCR 14-917-27 (NEHRP Consultants Joint Venture, 2013) en la sección 3.2.4.

**3.2.3.1 Modelado y rótula plástica de muros.** Se utiliza un modelo de rótulas de flexo-compresión a base de fibras viga-columna, para distribuir el comportamiento inelástico a lo largo de la sección de muros. En la Figura 37 se muestra un ejemplo de asignación de refuerzo para rótula del muro x1; se usan los resultados de diseño de la Tabla 27 y las características de los materiales definidas en la sección 3.2.1.

**Rebar Material**

Material Flexure: A615Gr60  
 Material Shear: A615Gr60  
 Bar Clear Cover: 48 mm

**Layout**

Wall Hinge Reinforcement

**Geometry**

| Start X (mm) | Start Y (mm) | End X (mm) | End Y (mm) | Length (mm) | Thickness (mm) | Start Zone Ratio | End Zone Ratio |
|--------------|--------------|------------|------------|-------------|----------------|------------------|----------------|
| 22585        | 15640        | 24545      | 15640      | 1960        | 200            | 0.25             | 0.25           |

**Reinforcement**

**Flexural Detail**

| Station | Bar Size | Bar Spacing (mm) | Number of Bars |
|---------|----------|------------------|----------------|
| Start   | #4       | 125              | 4              |
| Center  | #3       | 250              | 4              |
| End     | #4       | 125              | 4              |

**Flexural Detail (Additional Individual Bar)**

| Material | Distance (mm) | Area (mm <sup>2</sup> ) |
|----------|---------------|-------------------------|
| *        |               |                         |

**Shear/Confinement Detail**

| Station | Bar Size | Bar Spacing (mm) | Confined |
|---------|----------|------------------|----------|
| Start   | #3       | 67               | Yes      |
| Center  | #3       | 250              | No       |
| End     | #3       | 67               | Yes      |

OK Cancel

Figura 37 Ejemplo de asignación de refuerzo para rótula de muro x1

El monitoreo de las cantidades de respuesta en un modelo de fibras incluye límites de deformación del material, tales como la máxima deformación del concreto a compresión y la máxima deformación del refuerzo a tensión (Applied Technology Council, 2010). El código ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014) especifica en la sección 10.3.3.1 los límites máximos permitidos para concreto y acero de refuerzo. Para concreto no confinado, la máxima deformación unitaria a compresión es 0.002 en compresión pura o 0.005 en otras condiciones; en el caso del acero de refuerzo la máxima deformación unitaria es 0.02 en compresión y 0.05 en tensión.

Las relaciones de los materiales y el tamaño de los elementos pueden tener un gran impacto en este tipo de modelos de fibras. Se acogen las recomendaciones de la sección 4.2.7 de PEER/ATC 72-1 (Applied Technology Council, 2010) relacionadas con usar una pendiente post-

fluencia moderada para el acero de refuerzo y el uso de elementos con altura aproximadamente igual a la longitud estimada de rótula plástica.

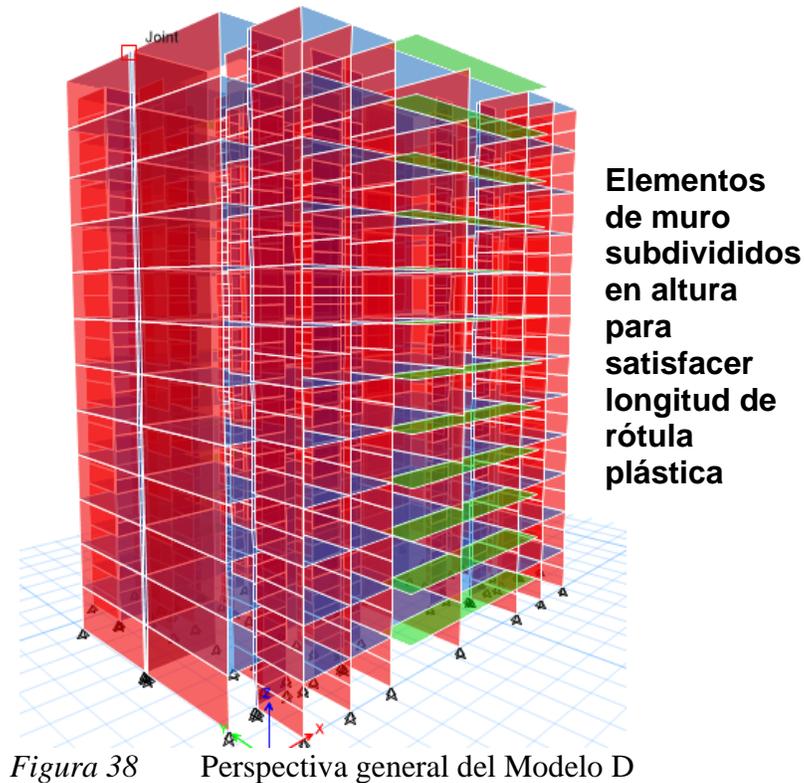
**3.2.3.2 Longitud de rótula plástica.** En el modelo de análisis, la longitud de la rótula plástica para muros debe ser igual a 0.5 veces la altura a flexión del elemento pero menor a la altura de piso, según criterios de la sección 10.7.2.2.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014). Para lograr lo anterior, el elemento que simula el muro estructural en el modelo de análisis se subdivide, si es necesario, en elementos con altura igual a la longitud de la rótula plástica requerida; en la Figura 38 se puede apreciar esta característica del modelo.

**3.2.4 Descripción de modelos de análisis.** Los modelos de análisis son creados en el programa de análisis ETABS 2016, versión 16.0.3, un producto de “*Computer and Structures, Inc*” (Computer & Structures, Inc., 2016).

**3.2.4.1 Modelo D.** Este modelo de análisis está basado en la geometría del Modelo A descrito en la sección 2.4.1.1. Los muros estructurales se simulan con elementos tipo Shell a los que se reducen los coeficientes F11 y F22 a 0.70, así como los coeficientes M11, M22 y M12 a 0.10 para desestimar la resistencia del elemento a momento fuera del plano. Los coeficientes modificados se toman de la tabla 6.6.3.1.1(a) de ACI 318 (ACI Commite 318, 2014) y se usan para incluir en el análisis modal esas reducciones en los momentos de inercia de las secciones de los elementos estructurales.

Se simula la no linealidad del material en cada sección del muro estructural en función del diseño obtenido en la etapa inicial de este estudio, ver 2.6.4.5. El diafragma se considera rígido conforme a los resultados de la sección 3.2.2.9, por tal razón, para considerar sección fisurada del diafragma sólo se reduce a 0.25 los coeficientes M11, M22 y M12 del elemento que simula la

losa de entrepiso, (Guzman, 2017). En la Figura 38 se muestra una perspectiva general del Modelo D, se puede apreciar, que en contraste con la perspectiva general del Modelo A (Figura 7), contiene elementos de muro que se han subdividido en altura para satisfacer la longitud de rótula plástica deseada requerida.



Este modelo de análisis incluye la evaluación de la no linealidad geométrica con el método P-delta tal y como se presentó en la sección 3.2.2.6. Los apoyos de los elementos estructurales en la base se consideran fijos.

**3.2.4.2 Modelo E.** Es el modelo de análisis del cual se obtienen resultados para la evaluación del desempeño del edificio en esta etapa del estudio. Es similar al modelo D, la diferencia específica es que incluye elementos que se usan para simular directamente la losa de cimentación y sus apoyos son resortes que permiten modelar la flexibilidad de la cimentación tal y como se presenta en la sección 3.2.2.3 y la sección 2.6.5.2 de este documento. Los resortes están basados en elementos tipo “Link” que tienen comportamiento plástico a compresión y cero resistencia a tensión. En la Figura 39 se muestra una perspectiva general del Modelo E.

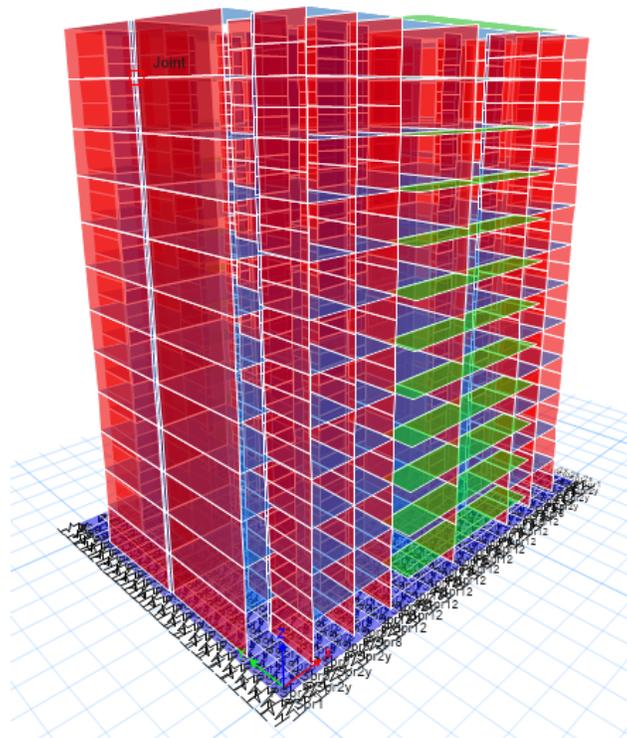


Figura 39 Perspectiva general del Modelo E

**3.2.4.3 Modelo F.** Este modelo se usa para obtener resultados de análisis en la evaluación de la flexibilidad del diafragma de la sección 3.2.2.9 y para obtener resultados de solicitaciones en el diafragma para las revisiones que se hacen en el capítulo 4.

En general el Modelo F está basado en el Modelo D, la diferencia radica en que el diafragma se considera semi-rígido y se reduce a 0.25 los coeficientes F11, F22, F12, M11, M22 y M12 del

elemento que simula la losa de entrepiso para considerar sección fisurada, (Guzman, 2017), ver Figura 40. Los coeficientes modificados se toman de la tabla 6.6.3.1.1(a) de ACI 318 (ACI Commite 318, 2014). Los apoyos de los elementos estructurales en la base se consideran fijos en este modelo.

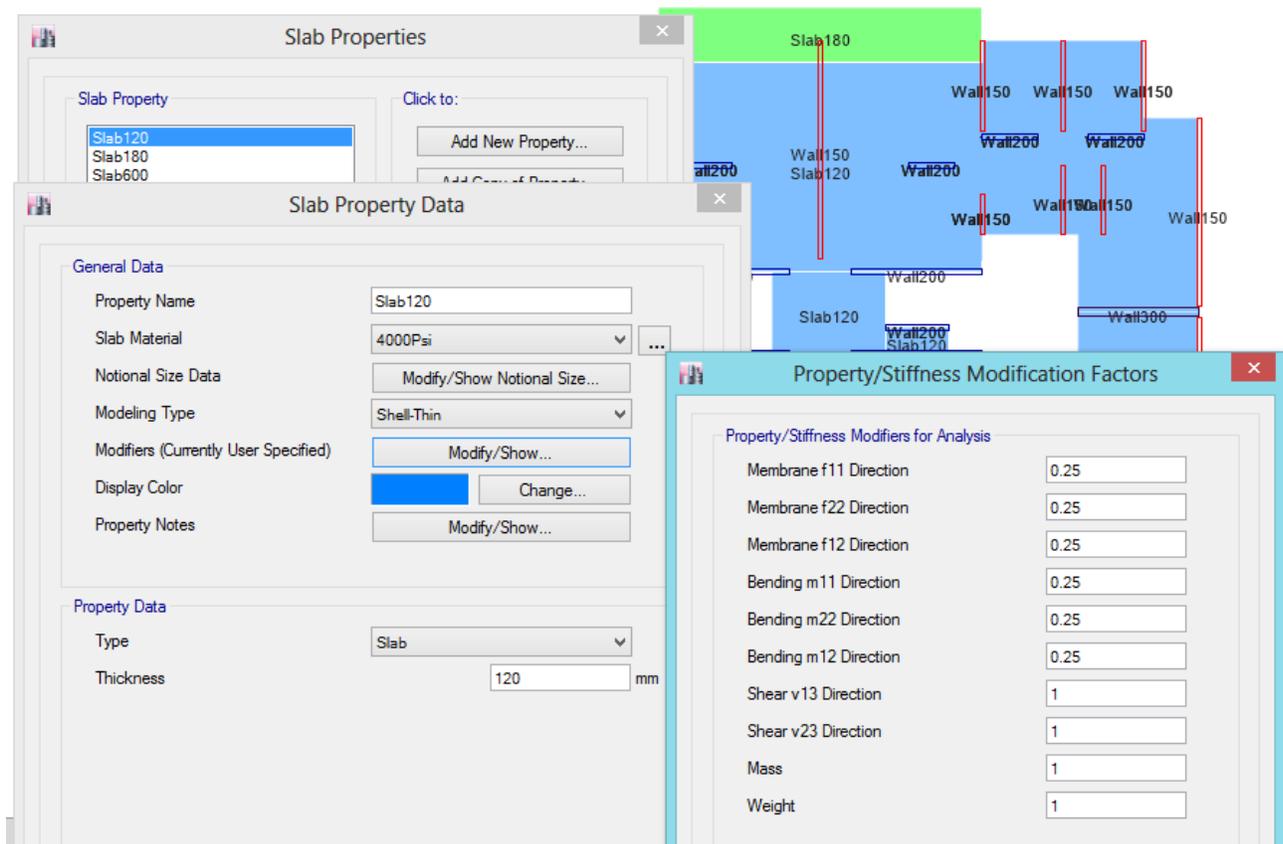


Figura 40 Secciones fisuradas en losa de entrepiso para análisis del diafragma

### 3.3 Análisis

**3.3.1 Análisis modal.** Se ejecuta el análisis modal del edificio basado en vectores propios. El análisis modal tiene un mínimo de 24 modos de vibración y la rigidez de la estructura de la cual parte está basada en un caso de análisis gravitacional que considera los efectos P-delta. Este análisis modal se ejecuta tanto en el Modelo D como en el Modelo E.

En cada uno de estos modelos de análisis también se ejecuta un análisis modal que basado en un caso de análisis gravitacional que no considera efectos P-delta, esto se hace con el ánimo de comparar la influencia de tales efectos. En el Modelo E, que considera la flexibilidad de la cimentación, el grupo de elementos tipo “Link” se incluye en el análisis modal. En la Tabla 38 y Tabla 39 se muestran los resultados del análisis modal.

Tabla 38

*Análisis modal. Se incluyen efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación*

| Modo | Periodo [s] | % Participación masa (acumulada) |     |         |
|------|-------------|----------------------------------|-----|---------|
|      |             | % X                              | % Y | % Rot Z |
| 1    | 1.13        | 70%                              | 0%  | 0%      |
| 2    | 0.767       | 70%                              | 73% | 0%      |
| 3    | 0.678       | 70%                              | 73% | 73%     |
| 4    | 0.233       | 89%                              | 73% | 73%     |
| 5    | 0.159       | 89%                              | 92% | 73%     |
| 6    | 0.148       | 89%                              | 92% | 93%     |
| 7    | 0.099       | 96%                              | 92% | 93%     |
| 8    | 0.072       | 96%                              | 98% | 93%     |
| 9    | 0.069       | 96%                              | 98% | 98%     |
| 10   | 0.058       | 99%                              | 98% | 98%     |
| 11   | 0.043       | 99%                              | 99% | 98%     |
| 12   | 0.041       | 99%                              | 99% | 100%    |

Tabla 39

*Análisis modal. Sin incluir efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación*

| Modo | Periodo [s] | % Participación masa (acumulada) |     |         |
|------|-------------|----------------------------------|-----|---------|
|      |             | % X                              | % Y | % Rot Z |
| 1    | 1.121       | 70%                              | 0%  | 0%      |
| 2    | 0.764       | 70%                              | 73% | 0%      |
| 3    | 0.676       | 70%                              | 73% | 73%     |
| 4    | 0.232       | 89%                              | 73% | 73%     |
| 5    | 0.159       | 89%                              | 92% | 73%     |
| 6    | 0.148       | 89%                              | 92% | 93%     |
| 7    | 0.099       | 96%                              | 92% | 93%     |
| 8    | 0.072       | 96%                              | 98% | 93%     |
| 9    | 0.069       | 96%                              | 98% | 98%     |
| 10   | 0.058       | 99%                              | 98% | 98%     |
| 11   | 0.043       | 99%                              | 99% | 98%     |
| 12   | 0.041       | 99%                              | 99% | 100%    |

**3.3.2 Selección del procedimiento de análisis.** Se registra a continuación la revisión de las condiciones de aplicación del procedimiento de análisis estático no lineal según sección 7.3.2.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

**3.3.2.1 Relación de resistencia.** La relación de resistencia,  $\mu_{strength}$ , en la dirección X es  $\mu_{strength} = 4.36$ . En la dirección Y  $\mu_{strength} = 3.73$ . Los valores requeridos para calcular este parámetro se toman de los resultados resumidos en la Tabla 41;  $\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$ , donde  $S_a$  es la aceleración espectral según la sección 2.4.1 y 2.4.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014);  $V_y$  es la resistencia a fluencia calculada usando resultados del análisis estático no lineal;  $W$  es el peso sísmico efectivo del edificio;  $C_m = 1.00$ .

El valor de  $\mu_{strength}$  debe ser menor a la relación de resistencia máxima,  $\mu_{max}$ , que es  $\mu_{max} = 11.8$  para la dirección X y  $\mu_{max} = 10.2$ ;  $\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$ , donde  $\Delta_d$  es el menor valor entre el desplazamiento objetivo y el desplazamiento correspondiente al máximo cortante en la base;  $\Delta_y$  es el desplazamiento en la resistencia efectiva de fluencia;  $h = 1 + 0.15 \ln T_e$ ;  $\alpha_e$  es la pendiente efectiva negativa posterior a fluencia,  $\alpha_e = -0.029$  para la dirección X y  $\alpha_e = -0.030$  para análisis en la dirección Y. Los valores para el cálculo de  $\alpha_e$  se toman de las curvas de respuesta de la Figura 41, para lo que se requirió ejecutar, en el Modelo E, un caso de análisis estático no lineal basado en un tipo de solución “Quasi-estática” con el fin de encontrar resultados de respuesta para grandes deformaciones. En cada dirección los parámetros son los mismos. En la Figura 42 se muestra un resumen de los parámetros principales de análisis en ETABS 2016.

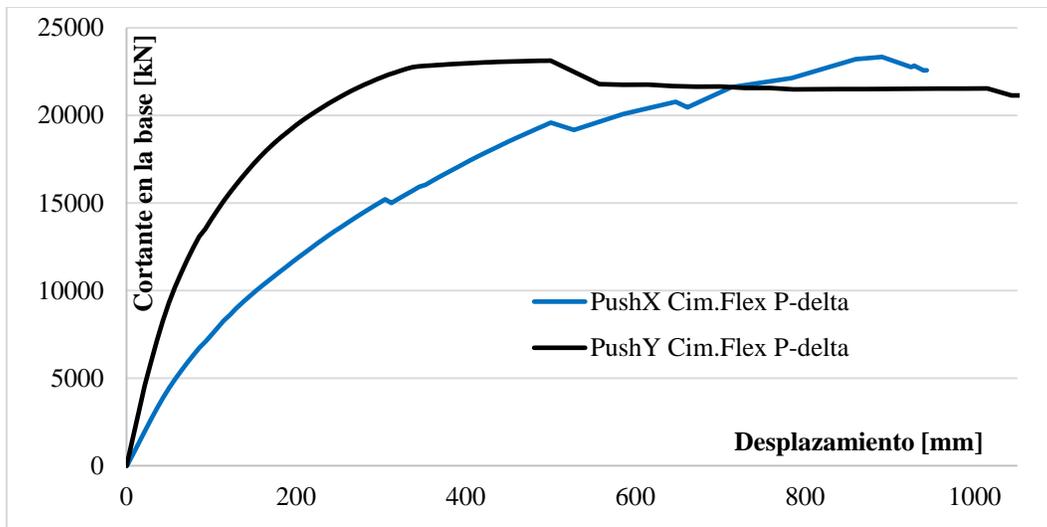


Figura 41 Curvas de respuesta Análisis estático no lineal

**Quasi-static Parameters**

Time History Type: Nonlinear Direct Integration History

Output Time Step Size: 1 sec

Mass Proportional Damping: 1 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: -0.333333

| Solution Control                            |        |
|---|--------|
| Maximum Total Steps                         | 200    |
| Maximum Null Steps                          | 50     |
| Use Event-To-Event Stepping                 | Yes    |
| Event Lumping Tolerance (Relative)          | 0.01   |
| Use Iteration                               | Yes    |
| Maximum Constant-Stiffness Iterations       | 10     |
| Maximum Newton-Raphson Iterations           | 40     |
| Iteration Convergence Tolerance (Relative)  | 0.0001 |
| Use Line Search                             | Yes    |
| Maximum Line Searches per Iteration         | 20     |
| Line Search Acceptance Tolerance (Relative) | 0.1    |
| Line Search Step Factor                     | 1.618  |

**For Each Stage**

Minimum Number of Saved States: 70

Maximum Number of Saved States: 200

Save positive Displacement Increments Only

Figura 42 Parámetros generales en casos de análisis estático no lineal para caso de análisis de no linealidad geométrica

Se cumple la relación  $\mu_{strength} < \mu_{max}$  para el modelo de análisis.

