

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Impacto de reducir la deriva máxima de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en las secciones transversales de vigas y columnas de edificios de hormigón armado.

Daniel Alexander Cepeda Romero

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, 07 de diciembre de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

**Impacto de reducir la deriva máxima de la Norma Ecuatoriana de
Construcción (NEC) en las secciones transversales de vigas y columnas
de edificios de hormigón armado.**

Daniel Alexander Cepeda Romero

Nombre del profesor, Título académico

Fabrizio Yépez, Ph.D. Ing. Civil.

Quito, 07 de diciembre de 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Daniel Alexander Cepeda Romero

Código: 00204065

Cédula de identidad: 1721540159

Lugar y fecha: Quito, 07 de diciembre de 2021

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

RESUMEN

El proyecto “Impacto de reducir la deriva máxima de la norma ecuatoriana de construcción (NEC) en las secciones transversales de vigas y columnas de edificios de hormigón armado” consistió en diseñar las secciones de vigas y columnas para edificios de 2, 4, 6 y 9 pisos, con una misma configuración geométrica en planta y analizar cómo sus secciones varían al momento de reducir la deriva máxima inelástica del 2.0% que estipula la NEC, a 1.5%, 1.0% y 0.5%.

Se aplicaron los procedimientos y filosofías de diseño estipulados en la NEC para el cálculo de diseño de vigas y columnas. Además, se verificó que todas las secciones cumplan con los requerimientos de análisis y diseño para estructuras ubicadas en zonas sísmicas.

En consecuencia, se obtuvo que las secciones pueden hasta duplicar su tamaño cuando la deriva máxima inelástica se reduce hasta 0.5%. Además, los edificios que resultaron con un mayor impacto en sus secciones transversales fueron los de mayor cantidad de pisos.

Palabras clave:

Deriva máxima inelástica, desplazamiento lateral, diseño por capacidad, sismo resistencia, método basado en fuerzas.

ABSTRACT

The project "Impact of reducing the maximum drift of the Ecuadorian construction standard in the cross sections of beams and columns of reinforced concrete buildings" consisted of designing the sections of beams and columns for buildings of 2, 4, 6 and 9 floors, with the same geometric configuration in plan and analyze how their sections vary at the time of reducing the maximum inelastic drift of 2.0% stipulated by the NEC, to 1.5%, 1.0% and 0.5%.

The procedures and design philosophies stipulated in the NEC for design calculation of beams and columns were applied. In addition, it was verified that all the sections comply with the analysis and design requirements for structures located in seismic zones.

Consequently, it was obtained that the sections can even double their size when the inelastic maximum drift is reduced to 0.5%. In addition, the buildings that resulted with the greatest impact in their cross sections were those with the largest number of floors.

Keywords:

Inelastic maximum drift, lateral displacement, capacity design, resistance earthquake, force-based method.

TABLA DE CONTENIDO.

RESUMEN	5
ABSTRACT	6
TABLA DE CONTENIDO.....	7
ÍNDICE DE TABLAS	8
ÍNDICE DE FIGURAS.....	26
INTRODUCCIÓN	33
DESARROLLO DEL TEMA.....	36
Edificio de 2 pisos.....	36
Edificio de 4 pisos.....	96
Edificio de 6 pisos.....	140
Edificio de 9 pisos.....	185
Resultados.....	234
CONCLUSIONES	251
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	253

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Altura mínima de losa.....	39
Tabla 2. Cálculo de la inercia de la losa maciza.	39
Tabla 3. Cálculo de la inercia para un metro de losa nervada.	40
Tabla 4. Comprobación de la inercia de la losa nervada vs la maciza.....	40
Tabla 5. Altura y peso de la losa maciza equivalente con la misma inercia de la losa nervada de 25cm de alto.	41
Tabla 6. Cálculo del peso de la losa.....	42
Tabla 7. Cálculo de la carga muerta.....	42
Tabla 8. Cálculo de la carga última.	43
Tabla 9. Cálculo del momento de diseño para un edificio de 2 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	44
Tabla 10. Cálculo de la cuantía máxima.	45
Tabla 11. Predimensionamiento de viga.	46
Tabla 12. Acero máximo permitido en zonas sísmicas según el ACI 18.6.3.1.	47
Tabla 13. Cálculo del acero negativo.....	50
Tabla 14. Acero positivo.....	52
Tabla 15. Cálculo del momento nominal.....	52
Tabla 16. Cálculo del área para el prediseño.	53
Tabla 17. Predimensionamiento de la columna.	54
Tabla 18. Chequeo de la separación entre varillas longitudinales.	54
Tabla 19. Diseño del confinamiento de la columna.....	56
Tabla 20. Tabla de resultados de columnas.	56
Tabla 21. Cálculo de la demanda a cortante del nudo.	58