**3.3.2.2 Efectos de modos superiores.** Se ejecutó un análisis de combinación modal espectral que sólo considera el modo fundamental para cada dirección de análisis; los resultados de cortante en cada piso se comparan con los del análisis de combinación modal espectral de la sección 2.3.5 para el cual se definió un número de modos tal que el porcentaje de participación de la masa supera el 90% en cada dirección de análisis. En la Tabla 40 se muestran los resultados; esta revisión permite establecer si los modos superiores tienen efectos significativos en el modelo de análisis, sección 7.3.2.1 ASCE 41 (ASCE, 2014). La relación se hace tomando como referencia los valores para la combinación modal espectral que sólo considera el modo fundamental para cada dirección de análisis. Este análisis se ejecuta en el Modelo A.

Puede observarse que en ninguna de las dos direcciones de estudio la relación entre el cortante de ambos análisis supera el valor límite de 130%; según esos resultados se verifica que los modos superiores no tienen influencia significativa en el análisis de la estructura. En este caso ASCE 41 (ASCE, 2014) permite el uso de análisis estático no lineal, sección 7.3.2.1.

Tabla 40  
*Análisis de influencia de modos superiores*

| Piso    | Cortante [kN], dirección X  |              |              | Cortante [kN], dirección Y |              |              |
|---------|-----------------------------|--------------|--------------|----------------------------|--------------|--------------|
|         | FXS (90%<PPM <sup>1</sup> ) | FXS (1 modo) | Relación (X) | FYS (90%<PPM)              | FYS (1 modo) | Relación (Y) |
| Story12 | 4481                        | 3673         | 122%         | 5228                       | 4578         | 114%         |
| Story11 | 9446                        | 8303         | 114%         | 11297                      | 10345        | 109%         |
| Story10 | 13460                       | 12463        | 108%         | 16365                      | 15524        | 105%         |
| Story9  | 16814                       | 16135        | 104%         | 20673                      | 20092        | 103%         |
| Story8  | 19666                       | 19303        | 102%         | 24341                      | 24032        | 101%         |
| Story7  | 22120                       | 21957        | 101%         | 27467                      | 27335        | 100%         |
| Story6  | 24234                       | 24097        | 101%         | 30109                      | 30004        | 100%         |
| Story5  | 26031                       | 25736        | 101%         | 32294                      | 32057        | 101%         |
| Story4  | 27504                       | 26905        | 102%         | 34039                      | 33531        | 102%         |
| Story3  | 28632                       | 27579        | 104%         | 35330                      | 34290        | 103%         |
| Story2  | 29382                       | 28042        | 105%         | 36172                      | 34998        | 103%         |
| Story1  | 29747                       | 28177        | 106%         | 36567                      | 35184        | 104%         |

<sup>1</sup> PPM: Porcentaje de participación de masa

**3.3.3 Procedimiento de análisis estático no lineal.** El procedimiento de análisis seleccionado es estático no lineal, según definiciones del capítulo 7 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

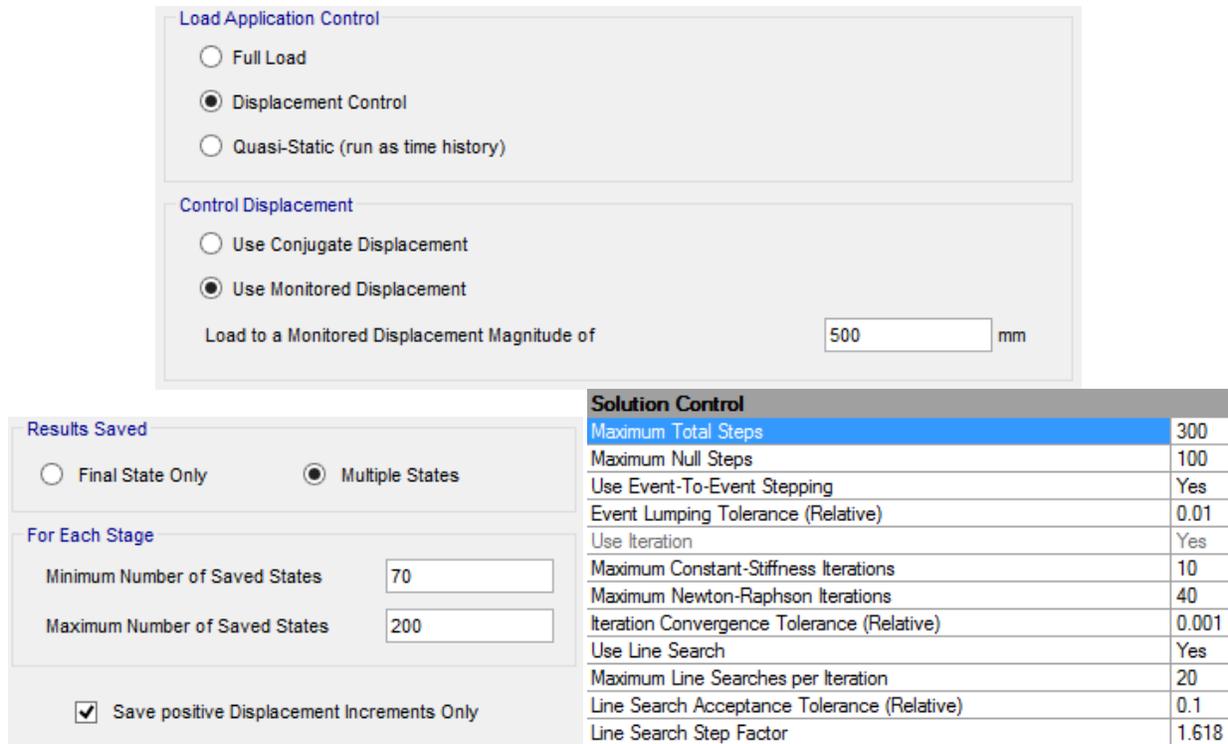
**3.3.3.1 Bases del procedimiento.** Se ejecuta el análisis sísmico del edificio usando un modelo matemático que incorpora directamente las características no lineales de fuerza-deformación de los componentes del edificio, sección 7.4.3.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014); se somete el modelo a la acción de fuerzas laterales incrementales que representan las fuerzas inerciales de un evento sísmico hasta que se exceda un desplazamiento objetivo. El desplazamiento objetivo representa el máximo desplazamiento que el edificio experimenta para el nivel de amenaza sísmica seleccionado, ver sección 3.1.2.2.

Debido a que el modelo calcula directamente los efectos de la respuesta inelástica de los materiales, puede suponerse que las fuerzas internas también corresponden a las que el edificio experimenta para el nivel de amenaza sísmica seleccionado.

**3.3.3.2 Modelo y consideraciones para análisis estático no lineal.** En esta sección se verifican los requisitos consignados en la sección 7.4.3.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014) para el análisis estático no lineal.

La curva relación entre cortante en la base y desplazamiento del nodo de control para los casos de análisis no lineal se establece para entre el 0% y valores superiores a 150% el desplazamiento objetivo  $\delta_t$ . El nodo de control está localizado en el centro de masa del nivel de cubierta del edificio según lo establece la sección 7.4.3.2.2 de ASCE 41 (ASCE, 2014). La distribución lateral de la carga es proporcional a la forma del modo fundamental para cada dirección de análisis.

Se muestra en la Figura 43 un resumen de los parámetros de los casos de análisis estático no lineal en ETABS 2016.



| Solution Control                            |       |
|---|-------|
| Maximum Total Steps                         | 300   |
| Maximum Null Steps                          | 100   |
| Use Event-To-Event Stepping                 | Yes   |
| Event Lumping Tolerance (Relative)          | 0.01  |
| Use Iteration                               | Yes   |
| Maximum Constant-Stiffness Iterations       | 10    |
| Maximum Newton-Raphson Iterations           | 40    |
| Iteration Convergence Tolerance (Relative)  | 0.001 |
| Use Line Search                             | Yes   |
| Maximum Line Searches per Iteration         | 20    |
| Line Search Acceptance Tolerance (Relative) | 0.1   |
| Line Search Step Factor                     | 1.618 |

Figura 43 Parámetros en casos de análisis estático no lineal

### 3.4 Resultados de análisis

**3.4.1 Curvas de respuesta para análisis estático no lineal.** A continuación se muestran las curvas de respuesta para varias condiciones y características de simulación ejecutadas en los modelos de análisis.

**3.4.1.1 Caso en que se considera la no linealidad del material.** Como se indica en la Figura 44, se muestran resultados de análisis ejecutado en el Modelo D para casos de análisis que no incluyen efectos P-delta. En la dirección Y el análisis presenta problemas de convergencia cuando se obtiene un desplazamiento objetivo de 250 mm. En general se aprecia mayor rigidez y resistencia para el caso de análisis en la dirección Y.

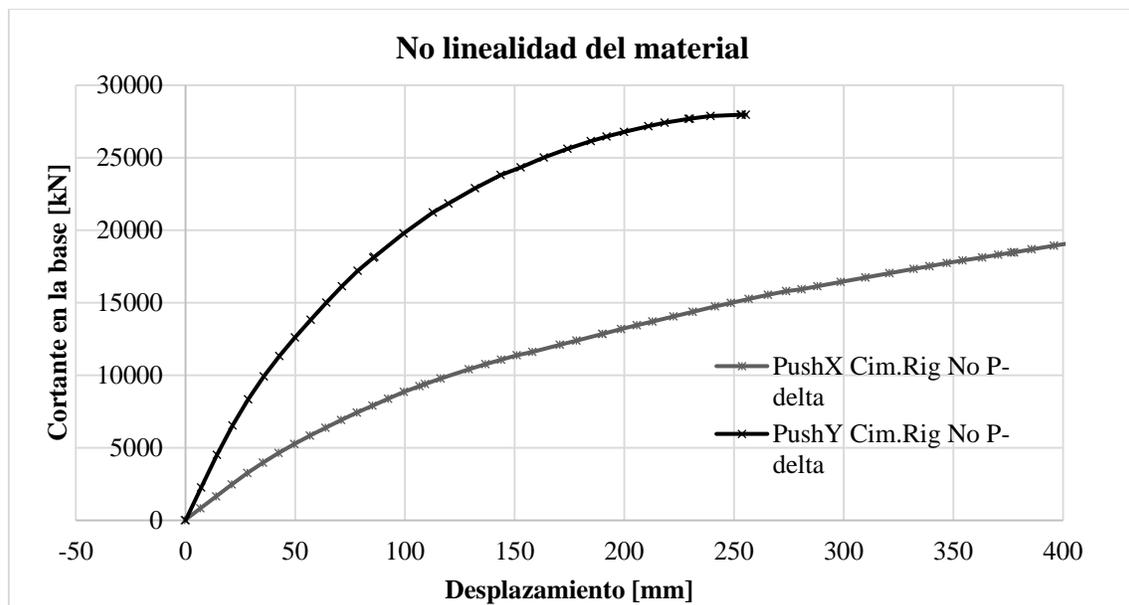


Figura 44 Curva de respuesta. Modelo D (cimentación rígida). Sin incluir Efectos P-delta

**3.4.1.2 Caso en que se considera no linealidad del material y no linealidad geométrica.**

En la Figura 45 se muestran resultados de análisis ejecutado en el Modelo D cuando se incluyen los efectos P-delta. Se reafirma la tendencia de mayor rigidez y resistencia en la dirección de análisis Y. Este análisis no considera la flexibilidad de la cimentación.

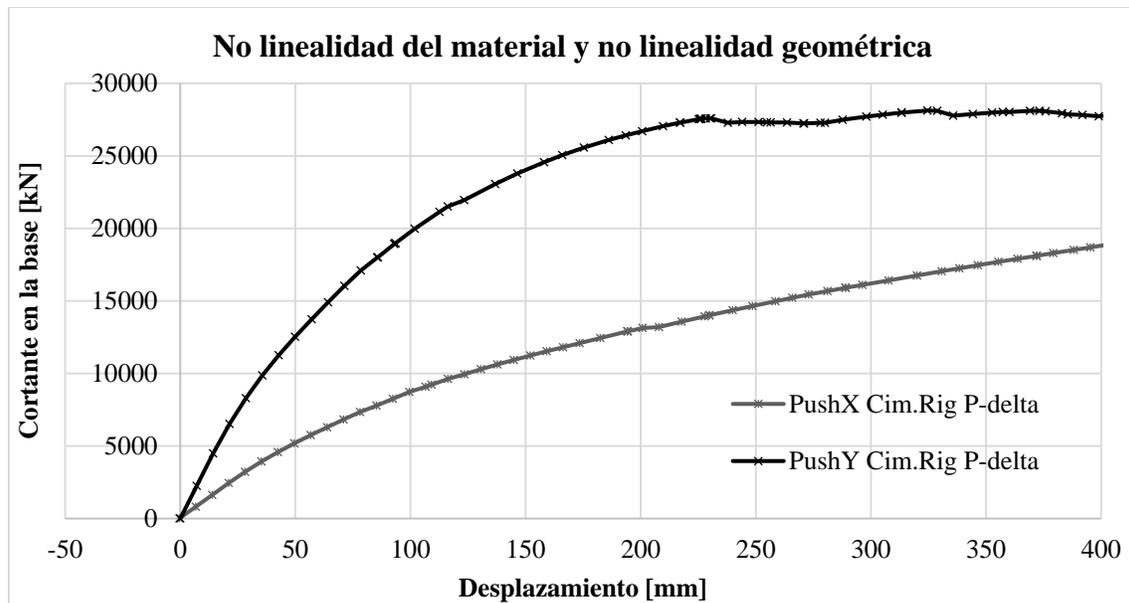


Figura 45 Curva de respuesta. Modelo D (cimentación rígida). Incluye efectos P-delta

**3.4.1.3 Caso en que se considera la no linealidad del material, la no linealidad geométrica y la flexibilidad de la cimentación.** En la Figura 46 se encuentra la curva de respuesta para cada dirección de análisis que se usará en adelante en el desarrollo de este estudio. Se obtiene, además, la curva fuerza-desplazamiento idealizada para cada dirección de estudio. Se aplican los requisitos exigidos en ASCE 41 (ASCE, 2014) para definir la rigidez inicial, primer segmento de la curva idealizada, y se define el punto de fluencia de modo que se cumpla el balance de áreas exigido, se usa el desplazamiento objetivo y su correspondiente cortante.

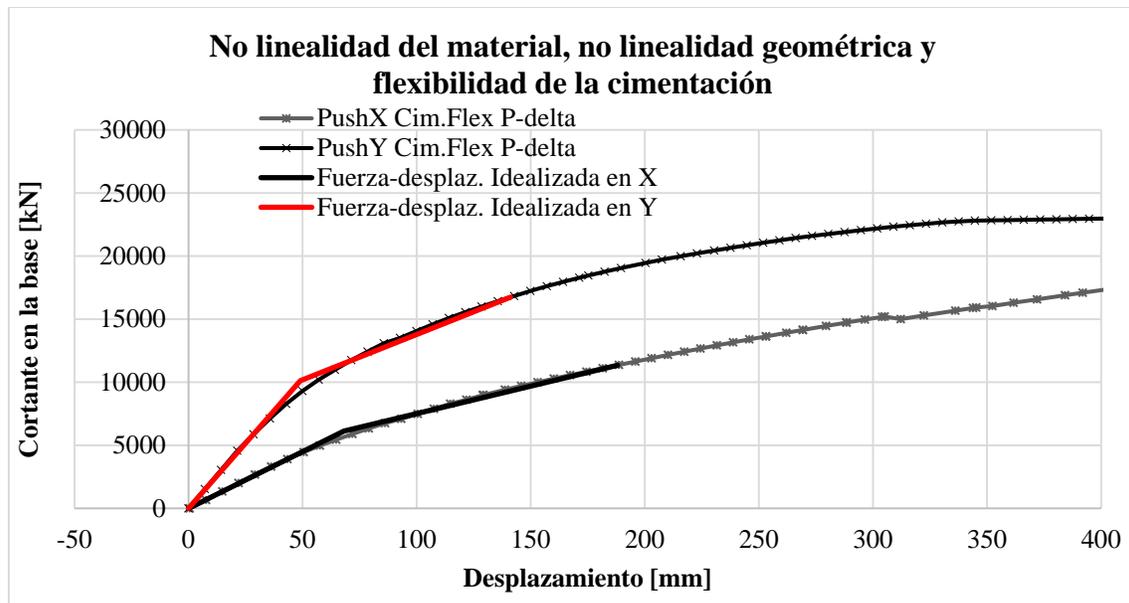


Figura 46 Curvas de respuesta. Análisis ejecutado en Modelo E. Incluye efectos P-delta y flexibilidad de la cimentación

**3.4.2 Resultados del procedimiento de análisis estático no lineal.** En la Tabla 41 se encuentran los valores para el desplazamiento objetivo y cortante asociado, junto con el desplazamiento y cortante para el punto de fluencia de las curvas idealizadas. Se aplica el método de coeficientes definido en la sección 7.4.3.3 de ASCE 41 (ASCE, 2014). En la Tabla 41 se muestran los parámetros calculados siguiendo la metodología.

Tabla 41

*Resultados y parámetros de análisis estático no lineal*

| Parámetro          | Dirección de análisis |        |
|--------------------|-----------------------|--------|
|                    | X                     | Y      |
| $\delta t$ [mm]    | 188.0                 | 141.2  |
| $V(\delta t)$ [kN] | 11346                 | 16747  |
| $C_0$              | 1.46                  | 1.46   |
| $C_1$              | 1.00                  | 1.07   |
| $C_2$              | 1.00                  | 1.00   |
| $C_m$              | 1.00                  | 1.00   |
| $S_a$              | 0.422                 | 0.598  |
| $T_e$ [s]          | 1.111                 | 0.780  |
| $T_i$ [s]          | 1.129                 | 0.764  |
| $K_e$ [kN/m]       | 90057                 | 206457 |
| $K_i$ [kN/m]       | 87166                 | 215274 |
| $\alpha$           | 0.483                 | 0.348  |
| $\mu$ strength     | 4.36                  | 3.73   |
| $\Delta y$ [mm]    | 68.0                  | 49.0   |
| $V_y$ [kN]         | 6128                  | 10123  |
| $W$ [kN]           | 63226                 | 63226  |
| $\mu$ max          | 11.8                  | 10.2   |

Las fuerzas, desplazamientos y deformaciones se determinan en el estado o paso de cada análisis en que se alcanza el desplazamiento objetivo del procedimiento de análisis estático no lineal.

**3.4.3 Criterios de aceptación.** Se revisa la aceptación de fuerzas y deformaciones para cada componente. Como se definió anteriormente, los muros representan componentes primarios. No se presentan componentes secundarios. Todos los componentes deben ser capaces de resistir fuerzas y deformaciones dentro de los criterios de aceptación del nivel de comportamiento seleccionado según sección 7.5.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014). El nivel de desempeño correspondiente es Life Safety, ver sección 3.1.2.3.

Según la tabla C7-1 de ASCE 41 (ASCE, 2014) es posible que en muros de cortante la flexión y el cortante sean acciones controladas por deformación; por su parte, la compresión puede ser una acción controlada por fuerza.

**3.4.3.1 Criterios de aceptación de flexo-compresión en muros.** Los muros de la edificación se consideran controlados por flexión, la relación altura respecto de su longitud es mayor a 3.0 según criterios de la sección 10.7.1 de ASCE 41 (ASCE, 2014).

En conformidad con el análisis de la sección 3.2.2.1, en la dirección Y se amplifica el desplazamiento objetivo. Como resultado, se toma el desempeño de los elementos y las fuerzas para el paso 27 del análisis estático no lineal en la dirección X y el paso 23 en la dirección Y; esos pasos corresponden a los estados en que se supera el desplazamiento objetivo (incluyendo la amplificación mencionada).

Se revisan los estados de las rótulas plásticas para cada dirección de estudio.

En la dirección X, una vez se supera el valor del desplazamiento objetivo, ver Tabla 44, se presenta comportamiento no lineal en los muros X1, X2, X3, X4 y X5, ver rotaciones en Tabla 42. Sin embargo, aunque en algunos casos se supera el límite del punto B, ningún muro supera el límite IO (ocupación inmediata), por lo que se cumple el requisito de desempeño.

Tabla 42

*Rotación máxima en muros, análisis estático no lineal en dirección X*

| Muro | A to IO |        |
|------|---------|--------|
|      | A to B  | B to C |
| X1   | 0.0011  | 0.0029 |
| X2   | 0.0023  | 0.0023 |
| X3   | 0.0012  | 0.0039 |
| X4   | 0.0013  | 0.0037 |
| X5   | 0.0006  | 0.0021 |
| Y1   | 0.0007  |        |
| Y2   | 0.0002  |        |
| Y3   | 0.0003  |        |
| Y4   | 0.0001  |        |
| Y5   | 0.0008  |        |

De modo similar, se verifica que en la dirección Y no se presentan rótulas plásticas que superen el tramo de desempeño IO (ocupación inmediata); los resultados de la Tabla 43 indican

que existe comportamiento no lineal en los muros X1, Y2, Y4 y Y5. El desempeño de los muros del edificio es aceptable en la dirección Y.

Ningún muro llega al nivel de desempeño “Life safety” para el estado de comportamiento relacionado con el desplazamiento objetivo en cada dirección de estudio.

Tabla 43

*Rotación máxima en muros, análisis estático no lineal en dirección Y*

| A to IO |         |         |
|---------|---------|---------|
| Muro    | A to B  | B to C  |
| X1      | 0.00061 | 0.00359 |
| X2      | 0.00014 |         |
| X3      | 0.00019 |         |
| X4      | 0.00027 |         |
| X5      | 0.00004 |         |
| Y1      | 0.00114 |         |
| Y2      | 0.00027 | 0.00424 |
| Y3      | 0.00094 |         |
| Y4      | 0.00064 | 0.00170 |
| Y5      | 0.00079 | 0.00397 |

Tabla 44

*Cortante en la base vs desplazamiento del nodo de control para dirección X*

| Step      | Desplaz(mm)  | Cortante(KN) | A-B         | B-C       | C-D      | D-E      | >E       | A-IO        | IO-LS    | LS-CP    | >CP      | Total       |
|-----------|--------------|--------------|-------------|-----------|----------|----------|----------|-------------|----------|----------|----------|-------------|
| 20        | 138.7        | 9408         | 1263        | 9         | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 21        | 145.8        | 9707         | 1263        | 9         | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 22        | 153.0        | 10004        | 1263        | 9         | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 23        | 160.1        | 10286        | 1261        | 11        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 24        | 167.3        | 10561        | 1259        | 13        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 25        | 174.4        | 10831        | 1257        | 15        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 26        | 181.6        | 11102        | 1255        | 17        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| <b>27</b> | <b>188.7</b> | <b>11370</b> | <b>1255</b> | <b>17</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>1272</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>1272</b> |
| 28        | 195.8        | 11638        | 1253        | 19        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 29        | 203.0        | 11902        | 1253        | 19        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 30        | 210.1        | 12162        | 1249        | 23        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 31        | 217.3        | 12418        | 1249        | 23        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |

Tabla 45

*Cortante en la base vs desplazamiento del nodo de control para la dirección Y*

| Step      | Desplaz(mm)  | Cortante(KN) | A-B         | B-C       | C-D      | D-E      | >E       | A-IO        | IO-LS    | LS-CP    | >CP      | Total       |
|-----------|--------------|--------------|-------------|-----------|----------|----------|----------|-------------|----------|----------|----------|-------------|
| 18        | 128.4        | 15996        | 1258        | 14        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 19        | 135.6        | 16424        | 1255        | 17        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 20        | 142.7        | 16838        | 1254        | 18        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 21        | 149.9        | 17233        | 1254        | 18        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 22        | 157.0        | 17611        | 1254        | 18        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| <b>23</b> | <b>164.2</b> | <b>17959</b> | <b>1254</b> | <b>18</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>1272</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>0</b> | <b>1272</b> |
| 24        | 171.3        | 18286        | 1253        | 19        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 25        | 175.3        | 18458        | 1253        | 19        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 26        | 182.4        | 18764        | 1253        | 19        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 27        | 189.6        | 19047        | 1253        | 19        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 28        | 200.3        | 19457        | 1251        | 21        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |
| 29        | 207.5        | 19718        | 1251        | 21        | 0        | 0        | 0        | 1272        | 0        | 0        | 0        | 1272        |

**3.4.4 Formación de rótulas plásticas.** En la Figura 47 se puede observar el patrón de formación de rótulas plásticas para el análisis en la dirección X.

En la Figura 48 se muestran los resultados para el análisis en la dirección Y. Se adiciona una vista tridimensional en cada caso con un número que indica el orden en que se forma cada grupo de rótulas plásticas, se debe prestar atención a la orientación del sistema global de ejes que se incluye en cada perspectiva. Los resultados se muestran entre el paso 0 y el paso 30 para cada una de las direcciones de análisis, por ende en algún paso se puede formar ninguna, una o varias rótulas plásticas.

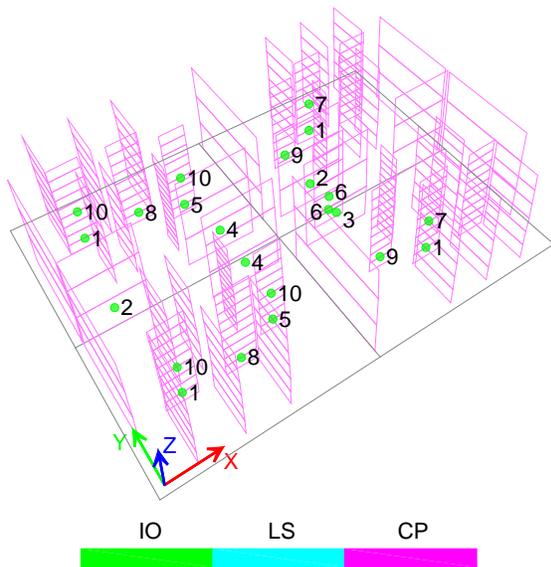


Figura 47 Formación de rótulas plásticas. Análisis estático no lineal en dirección X

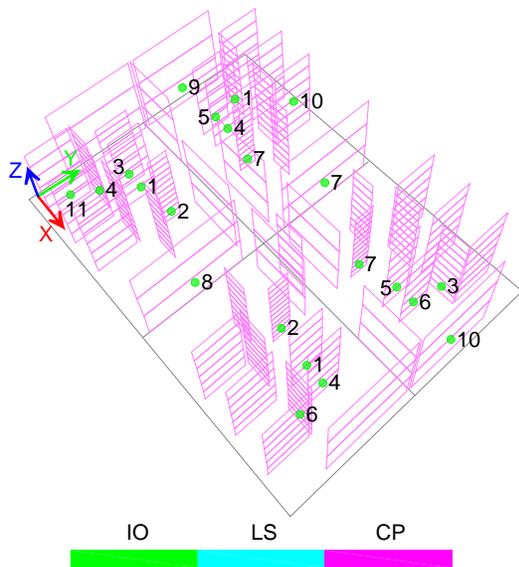
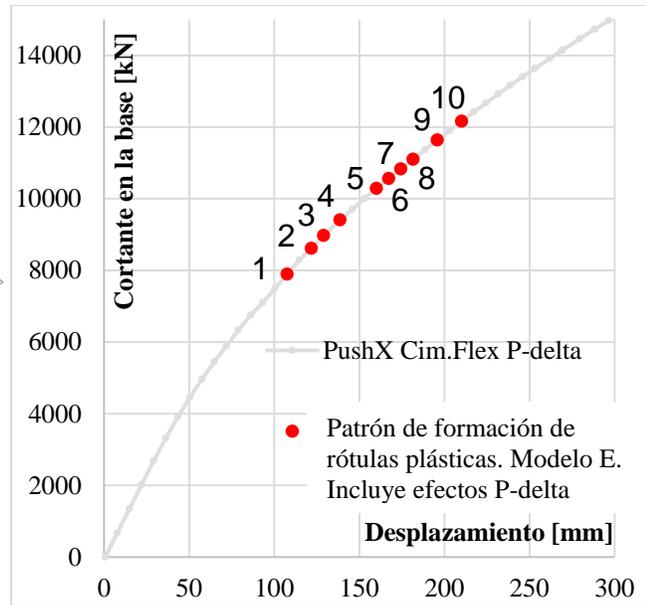
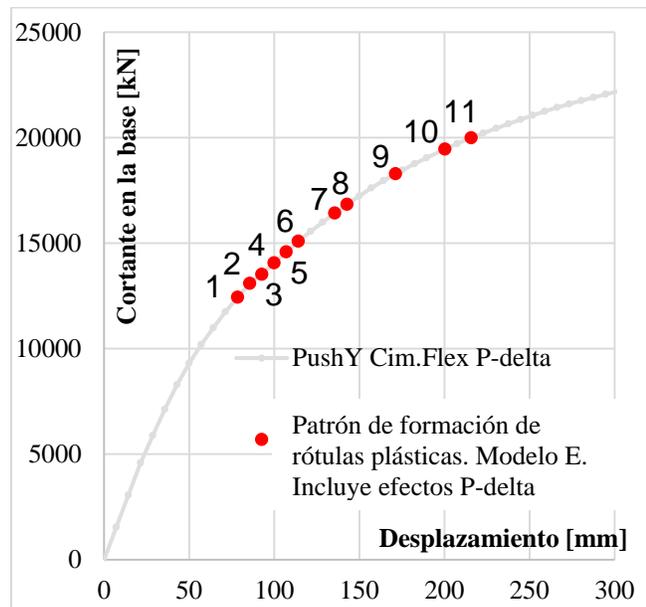


Figura 48 Formación de rótulas plásticas. Análisis estático no lineal en dirección Y



**3.4.5 Revisión de apoyos de cimentación para análisis estático no lineal.** Se revisa el estado de los resortes de la cimentación para evaluar si una vez se alcanza el desplazamiento objetivo en el nodo de control, los apoyos en la cimentación han alcanzado los valores máximos de compresión o si por el contrario se ha presentado levantamiento en algunas zonas de la cimentación por acción de la carga lateral.

Los resultados máximos y mínimos de todos los tipos de resorte referenciados en la Figura 24 para el análisis en la dirección X se encuentran en la Tabla 46; en la Tabla 47 se muestran los datos para la dirección Y. Los resultados muestran que se presenta levantamiento de la cimentación en ambas direcciones de estudio. En cuanto a los límites no lineales de los resortes, ver Tabla 31, se puede apreciar que en la dirección Y algunos resortes alcanzan los valores máximos  $\delta_y, P_y$ .

Tabla 46

*Revisión de resultados en cimentación; análisis estático no lineal en X*

| Resorte | $P_{max}$ [kN] | $P_{max}/P_y$ | $\delta_{min}$ [kN] <sup>2</sup> | $\delta_{min}/\delta_y$ | $P_{min}$ [kN] | $P_{min}/P_y$ | $\delta_{max}$ [kN] |
|---------|----------------|---------------|----------------------------------|-------------------------|----------------|---------------|---------------------|
| PSpr1   | 102            | 0.7           | -3.6                             | 0.7                     | 0              | 0.0           | 13.2                |
| PSpr2x  | 244            | 0.8           | -4.3                             | 0.8                     | 0              | 0.0           | 13.0                |
| PSpr2y  | 190            | 0.6           | -3.4                             | 0.6                     | 0              | 0.0           | 9.1                 |
| PSpr3   | 229            | 0.7           | -4.2                             | 0.7                     | 0              | 0.0           | 12.2                |
| PSpr4   | 264            | 0.9           | -5.0                             | 0.9                     | 0              | 0.0           | 11.8                |
| PSpr5   | 399            | 0.6           | -3.6                             | 0.6                     | 0              | 0.0           | 8.8                 |
| PSpr6   | 373            | 0.6           | -3.4                             | 0.6                     | 0              | 0.0           | 7.7                 |
| PSpr7   | 346            | 0.6           | -3.3                             | 0.6                     | 0              | 0.0           | 7.2                 |
| PSpr8   | 87             | 0.3           | -1.5                             | 0.3                     | 46             | 0.1           | -0.8                |
| PSpr9   | 296            | 0.5           | -2.5                             | 0.5                     | 101            | 0.2           | -0.9                |
| PSpr10  | 277            | 0.4           | -3.0                             | 0.4                     | 144            | 0.2           | -1.5                |
| PSpr11  | 228            | 0.4           | -3.2                             | 0.4                     | 130            | 0.2           | -1.8                |
| PSpr12  | 178            | 0.6           | -3.0                             | 0.6                     | 0              | 0.0           | 0.0                 |
| PSpr13  | 344            | 0.6           | -2.9                             | 0.6                     | 22             | 0.0           | -0.2                |
| PSpr14  | 243            | 0.4           | -3.1                             | 0.4                     | 89             | 0.1           | -1.1                |
| PSpr15  | 301            | 0.5           | -7.8                             | 0.5                     | 60             | 0.1           | -1.6                |

<sup>1</sup> Valores positivos de fuerza: resorte en compresión

<sup>2</sup> Valores negativos de desplazamiento: resorte en compresión

Tabla 47

*Revisión de resultados en cimentación; análisis estático no lineal en Y*

| <b>Resorte</b> | <b>P<sub>max</sub> [kN]<sup>1</sup></b> | <b>P<sub>max</sub>/P<sub>y</sub></b> | <b>δ<sub>min</sub> [kN]<sup>2</sup></b> | <b>δ<sub>min</sub>/δ<sub>y</sub></b> | <b>P<sub>min</sub> [kN]</b> | <b>P<sub>min</sub>/P<sub>y</sub></b> | <b>δ<sub>max</sub> [kN]</b> |
|----------------|---|--------------------------------------|---|--------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| PSpr1          | 155                                     | 1.0                                  | -29.9                                   | 5.4                                  | 0                           | 0.0                                  | 38.6                        |
| PSpr2x         | 309                                     | 1.0                                  | -28.1                                   | 5.1                                  | 0                           | 0.0                                  | 35.0                        |
| PSpr2y         | 309                                     | 1.0                                  | -23.8                                   | 4.3                                  | 0                           | 0.0                                  | 32.6                        |
| PSpr3          | 309                                     | 1.0                                  | -20.2                                   | 3.6                                  | 0                           | 0.0                                  | 23.6                        |
| PSpr4          | 309                                     | 1.0                                  | -15.9                                   | 2.7                                  | 0                           | 0.0                                  | 19.3                        |
| PSpr5          | 618                                     | 1.0                                  | -21.4                                   | 3.9                                  | 0                           | 0.0                                  | 28.8                        |
| PSpr6          | 618                                     | 1.0                                  | -13.4                                   | 2.4                                  | 0                           | 0.0                                  | 17.6                        |
| PSpr7          | 618                                     | 1.0                                  | -10.1                                   | 1.7                                  | 0                           | 0.0                                  | 14.1                        |
| PSpr8          | 309                                     | 1.0                                  | -12.6                                   | 2.4                                  | 0                           | 0.0                                  | 18.8                        |
| PSpr9          | 618                                     | 1.0                                  | -9.1                                    | 1.7                                  | 0                           | 0.0                                  | 14.6                        |
| PSpr10         | 160                                     | 0.3                                  | -1.7                                    | 0.3                                  | 0                           | 0.0                                  | 3.5                         |
| PSpr11         | 138                                     | 0.2                                  | -1.9                                    | 0.2                                  | 0                           | 0.0                                  | 1.1                         |
| PSpr12         | 309                                     | 1.0                                  | -22.2                                   | 4.3                                  | 0                           | 0.0                                  | 17.6                        |
| PSpr13         | 618                                     | 1.0                                  | -15.9                                   | 3.1                                  | 0                           | 0.0                                  | 13.3                        |
| PSpr14         | 225                                     | 0.4                                  | -2.9                                    | 0.4                                  | 0                           | 0.0                                  | 1.5                         |
| PSpr15         | 238                                     | 0.4                                  | -6.2                                    | 0.4                                  | 0                           | 0.0                                  | 0.2                         |

<sup>1</sup> Valores positivos de fuerza: resorte en compresión<sup>2</sup> Valores negativos de desplazamiento: resorte en compresión

En la Figura 49 y Figura 50 se muestran los diagramas de deformación de la planta de cimentación para cada dirección de estudio. En la dirección X los resultados obedecen al paso 27 de la Tabla 44. En la dirección Y los resultados corresponden al paso 23 de la Tabla 45.

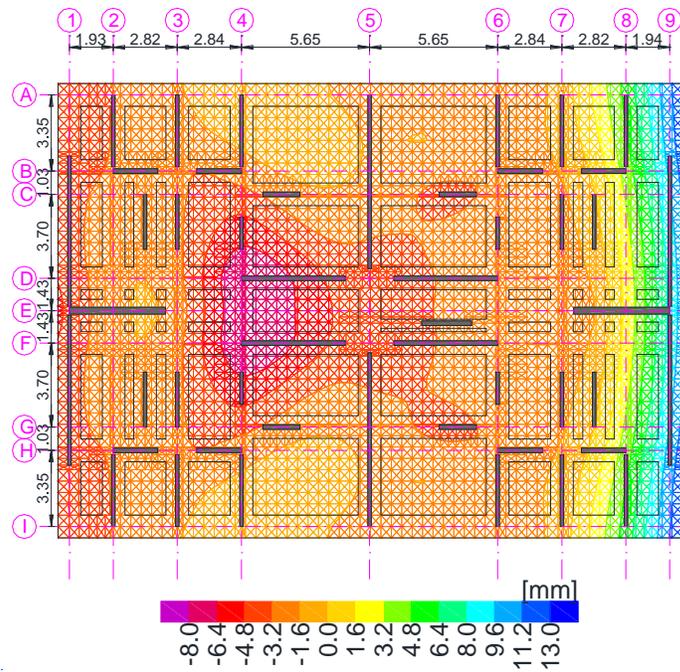


Figura 49 Deformación en cimentación para análisis estático no lineal en X

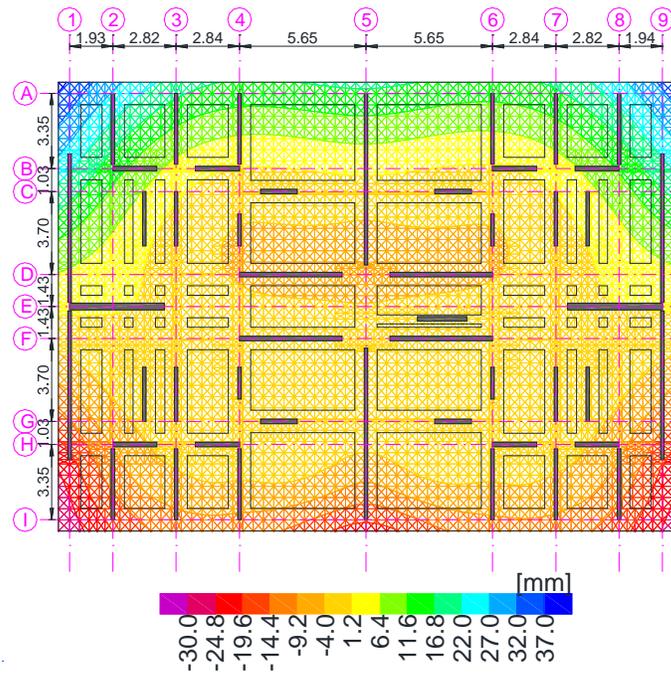


Figura 50 Deformación en cimentación para análisis estático no lineal en Y

### 3.5 Análisis de resultados

**3.5.1 Comentarios sobre las curvas de respuesta.** Se puede inferir en la Figura 46 y en los resultados de la Tabla 41 que el edificio modelado presenta un comportamiento más rígido en la dirección Y. Lo anterior puede estar relacionado con la distribución y cantidad de muros estructurales dispuestos en esa dirección de análisis. Por ende se registra mayor desplazamiento del nodo de control en la dirección X para un determinado nivel de cortante en la base.

**3.5.2 Comentarios sobre el patrón de formación de rótulas plásticas.** En la dirección X se registra inicialmente comportamiento plástico en el primer piso de los muros X1 que son relativamente cortos y se encuentran más alejados del centro geométrico de la planta en esa dirección. A continuación, el comportamiento no lineal se concentra en el primer piso de los muros más largos que a su vez se encuentran en la zona central de la planta. Finalmente se presenta comportamiento no lineal en el primero y en algunos muros en el segundo piso de los muros cortos en toda la planta del edificio, ver Figura 47.

En la dirección Y, se presenta inicialmente comportamiento no lineal en el primer piso de los muros estructurales más cortos en esa dirección. Luego participan los muros estructurales de mayor longitud, mostrando comportamiento no lineal en su primer piso, ver Figura 48.

**3.5.3 Revisión de rotulas plásticas.** A continuación se muestra la revisión de las rótulas plásticas a base de fibras de los muros estructurales que no cumplen la revisión de resistencia a cortante para el estado de fuerzas del análisis estático no lineal que se hace en la sección 4.1.

**3.5.3.1 Rótula plástica de Muro X1.** El Muro X1 se encuentra exigido a un nivel de carga axial de  $0.09f'cA_g$  para el nivel de cortante crítico  $V_u=1188$  kN. Se muestra en la Figura 51 la rótula plástica creada según criterios de la sección 10.7 de ASCE 41 (ASCE, 2014), del mismo modo se muestra la rótula a base de fibras basada en los materiales y disposición del refuerzo especificados en la etapa de diseño. La tendencia de ambas rótulas es similar, sin embargo no se encontraron resultados de respuesta de la rótula a base de fibras para la zona de reducción de resistencia. El nivel de desempeño del muro es, en concordancia con los resultados de la Tabla 42, inferior a IO.