Tabla 22. Cálculo de la resistencia nominal.	60
Tabla 23. Chequeo de la 2da y 3ra condición del nudo.	60
Tabla 24. Carga muerta calculada y carga muerta que se introdujo en el ETABS.	66
Tabla 25. Coeficientes sísmicos del proyecto.	69
Tabla 26. Cálculo del periodo de vibración estructural usando el método 1.	71
Tabla 27. Coeficiente de importancia, peso de la estructura y capacidad de disipación	73
Tabla 28. Coeficientes de configuración en planta y elevación.	73
Tabla 29. Cortante basal vs cortante basal obtenido en el ETABS.	74
Tabla 30. Cortante basal de diseño y factor k.	74
Tabla 31. Cortante basal dinámico y coeficientes de corrección.	77
Tabla 32. Derivas máximas por desplazamiento en cada losa.	78
Tabla 33. Chequeo de las derivas para un edificio de 2 pisos con una deriva máxima permitida del 2.00%,	79
Tabla 34. Diseño de los estribos para los elementos sometidos a flexión.	81
Tabla 35. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.	82
Tabla 36. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 50x50cm y 45x45cm.	82
Tabla 37. Momentos de diseño para un edificio de 2 pisos.	85
Tabla 38. Secciones de la viga interior y exterior para $\Delta M = 0.5\%$	85
Tabla 39. Acero negativo para un elemento a flexión para $\Delta M = 0.5\%$	86
Tabla 40. Acero positivo para un elemento a flexión para $\Delta M = 0.5\%$	86
Tabla 41. Momento nominal para la viga interior y exterior para $\Delta M = 0.5\%$	86
Tabla 42. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 0.5\%$	87

Tabla 43. Área confinada para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 0.5\%$	87
Tabla 44. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 0.5\%$	88
Tabla 45. Diseño por capacidad del cortante de diseño para $\Delta M = 0.5\%$	89
Tabla 46. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos y chequeo de la 1era condición de diseño para $\Delta M = 0.5\%$	89
Tabla 47. Chequeo de la segunda y tercera condición de diseño para $\Delta M = 0.5\%$	90
Tabla 48. Peso de la estructura con las nuevas secciones para cumplir $\Delta M = 0.5\%$	91
Tabla 49. Cortante basal estático mínimo y factor k para $\Delta M = 0.5\%$	91
Tabla 50. Chequeo de cortante basal dinámico para $\Delta M = 0.5\%$	92
Tabla 51. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 0.5%.	93
Tabla 52. Deriva máxima inelástica.....	93
Tabla 53. Diseño a cortante por capacidad para $\Delta M = 0.5\%$	95
Tabla 54. Momentos de diseño para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	97
Tabla 55. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	97
Tabla 56. Acero negativo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	97
Tabla 57. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	98
Tabla 58. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	98

Tabla 59. Predimensionamiento de la carga axial en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$.	99
Tabla 60. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$.	99
Tabla 61. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 2.0\%$.	100
Tabla 62. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$.	100
Tabla 63. Diseño por capacidad del cortante para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$.	101
Tabla 64. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$.	102
Tabla 65. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$.	102
Tabla 66. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$.	103
Tabla 67. Chequeo de la segunda y tercera condición en la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$.	103
Tabla 68. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.	105
Tabla 69. Peso de la estructura de un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$.	105
Tabla 70. Cortante basal estático mínimo y factor k.	105
Tabla 71. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 4 pisos.	106
Tabla 72. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 2.0%.	106
Tabla 73. Deriva máxima inelástica.	107

Tabla 74. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	108
Tabla 75. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas para $\Delta M = 2.0\%$	109
Tabla 76. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 50x50cm y 60x60cm .	109
Tabla 77. Momentos de diseño para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	112
Tabla 78. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	112
Tabla 79. Acero negativo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	113
Tabla 80. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	113
Tabla 81. Momento nominal para vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	114
Tabla 82. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	114
Tabla 83. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 1.0\%$	114
Tabla 84. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	115
Tabla 85. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	116
Tabla 86. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	117
Tabla 87. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	117

Tabla 88. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	117
Tabla 89. Chequeo de la segunda y tercera condición para la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	118
Tabla 90. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.	119
Tabla 91. Peso de la estructura de un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	119
Tabla 92. Cortante basal estático mínimo y factor k.	119
Tabla 93. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	120
Tabla 94. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 1.0%.	120
Tabla 95. Deriva máxima inelástica.....	121
Tabla 96. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	122
Tabla 97. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.	123
Tabla 98. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 90 y 85 cm.....	123
Tabla 99. Momentos de diseño para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	126
Tabla 100. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	126
Tabla 101. Acero negativo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	127
Tabla 102. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	127

Tabla 103. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	128
Tabla 104. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	128
Tabla 105. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 0.5\%$	128
Tabla 106. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	129
Tabla 107. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 4 pisos.	130
Tabla 108. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	131
Tabla 109. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	131
Tabla 110. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	131
Tabla 111. Chequeo de la segunda y tercera condición para la losa 4 en un edificio de 4 pisos.	132
Tabla 112. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.	133
Tabla 113. Peso de la estructura de un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	133
Tabla 114. Cortante basal estático mínimo y factor k.	133
Tabla 115. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	134
Tabla 116. Derivas para un análisis de la deriva máxima para $\Delta M = 0.5\%$	135