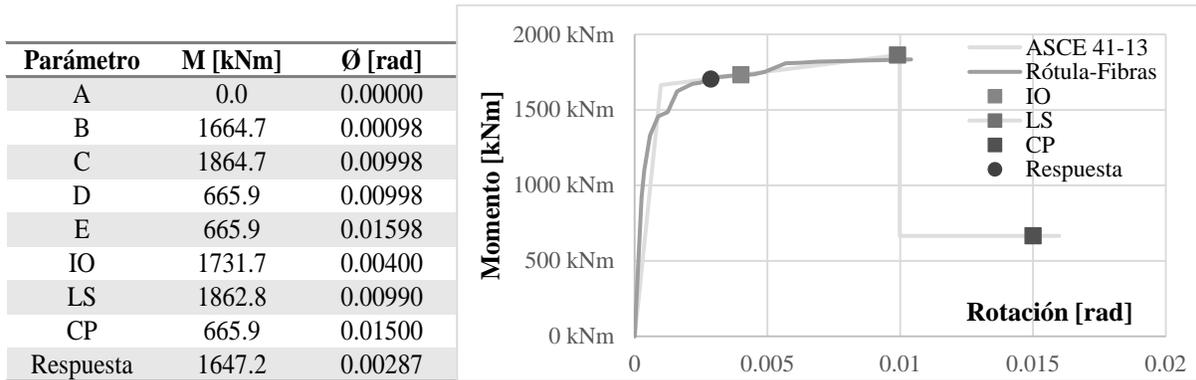


Figura 51 Revisión de rótula plástica de Muro X1

**3.5.3.2 Rótula plástica de Muro X4.** El muro X4 se encuentra sometido a un nivel de carga axial de  $0.29f'cA_g$  en combinación con la sollicitación crítica de cortante  $V_u=4705$  kN. En este caso se aprecia que la relación Momento-Rotación propuesta por ASCE 41 (ASCE, 2014) y la rótula a base de fibras tienen tendencias similares.

No se encontraron datos para la zona de pérdida de resistencia de la rótula a base de fibras. El nivel de desempeño de este muro para la máxima deformación registrada en el análisis estático no lineal está en el tramo IO-LS.

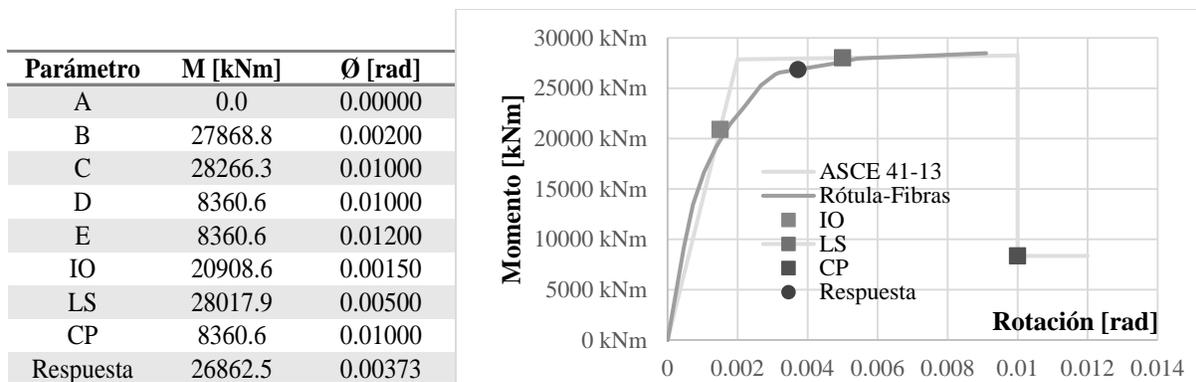


Figura 52 Revisión de rótula plástica de Muro X4

**3.5.3.3 Rótula plástica de Muro Y3.** En el caso del muro Y3 se analiza el estado de menor carga axial, es decir, cuando está solicitado a un nivel de compresión de  $0.01f'cAg$ . En la Figura 53 se muestran las rótulas plásticas para ese nivel de compresión. La rotación máxima registrada en la Tabla 43, corresponde al intervalo A-IO para el muro y la respectiva rótula mostrada en la figura. La tendencia entre las curvas no es similar en términos de rigidez y de nivel de resistencia a momento, sin embargo esto puede estar relacionado con el nivel de compresión para el que fue hallada la rótula plástica, el cual es cercano a cero.

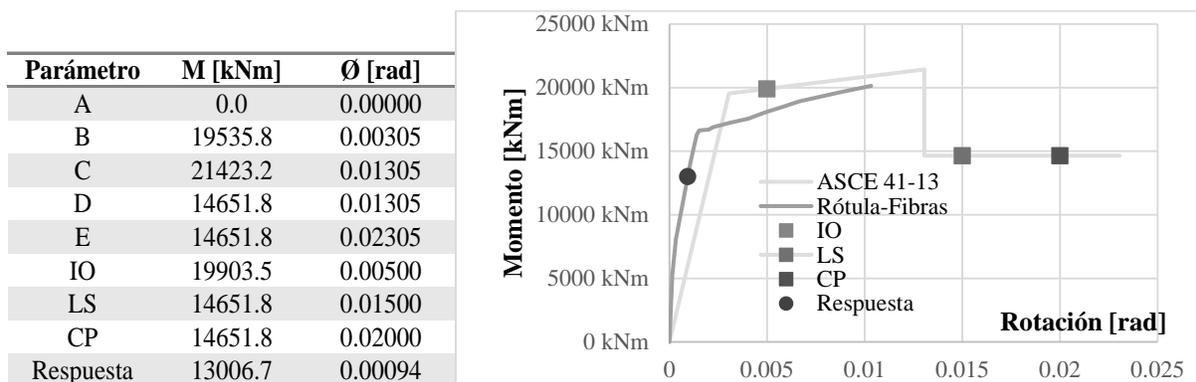


Figura 53 Revisión de rótula plástica de Muro Y3

**3.5.3.4 Rótula plástica de Muro Y5.** En la Figura 54 se muestra la revisión de la rótula del muro Y5 para un estado de compresión de  $0.06f_cAg$ , también en este caso se estudia el comportamiento del muro para un caso de carga axial relativamente bajo. En este caso la curva de respuesta a base de fibras presenta diferencias en el nivel de momento resistente si se compara con la rótula de ASCE 41. El desempeño del muro está en el tramo A-IO, por lo que es aceptable.

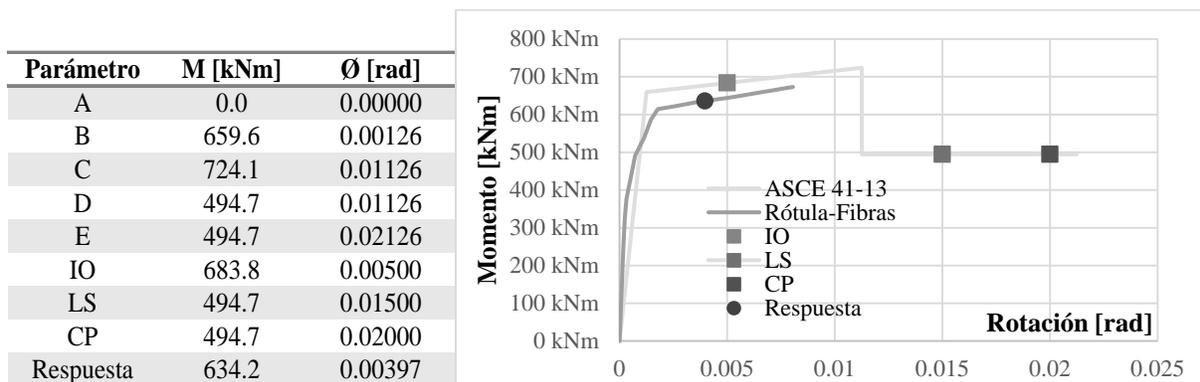


Figura 54 Revisión de rótula plástica de Muro Y5

**3.5.4 Cálculo de parámetros de desempeño.** Adicionalmente a las revisiones llevadas a cabo según requisitos de ASCE 41 (ASCE, 2014), se identifican en la Figura 55 y Figura 56 algunos parámetros fundamentales de desempeño según las definiciones básicas consignadas en FEMA 752 (FEMA, 2013).

Los parámetros de desempeño están basados en el principio de desplazamiento equivalente, el cual establece que el desplazamiento de un sistema inelástico sujeto a un movimiento particular del suelo, es aproximadamente igual al desplazamiento del mismo sistema respondiendo elásticamente (FEMA, 2013). Los niveles requeridos de fuerza bajo el rango de respuesta inelástico son bastante menores que los niveles de fuerza requeridos para la respuesta elástica. En las figuras se muestra la línea  $K_i$ , que representa la rigidez inicial del análisis estático no lineal. Se muestra además la curva de comportamiento elástico de la estructura, línea  $K$ , que

representa la rigidez del modelo, basado en secciones no fisuradas, con el cual se diseñó la estructura en el capítulo 2. La fuerza elástica de demanda,  $F_e$ , se estima con el espectro de respuesta y corresponde a los resultados del análisis de combinación modal espectral ajustados, ver sección 2.3.5.

Se calcula el desplazamiento equivalente a la fuerza elástica de demanda sobre la rigidez elástica  $K$ , el cual se considera en este análisis como el desplazamiento máximo del sistema, y se relaciona con el desplazamiento del punto de fluencia,  $\Delta_y$  en la Tabla 41, así se estima la demanda de ductilidad,  $\mu = 2.29$  para la dirección X y  $\mu = 1.83$  para la dirección Y.

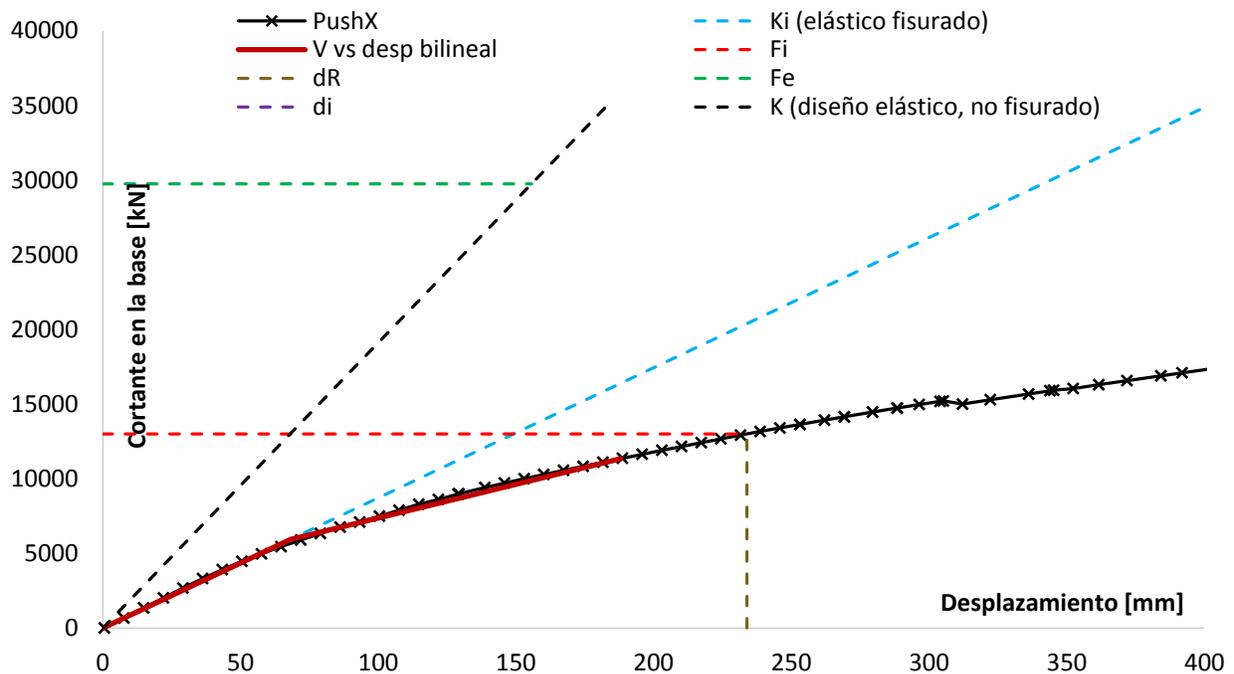


Figura 55 Parámetros de desempeño para análisis estático no lineal en dirección X

Se usa el resultado de la demanda de ductilidad, que se asume como la demanda de ductilidad suministrada y con este valor se calcula la fuerza inelástica de demanda,  $F_i = F_e/\mu$ , que es la fuerza para la que se diseña la edificación. El desplazamiento reducido  $d_R$  se puede calcular como la intersección de  $F_i$  con la curva del análisis estático no lineal. Por último se calcula el

desplazamiento inelástico real  $d_i = \mu d_R$ , que es el desplazamiento con el cual se debe revisar la deriva (FEMA, 2013). Los valores se muestran en la Tabla 48.

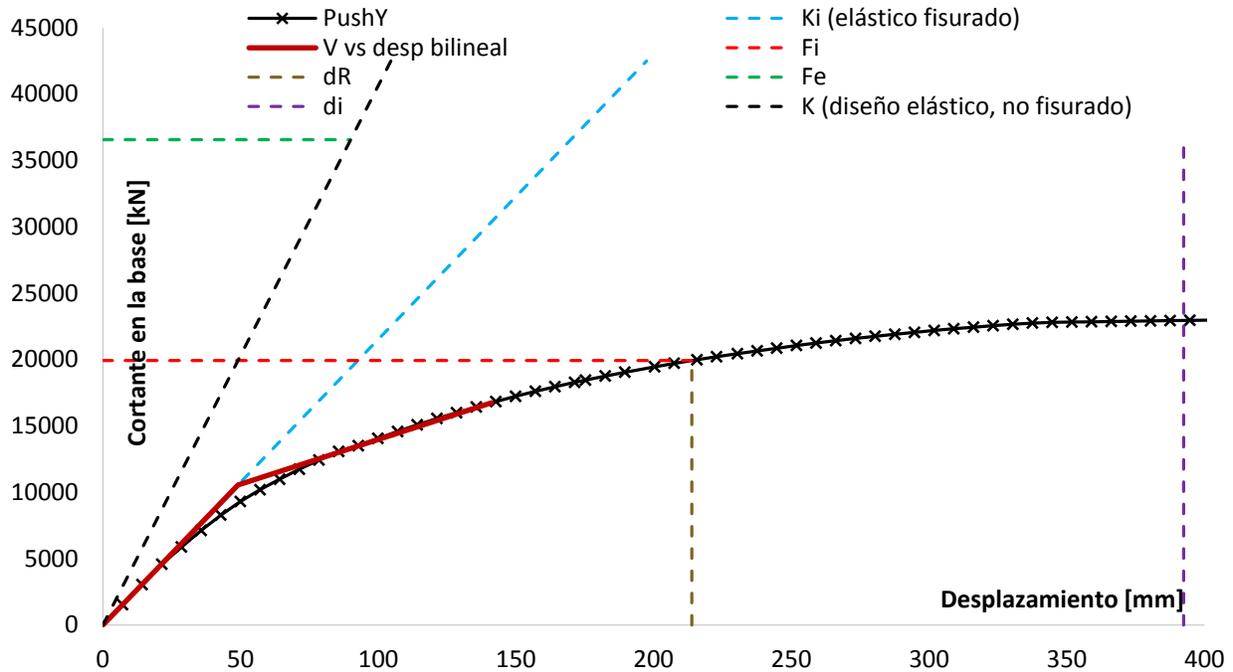


Figura 56 Parámetros de desempeño para análisis estático no lineal en dirección Y

Tabla 48  
Parámetros de desempeño

| Descripción                            | Parámetro  | Dirección de análisis |          |
|--|------------|-----------------------|----------|
|  |            | X                     | Y        |
| Fuerza elástica de demanda             | Fe         | 29747 kN              | 36567 kN |
| Desp. fuerza elástica de demanda       | d(Fe)      | 155.7 mm              | 90.0 mm  |
| Demanda de ductilidad                  | $\mu$      | 2.29                  | 1.83     |
| Fuerza inelástica de demanda           | Fi         | 13001 kN              | 19930 kN |
| Desplazamiento reducido                | dr         | 233.9 mm              | 213.9 mm |
| Desplazamiento inelástico real         | di         | 535.1 mm              | 392.4 mm |
| Desplazamiento diseño elástico         | $\delta_e$ | 155.7 mm              | 90.0 mm  |
| Desplazamiento punto de comportamiento | $\delta_t$ | 188.0 mm              | 141.2 mm |
| Desplazamiento de fluencia             | $\Delta y$ | 68.0 mm               | 49.0 mm  |

**3.5.4.1 Comentarios sobre los parámetros de desempeño.** La demanda de ductilidad hallada para ambas direcciones de análisis es considerablemente inferior a la relación de resistencia calculada en la sección 3.3.2.1; la razón por la cual los valores son diferentes puede estar relacionada con la suposición de secciones no fisuradas usada en la etapa de diseño y la condición de secciones fisuradas incluida en el análisis estático no lineal. Como puede observarse en la Figura 55 y la Figura 56, la rigidez del análisis lineal es superior a la del análisis estático no lineal; al comparar el desplazamiento correspondiente a la fuerza elástica de demanda con el desplazamiento de fluencia obtenido del procedimiento de análisis estático no lineal se obtiene un valor relativamente pequeño de la demanda de ductilidad.

Por su parte, en este caso, puede compararse el desplazamiento elástico con el obtenido en el punto de comportamiento, los cuales son relativamente similares en la dirección X, elástico 155.7 mm vs 188 mm del punto de comportamiento sobre la curva de respuesta del análisis no lineal. En la dirección Y el desplazamiento del análisis elástico es 90 mm y el punto de comportamiento se alcanza a 141.2 mm para el análisis estático no lineal, en esta dirección la diferencia entre estos desplazamientos es mayor

**3.5.5 Discusión de los resultados.** Los resultados obtenidos no deben generalizarse, ni deben ser tomados como absolutos. Por el contrario, se encuentran limitados por las características de análisis, modelado y diseño asumidas en este estudio, las cuales comprenden los siguientes aspectos: configuración geométrica del edificio de estudio, suposiciones hechas al simular la estructura (materiales, condiciones de apoyo, secciones fisuradas, tipo de diafragma, modelado de no linealidad del material, entre otros), nivel de cargas gravitacionales asignado a la estructura y nivel de demanda sísmica seleccionada.

#### 4 Propuesta de ajuste de elementos primarios

Al revisar los resultados de análisis y desempeño del análisis estático no lineal, se proponen ajustes al refuerzo de los elementos primarios del edificio, es decir, los muros estructurales. Se hacen cambios en el refuerzo a cortante con el fin de incrementar la resistencia para satisfacer los valores de resistencia reducida a cortante y se revisan los elementos especiales de borde según criterios del código (ACI Commite 318, 2014).

##### 4.1 Revisión de cortante en muros para análisis estático no lineal

Se revisa la demanda a cortante para el estado de fuerzas en los elementos una vez se alcanza el desplazamiento objetivo en el nodo de control, esto se hace por que no se quiere que los muros soporten fuerzas mayores a las nominales aceptables para cortante; como se ha mencionado antes, en la dirección Y se incluye la amplificación del desplazamiento objetivo debido a los efectos de torsión. Los resultados de la revisión se resumen en la Tabla 49 para la dirección X; en la Tabla 50 se encuentran los resultados para la dirección Y.

Tabla 49

*Revisión de resistencia a cortante en muros; análisis estático no lineal en X*

|      | ACI 318-14 11.5.4.3 |         | ACI 318-14 11.5.4.5 |         | ACI 318-14 22.5.7 |       | ACI 318-14 11.5.4.8 |                 | ACI 318-14 11.5.4.4 |  |
|------|---------------------|---------|---------------------|---------|-------------------|-------|---------------------|-----------------|---------------------|--|
| Muro | Pu [kN]             | Vu [kN] | $\phi V_{nmax}$ kN  | Vc [kN] | Vc [kN]           | Nu(T) | Vs [kN]             | $\phi V_n$ [kN] | $\phi V_n > V_u$    |  |
| x1   | -1748               | 304     | 1033                | 282     | 647               | 375   | 493                 | VERDADERO       |                     |  |
| x2   | -404                | -83     | 859                 | 235     | 319               | 312   | 410                 | VERDADERO       |                     |  |
| x3   | -27                 | 123     | 2411                | 658     | 664               | 876   | 1151                | VERDADERO       |                     |  |
| x4   | -10197              | 4706    | 3348                | 914     | 3042              | 1127  | 1531                | FALSO           |                     |  |
| x5   | 569                 | 130     | 1159                | 317     | 198               | 421   | 465                 | VERDADERO       |                     |  |
| y1   | -977                | 556     | 1245                | 340     | 544               | 447   | 590                 | VERDADERO       |                     |  |
| y2   | -1184               | 421     | 955                 | 261     | 508               | 343   | 452                 | VERDADERO       |                     |  |
| y3   | 3124                | 1319    | 2607                | 712     | 60                | 1080  | 855                 | FALSO           |                     |  |
| y4   | -3515               | 1259    | 3020                | 825     | 1558              | 1084  | 1431                | VERDADERO       |                     |  |
| y5   | -1262               | 412     | 559                 | 153     | 416               | 201   | 265                 | FALSO           |                     |  |

Los valores de resistencia de la sección del muro se toman de los capítulos 11 y 22 de ACI 318-14 (ACI Commite 318, 2014) según recomendaciones de la sección 10.7.2.3 de ASCE 41

(ASCE, 2014). Se debe incrementar la capacidad de resistencia a cortante en los muros en que no se cumple que la resistencia reducida es mayor a la demanda.

Tabla 50

*Revisión de resistencia a cortante en muros; el análisis estático no lineal en Y*

ACI 318-14 11.5.4.3 ACI 318-14 11.5.4.5 ACI 318-14 22.5.7.1 ACI 318-14 11.5.4.8 ACI 318-14 11.5.4.4

| Muro | Pu [kN] | Vu [kN] | $\phi V_{nmax}$ kN | Vc [kN] | Vc [kN] Nu(T) | Vs [kN] | $\phi V_n$ [kN] | $\phi V_n > V_u$ |
|------|---------|---------|--------------------|---------|---------------|---------|-----------------|------------------|
| x1   | -988    | 1188    | 1033               | 282     | 488           | 375     | 493             | FALSO            |
| x2   | -1483   | 158     | 859                | 235     | 544           | 312     | 410             | VERDADERO        |
| x3   | -3083   | 1305    | 2411               | 658     | 1302          | 876     | 1151            | VERDADERO        |
| x4   | 1765    | 1863    | 3348               | 914     | 546           | 1127    | 1254            | FALSO            |
| x5   | 287     | 62      | 1159               | 317     | 257           | 421     | 509             | VERDADERO        |
| y1   | -236    | 543     | 1245               | 340     | 389           | 447     | 590             | VERDADERO        |
| y2   | -283    | 350     | 955                | 261     | 320           | 343     | 452             | VERDADERO        |
| y3   | 228     | -202    | 2607               | 712     | 664           | 1080    | 1308            | VERDADERO        |
| y4   | -667    | 117     | 3020               | 825     | 964           | 1084    | 1431            | VERDADERO        |
| y5   | -327    | 3       | 559                | 153     | 221           | 201     | 265             | VERDADERO        |

A continuación, en la Tabla 51, se muestran los ajustes requeridos para cumplir con la sollicitación a cortante en los muros con resultados no satisfactorios, estos ajustes consisten en aumentar el refuerzo de cortante suministrado. En el caso del muro x4, el diseño indica que debe cambiarse su configuración estructural dado que la resistencia máxima a cortante aceptada es inferior al cortante que experimenta el muro según resultados del análisis estático no lineal en la dirección X, los resultados indican que el espesor debe aumentarse a 450 mm para lograr que la resistencia máxima reducida sea mayor a la demanda de cortante,  $\phi = 0.75$ ; el espesor del diseño inicial es 300 mm.

Tabla 51

*Ajustes en muros debido a revisión de cortante según criterios de ACI-318*

| Muro            | # Cortinas | Barra N | Separación | Cuantía con ajustes | Cuantía de diseño inicial |
|-----------------|------------|---------|------------|---------------------|---------------------------|
| x1              | 2          | 4       | 150 mm     | 0.00845             | 0.00285                   |
| x2              | N.A.       | N.A.    | N.A.       | N.A.                | 0.00285                   |
| x3              | N.A.       | N.A.    | N.A.       | N.A.                | 0.00285                   |
| x4 <sup>1</sup> | 2          | 5       | 140        | 0.00943             | 0.00264                   |
| x5              | N.A.       | N.A.    | N.A.       | N.A.                | 0.00285                   |
| y1              | N.A.       | N.A.    | N.A.       | N.A.                | 0.00282                   |
| y2              | N.A.       | N.A.    | N.A.       | N.A.                | 0.00282                   |
| y3              | 2          | 2       | 100        | 0.00422             | 0.00325                   |
| y4              | N.A.       | N.A.    | N.A.       | N.A.                | 0.00282                   |
| y5              | 2          | 2       | 100        | 0.00422             | 0.00282                   |

<sup>1</sup> Se requiere cambiar la configuración del muro por que  $\phi V_{max} < V_u$ . Una opción es aumentar su espesor a 450 mm (antes 300 mm)

En las casillas en que no se muestran valores, N.A. significa que no se requieren ajustes y por lo tanto se mantiene el diseño inicial consignado en la sección 2.6.4, Tabla 27.

#### 4.2 Espesor mínimo de elemento especial de borde

Se revisan los criterios para espesor mínimo de elemento especial de borde según el código ACI 318 (ACI Commite 318, 2014) en los numerales 18.10.6.4 (b) y 18.10.6.4 (c); este último no aplica dado que no se cumple simultáneamente que  $hw/lw > 2.0$  y  $c/lw > 3/8$ . En todos los casos se acepta el espesor de diseño inicial, no se requieren ajustes, ver Tabla 52.

Tabla 52

*Espesor mínimo de elemento especial de borde*

| Muro | lw [mm] | hw/lw | c max [mm] | ACI 318-14 18.10.6.4 |                                 | Cumple espesor mínimo? |
|------|---------|-------|------------|----------------------|---------------------------------|------------------------|
|      |         |       |            | (b) Espesor mínimo   | (c) Espesor mínimo <sup>2</sup> |                        |
| x1   | 1960    | 15    | 626        | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |
| x2   | 1630    | 18    | 528        | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |
| x3   | 4575    | 7     | 1422       | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |
| x4   | 4235    | 7     | 1176       | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |
| x5   | 2200    | 14    | 336        | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |
| y1   | 3150    | 10    | 1089       | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |
| y2   | 2415    | 12    | 482        | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |
| y3   | 6595    | 5     | 2129       | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |
| y4   | 7640    | 4     | 2472       | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |
| y5   | 1415    | 21    | 458        | 156                  | N.A.                            | VERDADERO              |

### 4.3 Cantidad de refuerzo de confinamiento en elementos especiales de borde

El código ACI 318 (ACI Commite 318, 2014) incluye una expresión adicional para calcular la cantidad de refuerzo de confinamiento en elementos especiales de borde que no se encuentra en el código NSR-10 (Decreto 926, 2010). Por tal razón, en la dirección paralela al espesor del elemento especial de borde, la Tabla 53 muestra que se requiere suministrar más refuerzo de confinamiento a la definida en el diseño original. En esta revisión se mantiene el calibre de la barra y la separación del refuerzo transversal definidos en el diseño original. En la Tabla 54 se muestra un resumen de los ajustes necesarios para cumplir con los requisitos de ACI 318. En donde aparece la sigla N.A. no se requiere hacer cambio alguno.

Tabla 53

#### *Cantidad de refuerzo de confinamiento en elementos especiales de borde*

ACI 318-14 Tabla 18.10.6.4(f)(a) Tabla 18.10.6.4(f)(b)

| Muro | Ash/(sbc) (a) | Ash/(sbc) (b) | Ash [mm <sup>2</sup> ] //h | Cumple Ash //h | Ash [mm <sup>2</sup> ] //lw | Cumple Ash? //lw |
|------|---------------|---------------|----------------------------|----------------|-----------------------------|------------------|
| x1   | 0.0062        | 0.0060        | 185                        | VERDADERO      | 82                          | VERDADERO        |
| x2   | 0.0066        | 0.0060        | 145                        | VERDADERO      | 88                          | VERDADERO        |
| x3   | 0.0056        | 0.0060        | 332                        | VERDADERO      | 80                          | VERDADERO        |
| x4   | 0.0036        | 0.0060        | 498                        | VERDADERO      | 180                         | VERDADERO        |
| x5   | 0.0078        | 0.0060        | 104                        | VERDADERO      | 104                         | VERDADERO        |
| y1   | 0.0079        | 0.0060        | 330                        | FALSO          | 60                          | VERDADERO        |
| y2   | N.A.          | 0.0060        | N.A.                       | N.A.           | N.A.                        | N.A.             |
| y3   | 0.0077        | 0.0060        | 555                        | FALSO          | 57                          | VERDADERO        |
| y4   | 0.0076        | 0.0060        | 602                        | FALSO          | 57                          | VERDADERO        |
| y5   | 0.0090        | 0.0060        | 149                        | FALSO          | 68                          | VERDADERO        |

Tabla 54

#### *Ajustes requeridos para cumplir requisitos de cantidad de refuerzo de confinamiento*

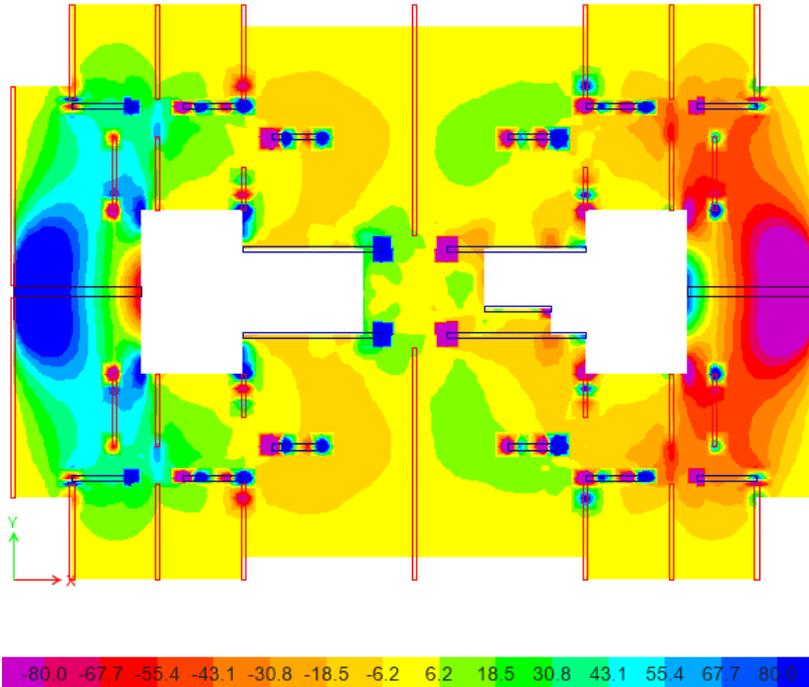
| Muro | # Ramas dis. inicial //hw | # Ramas req. //hw | # Ramas dis. inicial //lw | # Ramas req. //lw |
|------|---------------------------|-------------------|---------------------------|-------------------|
| x1   |                           | N.A.              | N.A.                      | N.A.              |
| x2   | N.A.                      | N.A.              | N.A.                      | N.A.              |
| x3   | N.A.                      | N.A.              | N.A.                      | N.A.              |
| x4   | N.A.                      | N.A.              | N.A.                      | N.A.              |
| x5   | N.A.                      | N.A.              | N.A.                      | N.A.              |
| y1   | 4                         | 5                 | N.A.                      | N.A.              |
| y2   | No requiere               | No requiere       | No requiere               | No requiere       |
| y3   | 7                         | 8                 | N.A.                      | N.A.              |
| y4   | 7                         | 9                 | N.A.                      | N.A.              |
| y5   | 2                         | 3                 | N.A.                      | N.A.              |

#### 4.4 Revisión de solicitaciones del diafragma

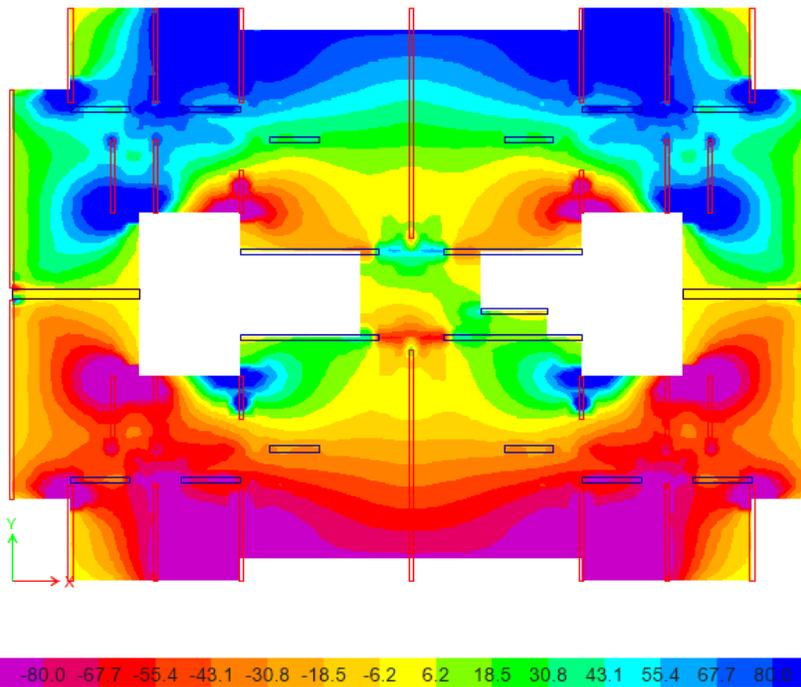
A continuación se muestran valores de solicitación del diafragma. El análisis se ejecutó en el Modelo F (secciones de elementos de diafragma fisuradas y diafragma semi-rígido) y se aplicaron las fuerzas inerciales del diafragma calculadas en la sección 3.2.2.9 en conformidad con ASCE 41 (ASCE, 2014). No se aplica coeficiente de disipación de energía a las fuerzas inerciales del diafragma.

**4.4.1 Flexión del diafragma.** Según los requisitos de la sección 12.5.2.2 del código ACI 318 (ACI Commite 318, 2014), se permite resistir la tensión ocasionada por la flexión en el plano del diafragma con barras de refuerzo. En este caso se usa el refuerzo suministrado a la losa; debe notarse que se suministró la misma cantidad de refuerzo en ambas direcciones tanto superior como inferior, esto se hizo con el fin de usar una de esas capas de refuerzo para resistir tensión ocasionada por flexión en el plano del diafragma.

En el caso de la losa de 120 mm de espesor, se cuenta con 1 capa de barras N2 c/0.15 m, si se aplica un factor de reducción de resistencia  $\phi=0.90$ , se puede afirmar que la tensión que resiste ese refuerzo es 80 kN/m. En la Figura 57 y Figura 58 se muestran los diagramas de tensión; en las zonas coloreadas con azul oscuro y magenta debe suministrarse refuerzo adicional hasta alcanzar una resistencia a tensión hasta de 220 kN/m, El refuerzo adicional puede ubicarse en el centro de la altura de la losa y corresponde a 1N3 c/0.20 m (si el refuerzo se requiere para acción de carga en la dirección X, el refuerzo se orienta en la dirección Y y viceversa).



*Figura 57* Análisis de tensión por flexión fuera del plano del diafragma, fuerza en la dirección X. Losa de espesor 120 mm. Rango (-80,80) [kN/m]



*Figura 58* Análisis de tensión por flexión fuera del plano del diafragma, fuerza en la dirección Y. Losa de espesor 120 mm. Rango (-80,80) [kN/m]

La losa de espesor igual a 180 mm cuenta con 1N2 c/0.10 que equivale a una resistencia reducida a la tensión de 120 kN/m. En la Figura 59 y Figura 60 se muestran los diagramas de tensión. Puede suministrarse 1N2 c/0.20 (paralelo a la dirección X) en el centro de la altura de la losa para superar la sollicitación de tensión que alcanza valores hasta de 180 kN/m para la fuerza inercial del diafragma aplicada en la dirección Y.

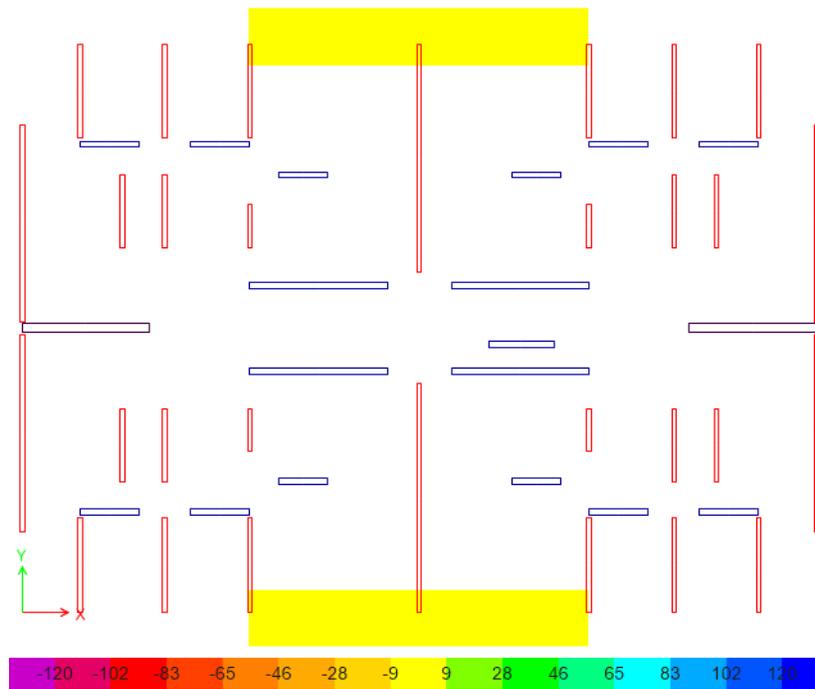


Figura 59 Análisis de tensión por flexión fuera del plano del diafragma, fuerza en la dirección X. Losa de espesor 180 mm. Rango (-120,120) [kN/m]

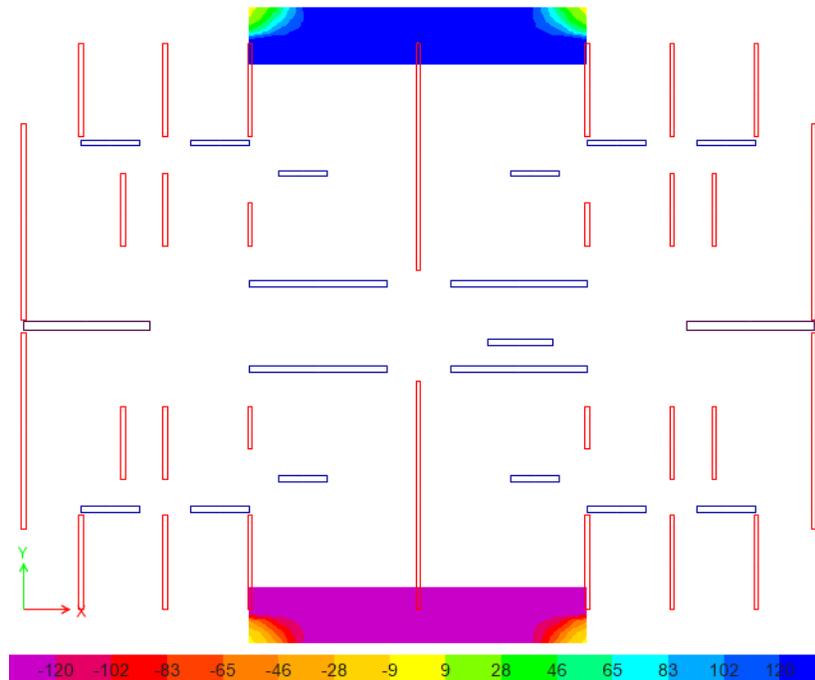


Figura 60 Análisis de tensión por flexión fuera del plano del diafragma, fuerza en la dirección Y. Losa de espesor 180 mm. Rango (-120,120) [kN/m]

#### 4.4.2 Cortante en el plano del diafragma. Se usa la ecuación $V_n = A_{cv}(2\lambda \sqrt{f'_{c[psi]}} +$

$\rho_t f_y)$  (12.5.3.3) y  $V_u \leq A_{cv}(2\lambda \sqrt{f'_{c[psi]}} + \rho_t f_y)$  de ACI 318 (ACI Commite 318, 2014) para

calcular la resistencia nominal a cortante en el plano del diafragma. Para ambos casos de espesor de losa la cuantía de refuerzo transversal es  $\rho_t = 0.00177$ . En la Tabla 55 se muestran los valores de resistencia reducida para cada espesor de losa.

Tabla 55

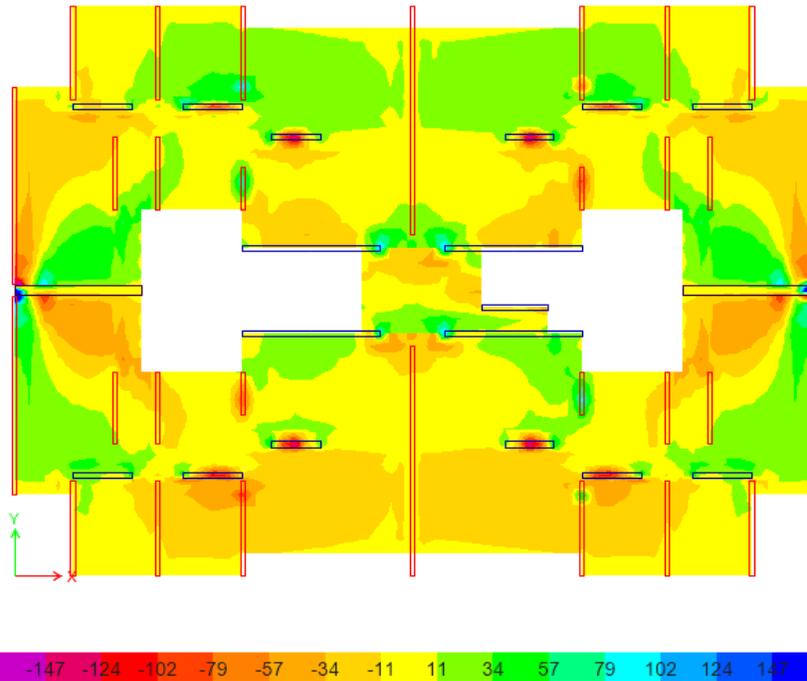
Resistencia reducida a cortante en el plano para diafragma

| Ecuación            | Ítem                    | Espesor de losa |        |
|---------------------|-------------------------|-----------------|--------|
|                     |                         | 120 mm          | 180 mm |
| 12.5.3.3 ACI 318-14 | $\phi V_n$ [kN/m]       | 147             | 220    |
| 12.5.3.4 ACI 318-14 | $\phi V_{n,max}$ [kN/m] | 317             | 476    |

En las figuras a continuación se muestran los diagramas de demanda de cortante en el plano.

Se puede apreciar que se requiere refuerzo adicional a cortante en la dirección Y en la losa de

120 mm en las zonas marcadas con azul oscuro y magenta de la Figura 62. Se puede suministrar 1N2 c/0.20 en el centro de la altura de la losa (en ambas direcciones) para alcanzar una resistencia reducida a cortante superior a la demanda de 190 kN/m.



*Figura 61* Diagrama de cortante en el plano del diafragma, fuerza en la dirección X. Losa de espesor 120 mm. Rango (-147,147) [kN/m]

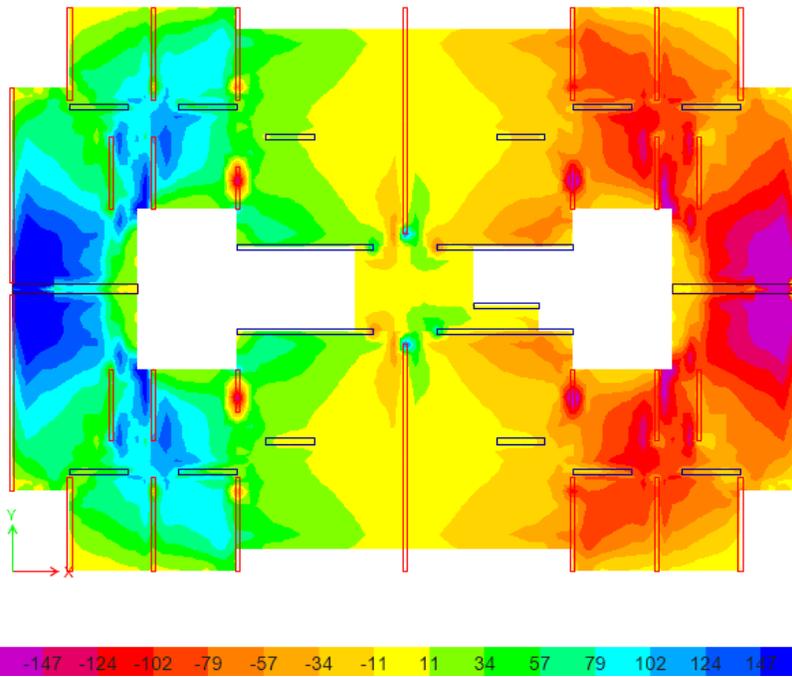


Figura 62

Diagrama de cortante en el plano del diafragma, fuerza en la dirección Y. Losa de espesor 120 mm. Rango (-147,147) [kN/m]

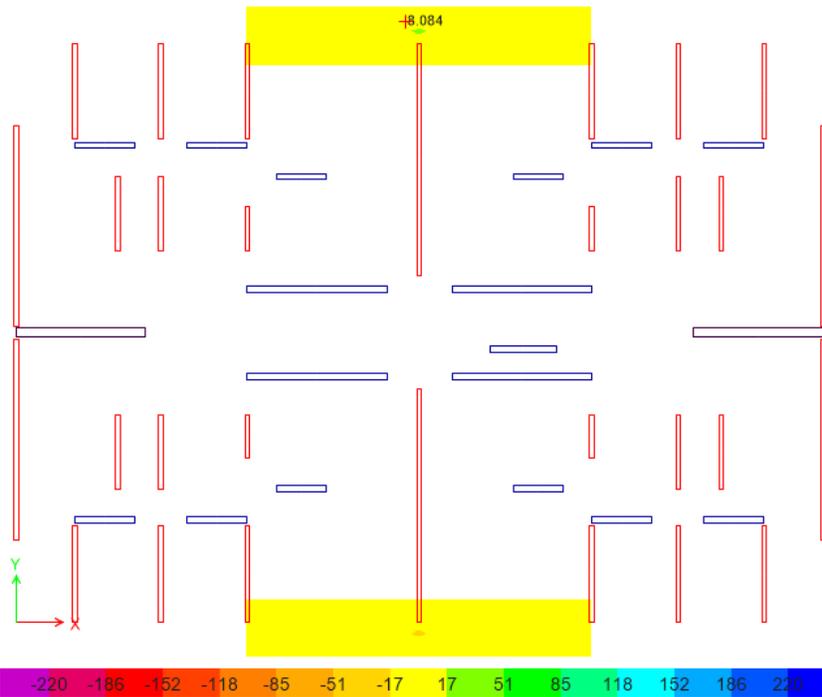


Figura 63

Diagrama de cortante en el plano del diafragma, fuerza en la dirección X. Losa de espesor 180 mm. Rango (-220,220) [kN/m]

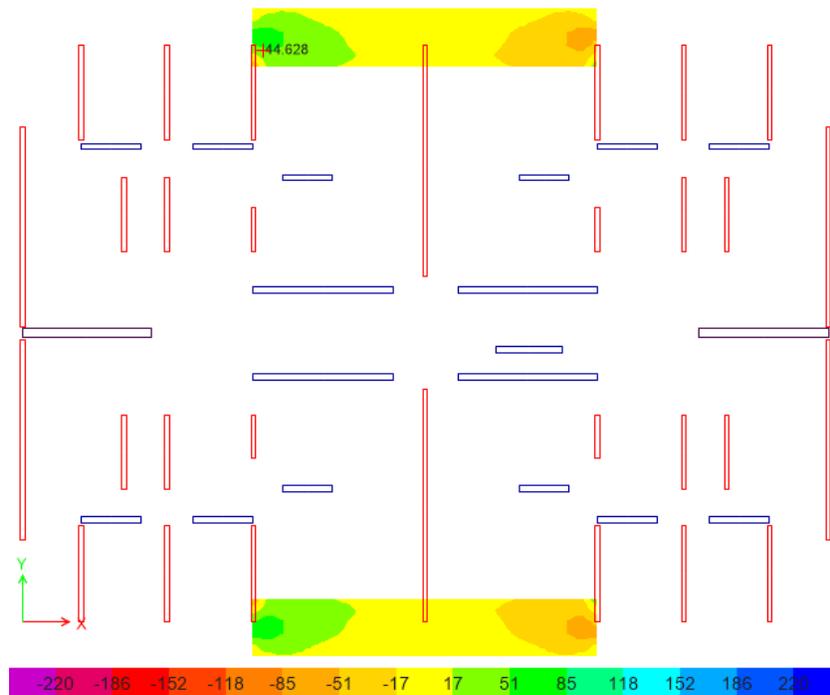
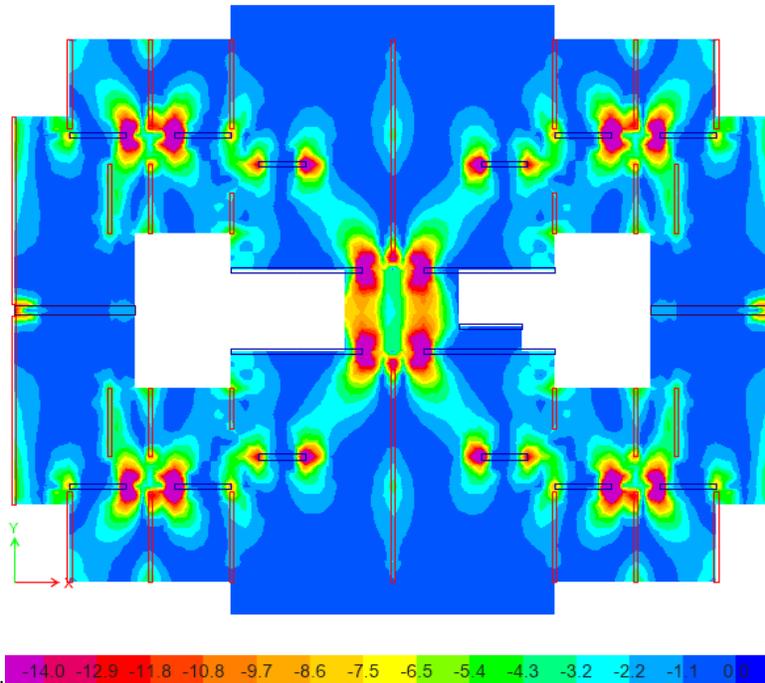


Figura 64 Diagrama de cortante en el plano del diafragma, fuerza en la dirección Y. Losa de espesor 180 mm. Rango (-220,220) [kN/m]

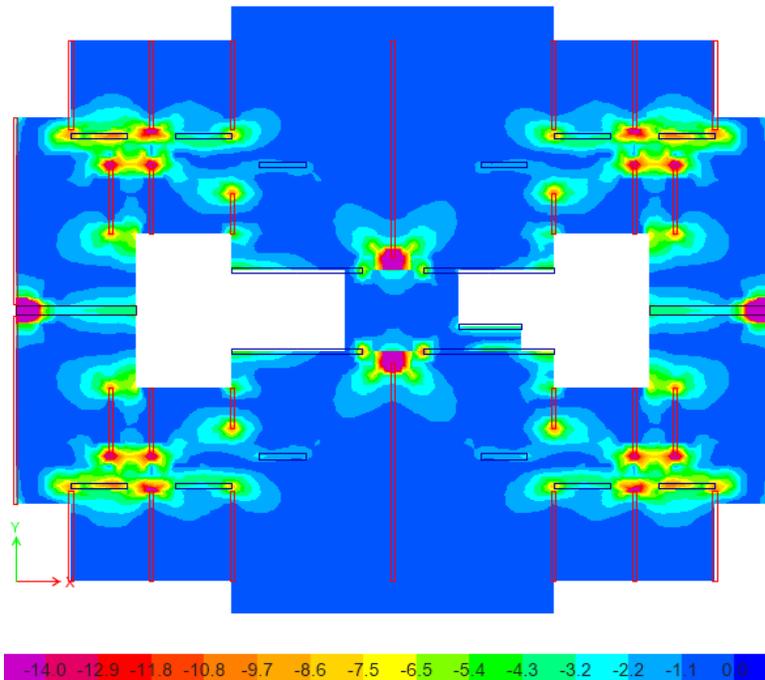
**4.4.3 Refuerzo transversal en zonas de colectores.** El código ACI 318 (ACI Commite 318, 2014) contiene requisitos relacionados con suministrar refuerzo transversal en la zona de colectores con altos valores de compresión del concreto, sección 18.12.7.5 ACI 318 (ACI Commite 318, 2014).

A continuación en la Figura 65 y Figura 66 se muestra el diagrama de compresión en la losa ocasionado por la aplicación de las fuerzas inerciales en el diafragma. Estas fuerzas inerciales no han sido afectadas por el coeficiente de disipación de energía, por lo tanto se selecciona el límite de  $0.5f'_c$  como criterio para establecer si se requiere suministrar refuerzo transversal en el colector en vecindades de algunos muros estructurales.



*Figura 65* Diagrama de esfuerzo a compresión en diafragma, fuerza aplicada en la dirección X. Rango ( $0.5 f'c$ , 0) MPa

Los resultados muestran que se presenta concentración de esfuerzos superiores al límite en el extremo de algunos muros estructurales en la zona de losa de entrepiso de 120 mm de espesor. Suministrar refuerzo transversal en una losa de ese espesor resulta poco probable en la práctica, sin mencionar que la efectividad de ese refuerzo para confinar el concreto y el refuerzo en una losa delgada resulta por lo menos cuestionable.



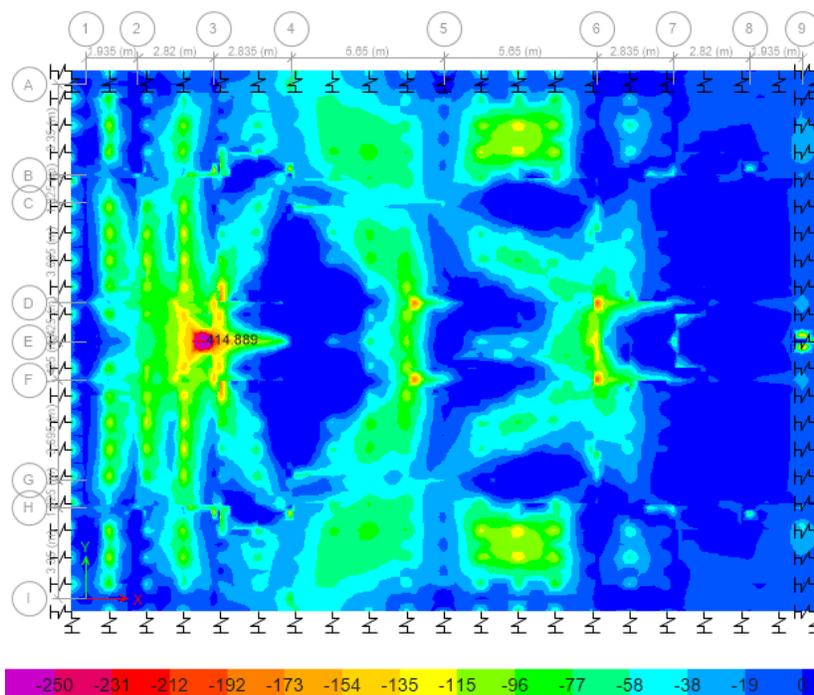
*Figura 66* Diagrama de esfuerzo a compresión en diafragma, fuerza aplicada en la dirección Y. Rango ( $0.5 f'c$ , 0) MPa

#### 4.5 Revisión de solicitaciones en cimentación

A continuación se muestra la revisión de solicitaciones en la losa de cimentación. Los resultados mostrados se obtienen del análisis estático lineal y corresponden al paso para el cual se alcanza el desplazamiento objetivo en cada dirección de análisis, incluyendo la amplificación por efectos torsionales. Se usa el Modelo E y los casos de análisis que consideran el efecto P-delta. El nivel de carga gravitacional aplicado es el correspondiente a la combinación de cargas gravitacionales definido en la sección 3.2.2.6, por tal razón al comparar los resultados con los datos obtenidos en la sección 2.6.5 se debe considerar que fueron hallados con las combinaciones de diseño del capítulo B.2.4 de NSR-10 (Decreto 926, 2010).

**4.5.1 Flexión en losa de cimentación.** En la Figura 67, Figura 68, Figura 69 y Figura 70 se encuentran resultados de solicitación a flexión en la losa de cimentación. El rango de muestra tiene un mínimo de  $-250 \text{ kNm/m}$  y un máximo de  $250 \text{ kNm/m}$  que corresponden a la resistencia reducida a flexión del elemento.

Los resultados para análisis en la dirección X son aceptables e incluso similares en tendencia a los obtenidos en la sección 2.6.5.



*Figura 67* Losa de cimentación, diagrama de momento mínimo. PushX paso 27. Incluye efectos P-delta. Rango  $(-250,0) \text{ [kNm/m]}$

Al analizar el diagrama de momento mínimo y máximo en losa de cimentación para análisis estático no lineal en la dirección Y se aprecia que existen zonas en que se supera la resistencia reducida a flexión de la losa de cimentación; tales zonas aparecen coloreadas con magenta en la Figura 69 y azul oscuro en la Figura 70. Estos resultados deben considerarse simétricos en la planta de cimentación debido a que el análisis estático no lineal se aplica en principio en un solo sentido para cada dirección de estudio.

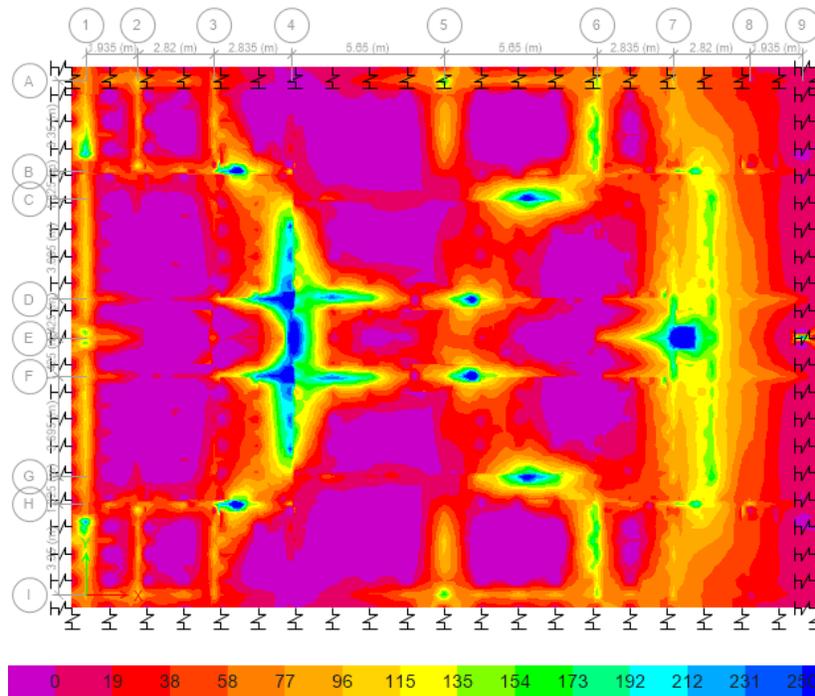


Figura 68 Losa de cimentación, diagrama de momento máximo. PushX paso 27. Incluye efectos P-delta. Rango (0,250) [kNm/m]

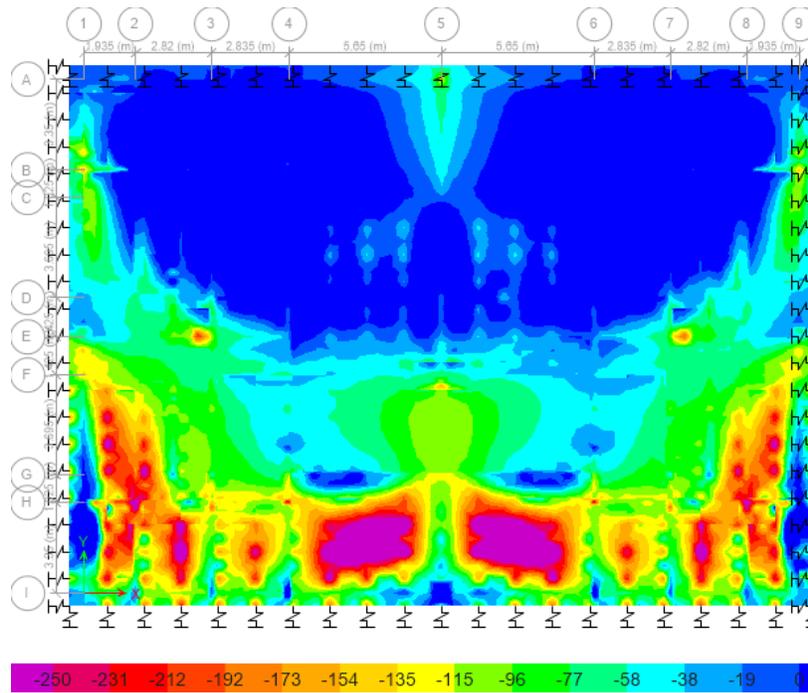
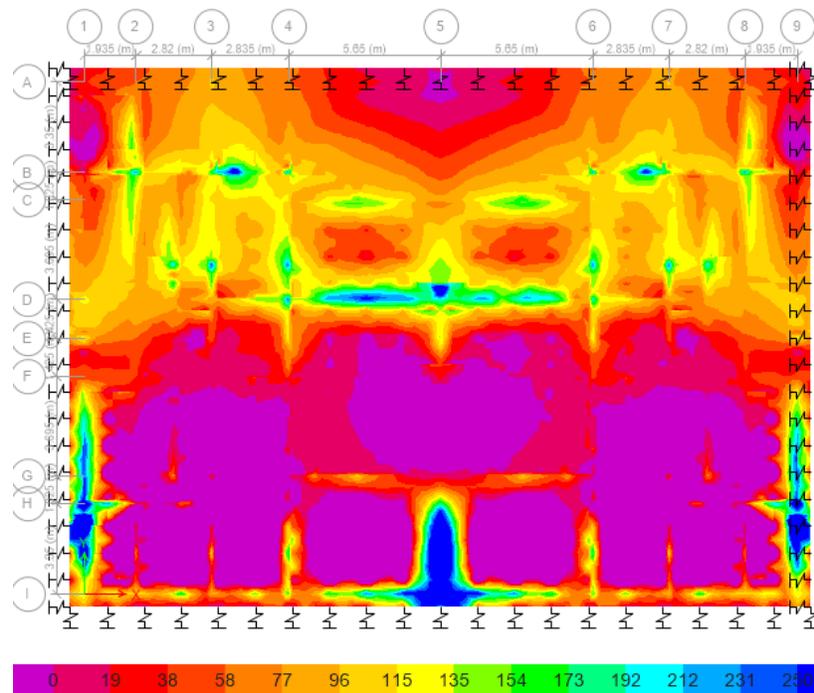


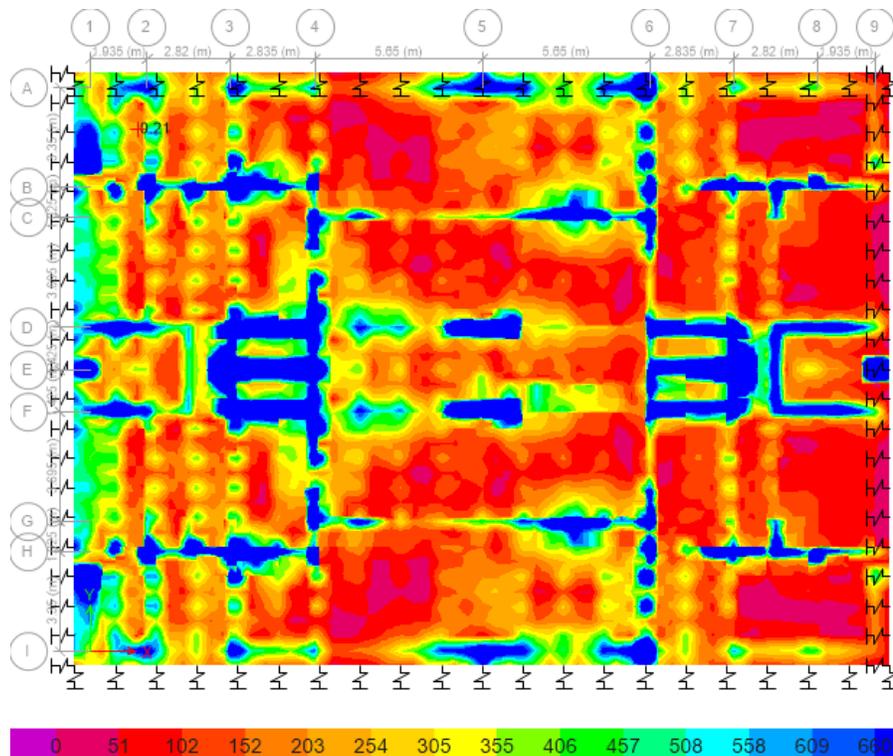
Figura 69 Losa de cimentación, diagrama de momento mínimo. PushY paso 23. Incluye efectos P-delta. Rango (-250,0) [kNm/m]



*Figura 70* Losa de cimentación, diagrama de momento máximo. PushY paso 23. Incluye efectos P-delta. Rango (0,250) [kNm/m]

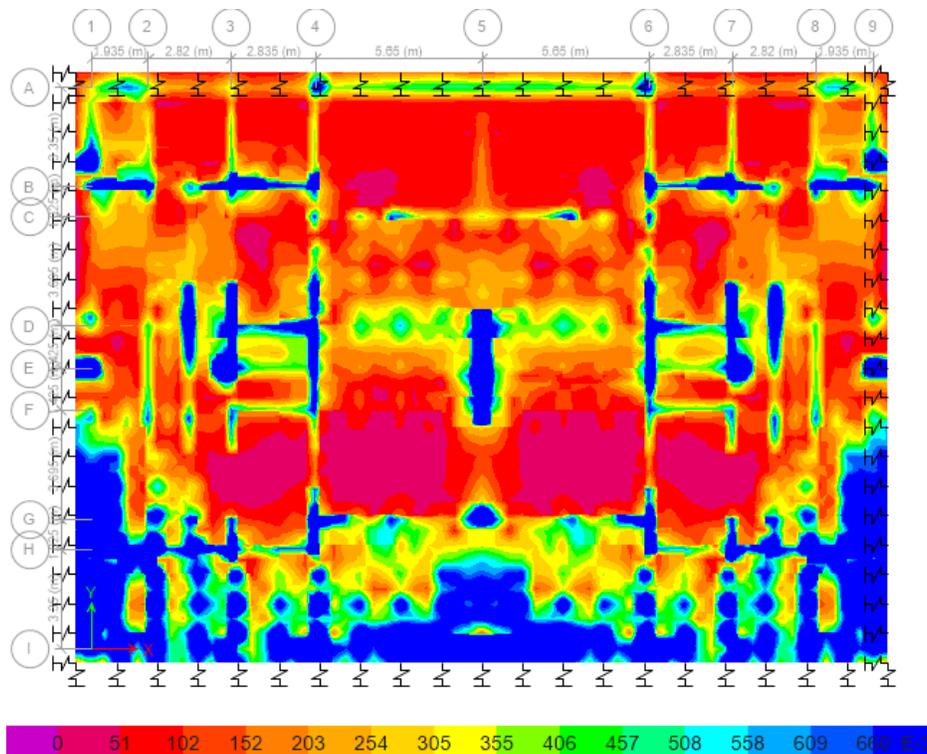
**4.5.2 Cortante en losa de cimentación.** En la Figura 71 y Figura 72 se muestran resultados de demanda de esfuerzo cortante en la losa de cimentación. El rango de resultados tienen un mínimo en  $-0.66$  MPa y valor máximo de  $0.66$  MPa que corresponden al esfuerzo resistente de la sección del elemento, se aplica el factor de reducción de resistencia para cortante.

Al comparar los resultados para análisis estático no lineal en la dirección X, Figura 71, con el diagrama de la Figura 29 se aprecia que existe similitud en las zonas en que se presenta el nivel límite de esfuerzo cortante en la losa. Los resultados son aceptables.



*Figura 71* Losa de cimentación, diagrama de esfuerzo cortante. PushX paso 27. Incluye efectos P-delta. Rango (0,0.66) [MPa]

Por otro lado, los resultados para el análisis estático no lineal en la dirección Y de la Figura 72 sugieren que existen zonas en la losa de cimentación en que se supera el límite aceptable de esfuerzo cortante; tales zonas aparecen sombreadas con azul oscuro y se encuentran en los extremos de la losa de cimentación. Éstos resultados deben considerarse simétricos en planta.



*Figura 72* Losa de cimentación, diagrama de esfuerzo cortante. PushY paso 23. Incluye efectos P-delta. Rango (0,0.66) [MPa]

#### 4.6 Discusión de los resultados de la revisión

Los requisitos revisados en este capítulo son en su mayoría respuesta del código ACI 318 (ACI Commite 318, 2014) al comportamiento de muros o diafragmas en sismos recientes como el de Chile en 2010 o Nueva Zelanda en 2011. Aplicar este tipo de requisitos a la práctica del diseño sismo resistente en Colombia requiere estudiar y comparar las condiciones de amenaza sísmica y la probabilidad de ocurrencia de sismos de magnitud por lo menos similar a la registrada en los terremotos citados. Los resultados mostrados en este capítulo no deben generalizarse y están limitados al edificio seleccionado para este estudio, a la magnitud de las cargas gravitacionales y al nivel de demanda sísmica al que se sometió el modelo del edificio estudiado.

## 5 Conclusiones

En el presente estudio se realizó el diseño de un edificio de muros de 12 niveles según algunos requisitos aplicables del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Decreto 926, 2010) y se simuló su comportamiento ante cargas laterales usando algunos requisitos aplicables del estándar “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” (ASCE, 2014). Los resultados obtenidos no deben generalizarse, ni deben ser tomados como absolutos. Por el contrario, se encuentran limitados por la configuración geométrica del edificio de estudio, las suposiciones hechas al simular la estructura (materiales, condiciones de apoyo, secciones fisuradas, tipo de diafragma, modelado de no linealidad del material, entre otros), nivel de cargas gravitacionales asignado a la estructura y nivel de demanda sísmica seleccionada. Bajo la anterior salvedad, se encontraron las siguientes conclusiones basadas en los modelos elaborados en ETABS 2016 y en los resultados de los análisis.

- Se encontró que el edificio de referencia puede ser diseñado según los parámetros de NSR-10 (Decreto 926, 2010) para el sistema estructural y la zona de amenaza sísmica en la que se encuentra ubicado.
- Los resultados del procedimiento de análisis estático no lineal muestran que es posible encontrar el desplazamiento objetivo para el nivel de demanda de diseño con las curvas de respuesta obtenidas.
- Con base en los resultados del procedimiento de análisis estático no lineal se puede concluir que el edificio se ajusta a los requisitos del nivel de desempeño objetivo “Seguridad de la vida” (Life-Safety) definido según estándares de ASCE 41 (ASCE, 2014).

- Se encontró que el tipo de rótulas de flexo-compresión a base de fibras asignado a los muros presenta algunas diferencias con la rótula de ASCE 41 (ASCE, 2014). No fue posible encontrar resultados para reducción de resistencia (flexión) en la rótula a base de fibras en los modelos ejecutados en ETABS 2016. En las rótulas analizadas para niveles de compresión cercanos a cero, se encontró que la rótula a base de fibras muestra diferencias de forma basadas en la rigidez al ser comparada con la rótula propuesta por ASCE 41.
- La demanda de desplazamiento calculada con el punto de comportamiento del análisis no lineal es 1.2 y 1.5 veces la del análisis elástico en la dirección X y Y respectivamente. Los valores son relativamente correspondientes.
- Las solicitaciones evaluadas en el diafragma, en conjunto con algunos requisitos aplicables del código ACI 318 (ACI Commite 318, 2014), indican que la resistencia reducida a flexión y cortante en el plano del diafragma es insuficiente en algunas zonas de la losa de entrepiso. Además, debido a que el esfuerzo en algunos colectores supera valores límites de compresión, se requiere suministrar refuerzo transversal para confinar la sección de concreto y el refuerzo en esos elementos del diafragma.
- Las solicitaciones en la cimentación resultado del análisis no lineal corresponden a las del diseño elástico para el análisis en la dirección X. En la dirección Y los resultados del análisis no lineal sugieren que se presentan solicitaciones mayores a las del diseño elástico.
- Al comparar el diseño inicial de los muros estructurales con algunos requisitos aplicables del código ACI 318 (ACI Commite 318, 2014), se encontró que los muros X1, X4, Y3 y Y5 requieren mayor refuerzo a cortante debido a que la sollicitación del

análisis no lineal es superior a la resistencia reducida a cortante según las disposiciones del código. El muro X4 requiere aumento de su espesor a 450 mm (el espesor es 300 mm en el diseño elástico) debido a que la sollicitación a cortante es tal que supera la resistencia reducida a cortante máxima aceptada por el código. Por otro lado se requiere suministrar mayor refuerzo transversal en los elementos especiales de borde de los muros de espesor igual a 150 mm en dirección paralela al espesor del muro debido a que el código ACI (ACI Commite 318, 2014) incluye una expresión que considera la reducción de la dimensión del elemento de borde, esa expresión no está incluida en NSR-10 (Decreto 926, 2010) para diseño de elementos especiales de borde en muros.

## Referencias

- ACI Commite 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*. Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute.
- Alarcon, C., Hube, M. A., Juenemann, R., & de la Llera, J. C. (2015). Characteristics and displacement capacity of reinforced concrete walls in damaged buildings during 2010 Chile earthquake. *Bulletin Of Earthquake Engineering*, 13(4), 1119-1139. doi:10.1007/s10518-015-9727-0
- Alarcon, C., Hube, M., & de la Llera, J. (2014). Effect of axial loads in the seismic behavior of reinforced concrete walls with unconfined wall boundaries. *Engineering Structures*, 7313-23. doi:10.1016/j.engstruct.2014.04.047
- Applied Technology Council. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, PEER/ATC 72-1*. Redwood: Applied Technology Council.
- ASCE. (2006). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-05)*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-10)*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- Computer & Structures, Inc. (2016). *CSI Analysis Reference Manual*. Berkeley, California: Computer & Structures, Inc.
- Darwin, D., Dolan, C. W., & Nilson, A. H. (2016). *Design of concrete structures* (15 ed.). New York, United States of America: McGraw-Hill Education.
- Decreto 926. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*. Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- FEMA. (2013). *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Training and Instructional Materials FEMA P-752*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- García, L. E. (2012). *Diseño de Muros Estructurales*. Retrieved from <http://www.aciescolombia.org>: <http://www.aciescolombia.org/docs/conferencias/Dismuros-2012.pdf>
- Ghosh, S. K. (2016). Significant changes from the 2011 to the 2014 edition of ACI 318. *PCI Journal*(March-April).

- Guzman, T. (2017, Jun 15). *Modeling concrete cracked section properties for building analysis*. Retrieved from Copyright © 2017 Computers and Structures, Inc.: <https://wiki.csiamerica.com/x/AoBF>
- Henry, R. S. (2013). Assessment of minimum vertical reinforcement limits for RC walls. *Bulletin Of The New Zealand Society For Earthquake Engineering*, 46(2), 88-96.
- Isaza, D. R. (2014). El control de la construcción y el control urbano en Colombia: El caso Medellín y la Ruta Medellín Vivienda Segura 2014-2014, retos y oportunidades. *Revista De Ingeniería*, 41, 90-94. doi:10.16924/riua.v0i41.789
- Klemencic, R., McFarlane, I. S., Hawkins, N. M., & Nikolaou, S. (2012). *Seismic Design of Reinforced Concrete Mat Foundations: A guide for practicing engineers, NIST GCR 12-917-22*. (N. C. Venture, Ed.) Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- Manrique, S. A. (2009). *Identificación de los principales problemas en la logística de abastecimiento de las empresas constructoras bogotanas y propuesta de mejoras*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., Kelly, D. J., & Meyer, T. R. (2010). *Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors: a guide for practicing engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3, NIST GCR 10-917-4*. Gaithersburg: NEHRP Consultants Joint Venture.
- NEHRP. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures NIST GCR 12-917-21*. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology.
- NEHRP Consultants Joint Venture. (2013). *Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering, NIST GCR 14-917-27*. Redwood: National Institute of Standards and Tehcnology.

Apéndices

Apéndice A. Plano 01

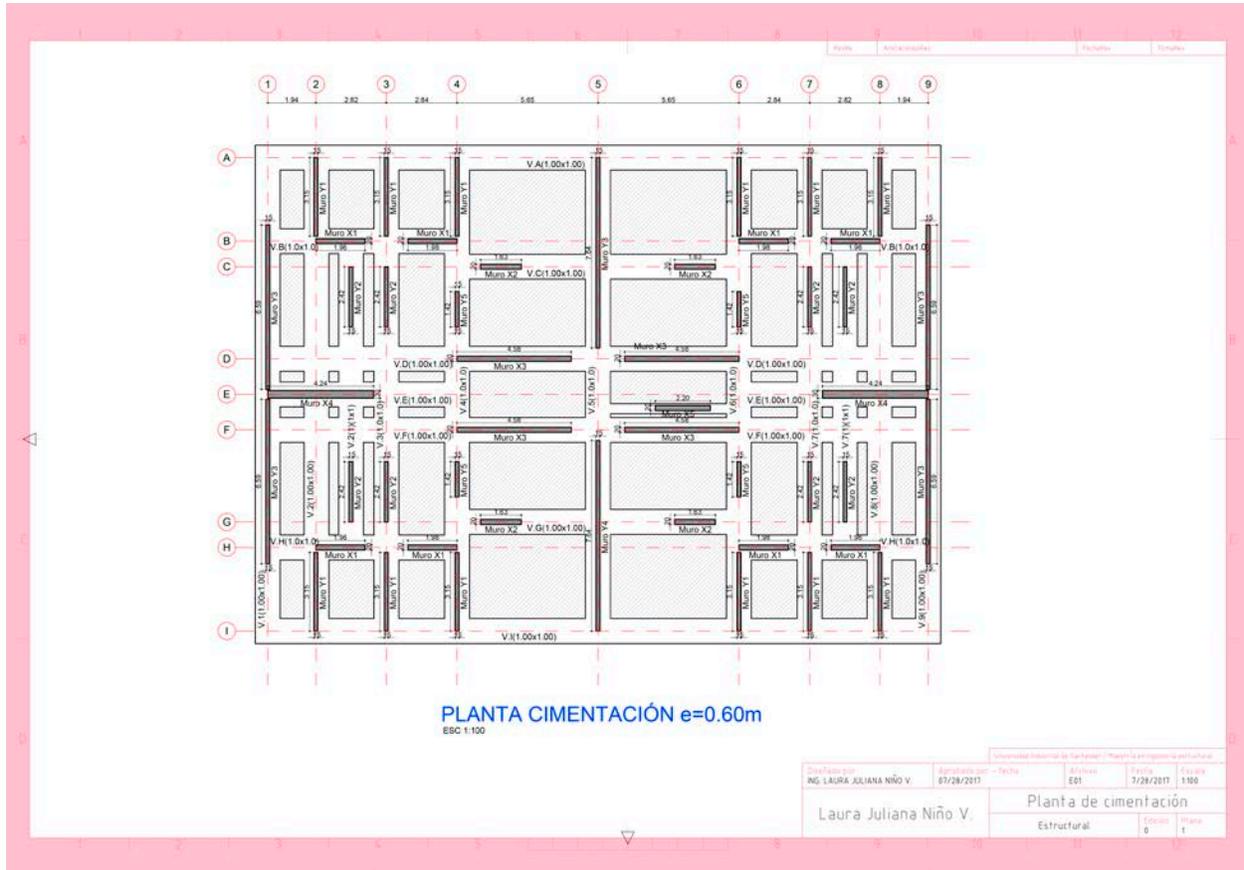


Figura 1A. Plano 01

Apéndice B. Plano 02

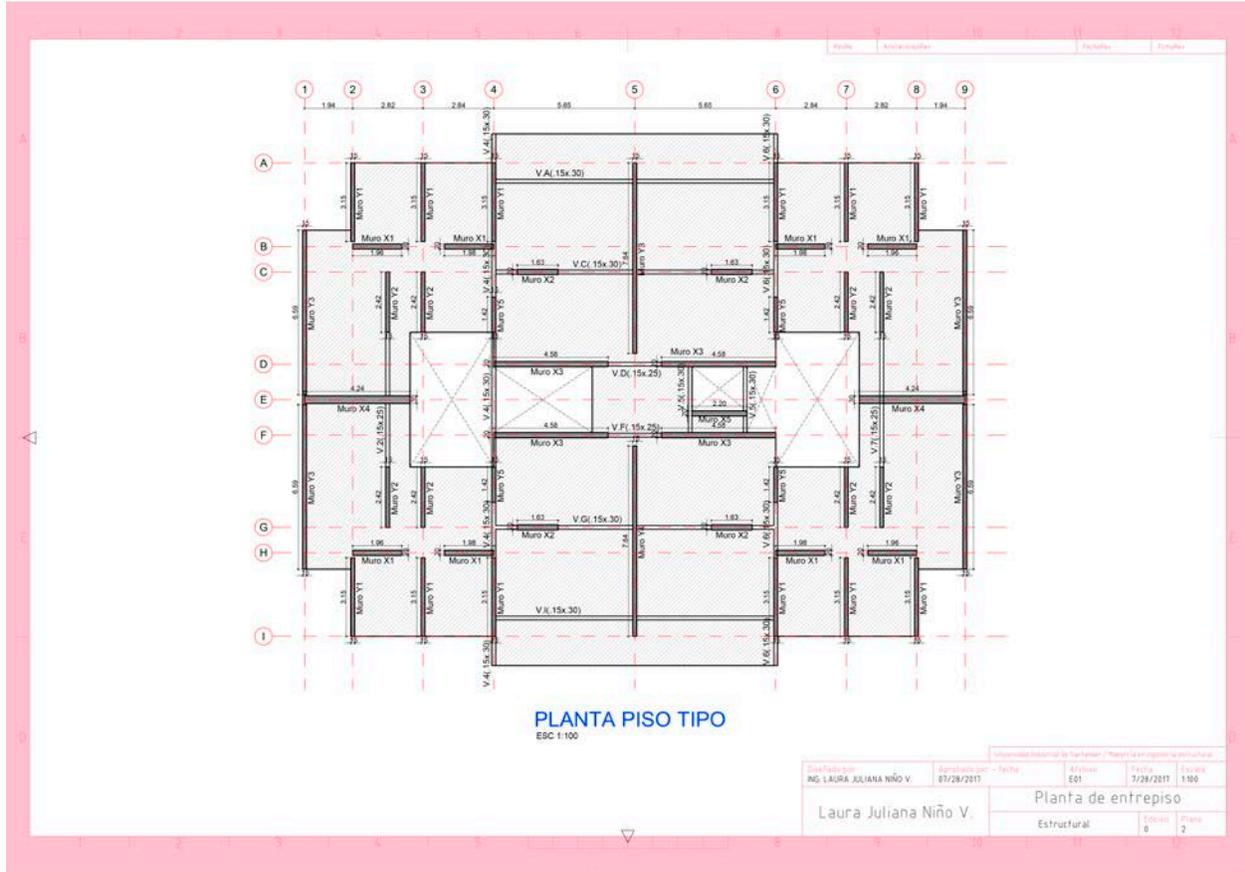


Figura 1B. Plano 02

Apéndice C. Plano 03

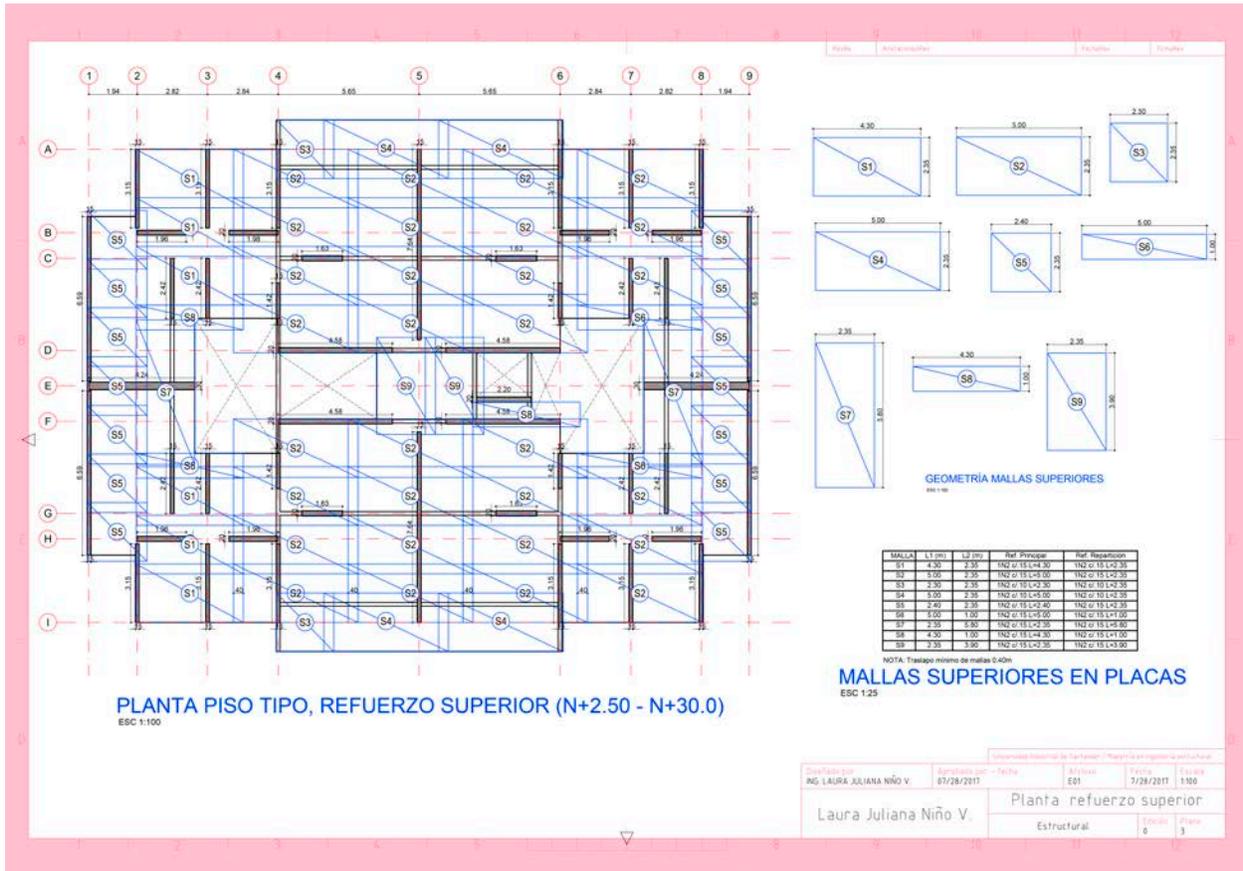


Figura 1C. Plano 03

Apéndice D. Plano 04

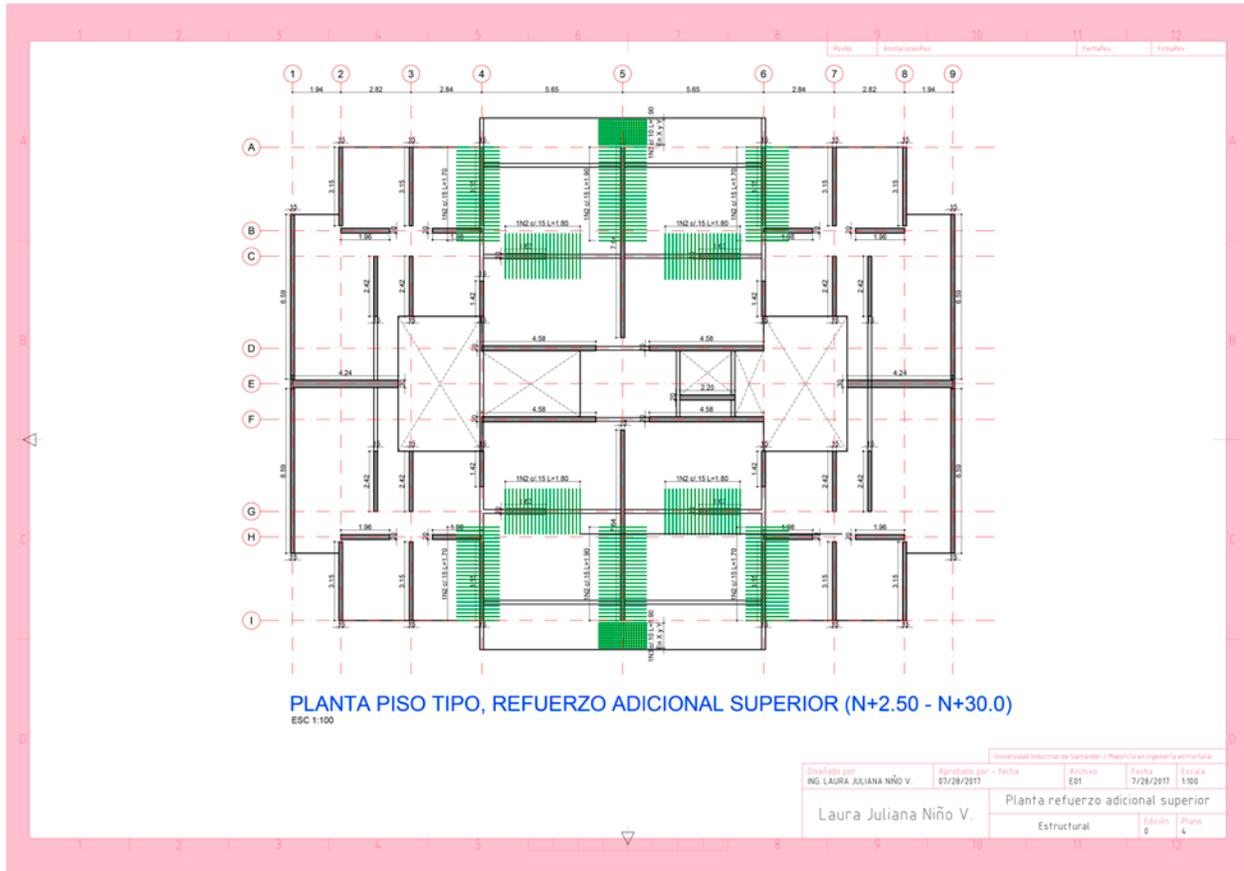


Figura 1D. Plano 04

Apéndice E. Plano 05



Figura 1E. Plano 05

Apéndice F. Plano 06

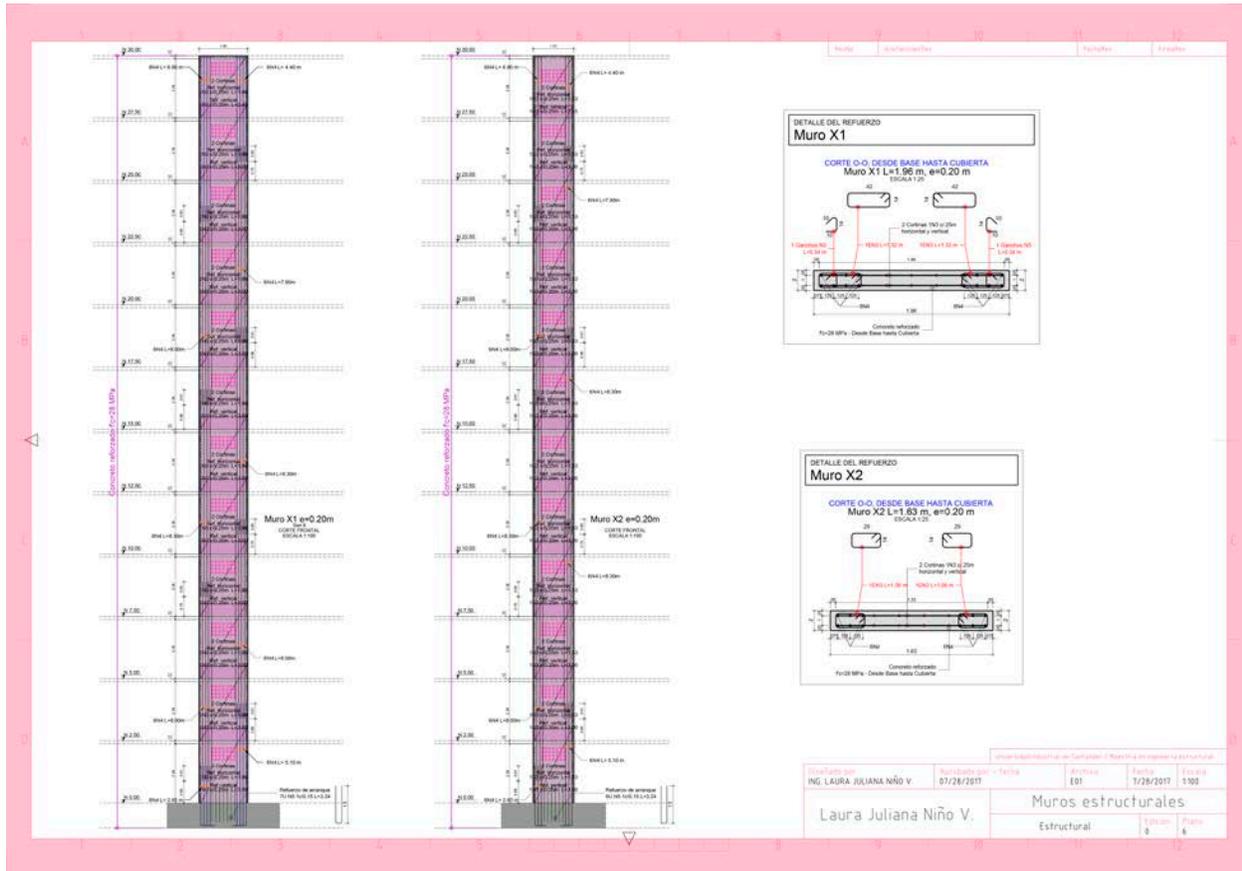


Figura 1F. Plano 06



Apéndice H. Plano 08

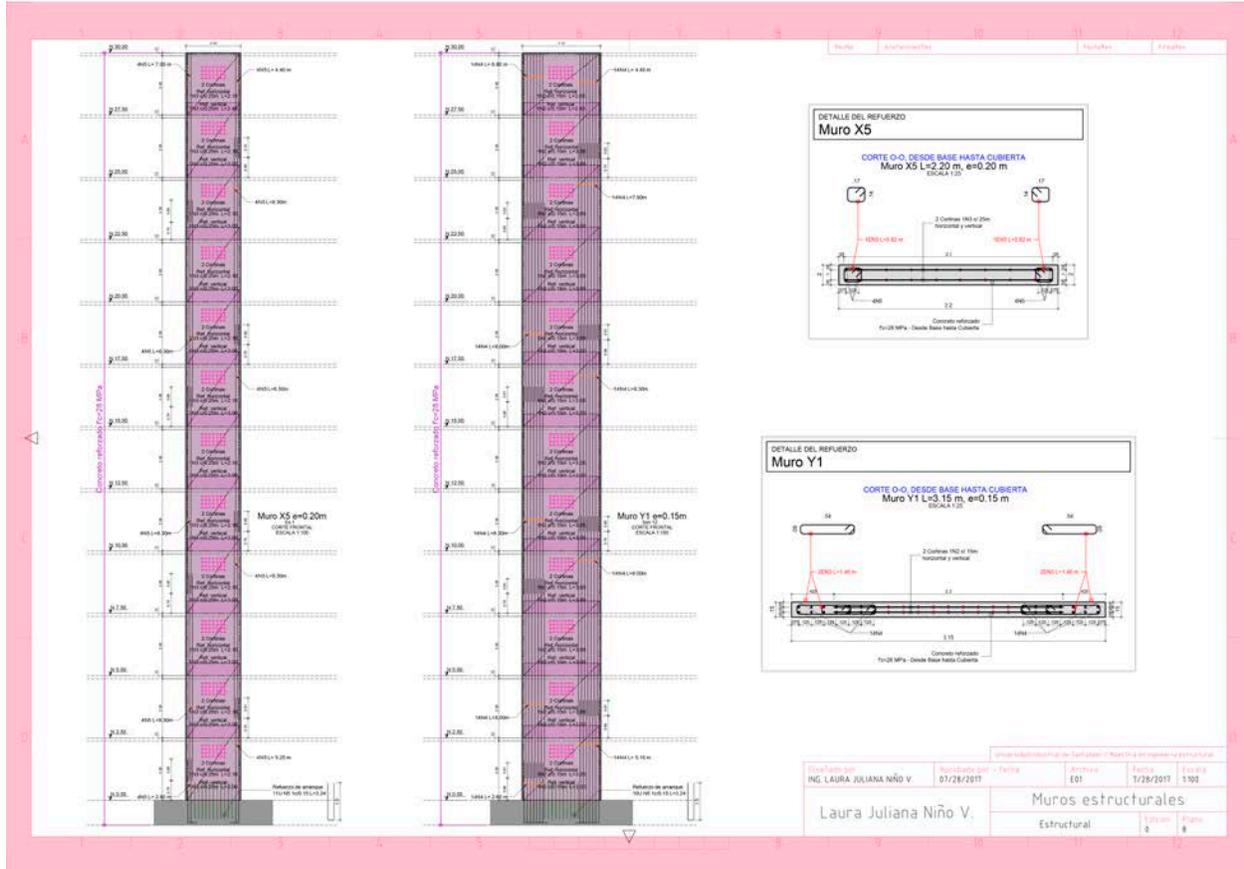


Figura 1H. Plano 08

Apéndice I. Plano 09

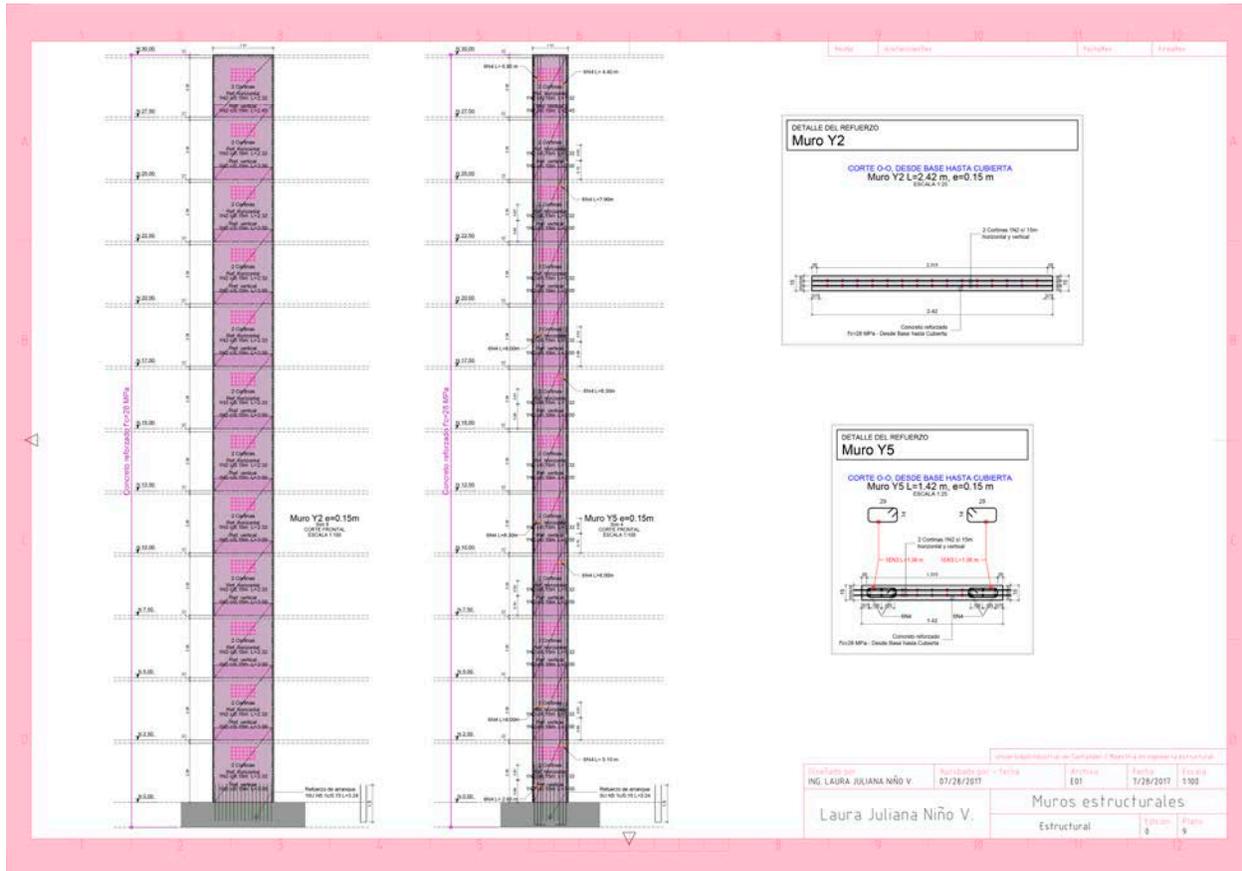


Figura 11. Plano 09





Apéndice L. Plano 12

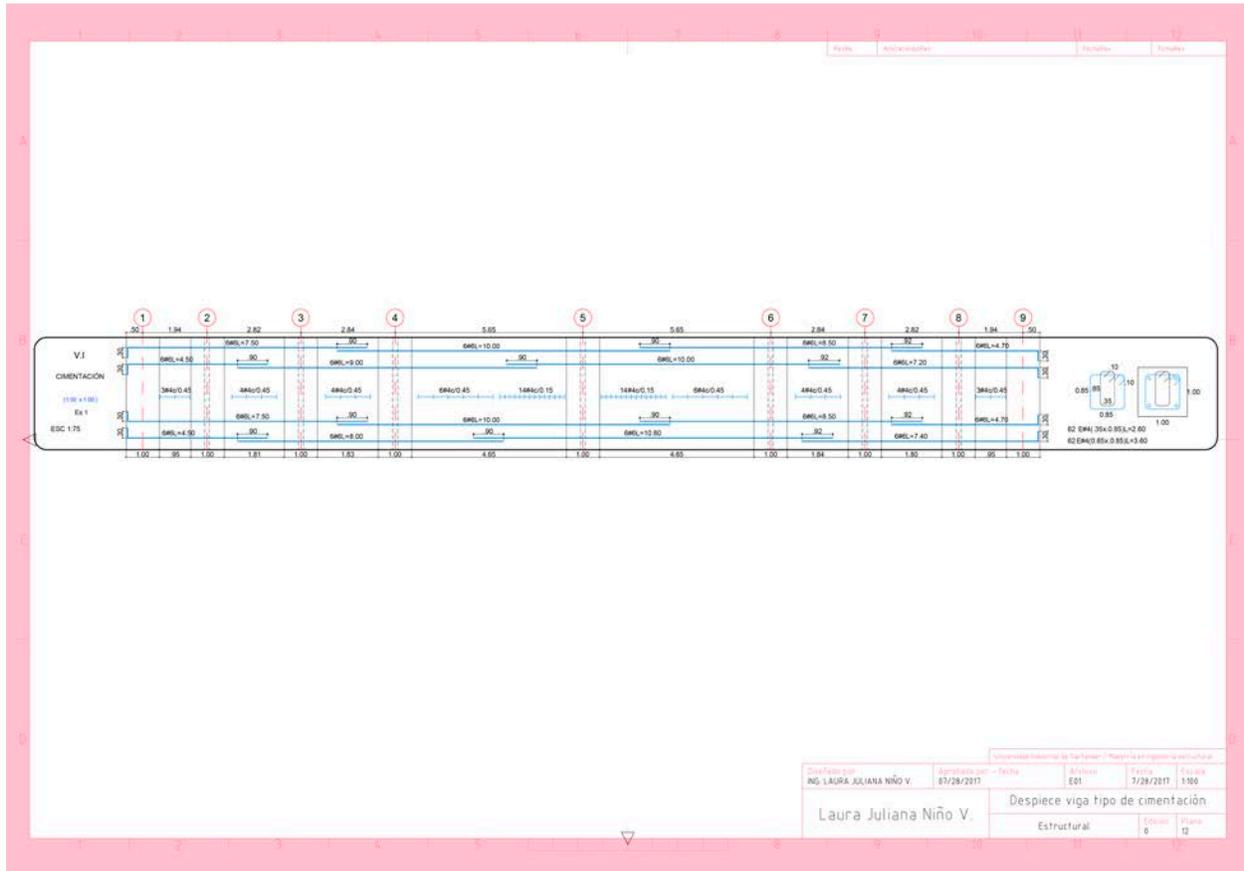


Figura 1L. Plano 12