Tabla 117. Deriva máxima inelástica.....	135
Tabla 118. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$. .	136
Tabla 119. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.	137
Tabla 120. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 75 y 70 cm.....	137
Tabla 121. Momentos de diseño para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	141
Tabla 122. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	141
Tabla 123. Acero negativo para las vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	142
Tabla 124. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	142
Tabla 125. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	142
Tabla 126. Predimensionamiento de la carga axial en un edificio de 6 pisos $\Delta M = 2.0\%$...	143
Tabla 127. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 6 pisos.	143
Tabla 128. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 2.0\%$	144
Tabla 129. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	144
Tabla 130. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	146
Tabla 131. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	146

Tabla 132. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	147
Tabla 133. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 4 a 5 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	147
Tabla 134. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 4 a 6 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	147
Tabla 135. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.	149
Tabla 136. Peso de la estructura de un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	149
Tabla 137. Cortante basal estático mínimo y factor k.	149
Tabla 138. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	150
Tabla 139. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 2.0%.	151
Tabla 140. Deriva máxima inelástica.....	151
Tabla 141. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$. .	152
Tabla 142. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.	153
Tabla 143. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 65x65 cm.....	153
Tabla 144. Momentos de diseño para un edificio de 6 pisos con $\Delta M = 1.0\%$	156
Tabla 145. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 6 pisos con $\Delta M = 1.0\%$	156
Tabla 146. Acero negativo de vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	157
Tabla 147. Acero positivo para las vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	157

Tabla 148. Momento nominal para las vigas en edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	157
Tabla 149. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	158
Tabla 150. Área confinada para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 1.0\%$	158
Tabla 151. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 1.0\%$	159
Tabla 152. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 6 pisos con $\Delta M = 1.0\%$	159
Tabla 153. Diseño por capacidad del cortante para un edificio de 6 pisos con $\Delta M = 1.0\%$.	161
Tabla 154. Resistencia nominal de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	161
Tabla 155. Chequeo de la 2da y 3ra condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos	161
Tabla 156. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 4 a 5 en un edificio de 6 pisos con $\Delta M = 1.0\%$	162
Tabla 157. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 4 a 6 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	162
Tabla 158. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.	164
Tabla 159. Peso de la estructura de un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	164
Tabla 160. Cortante basal estático mínimo y factor k.	164
Tabla 161. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	165
Tabla 162. Derivas para un análisis para $\Delta M = 1.0\%$	165
Tabla 163. Deriva máxima inelástica.....	166

Tabla 164. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$. .	167
Tabla 165. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.	168
Tabla 166. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 70x70 cm.....	168
Tabla 167. Momentos de diseño para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	170
Tabla 168. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	171
Tabla 169. Acero negativo de vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	171
Tabla 170. Acero positivo de vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	172
Tabla 171. Momento nominal de las vigas para $\Delta M = 0.5\%$	172
Tabla 172. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	173
Tabla 173. Área confinada para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 0.5\%$	173
Tabla 174. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta M = 0.5\%$	173
Tabla 175. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	173
Tabla 176. Diseño por capacidad del cortante para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	175
Tabla 177. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	175
Tabla 178. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	176
Tabla 179. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 4 a 5 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	176

Tabla 180. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 4 a 6 en un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	176
Tabla 181. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.	178
Tabla 182. Peso de la estructura de un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	178
Tabla 183. Cortante basal estático mínimo y factor k.	178
Tabla 184. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	179
Tabla 185. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 0.5%.	180
Tabla 186. Deriva máxima inelástica.....	180
Tabla 187. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$..	181
Tabla 188. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.	182
Tabla 189. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 90x90 cm.....	182
Tabla 190. Momentos de diseño para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	186
Tabla 191. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	186
Tabla 192. Acero negativo de vigas para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	187
Tabla 193. Acero positivo de vigas para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	187
Tabla 194. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	187
Tabla 195. Predimensionamiento de la carga axial en un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	188

Tabla 196. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	188
Tabla 197. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para una deriva máxima del 2.0%.....	189
Tabla 198. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	189
Tabla 199. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 9 pisos.	192
Tabla 200. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.	192
Tabla 201. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.	192
Tabla 202. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.	193
Tabla 203. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.	193
Tabla 204. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.	193
Tabla 205. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.	194
Tabla 206. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.	195
Tabla 207. Peso de la estructura de un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	195
Tabla 208. Cortante basal estático mínimo y factor k.	195
Tabla 209. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 9 pisos.	196

Tabla 210. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 2.0%.	197
Tabla 211. Deriva máxima inelástica.....	197
Tabla 212. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 9 pisos.	198
Tabla 213. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.	199
Tabla 214. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 80 y 75 cm.....	199
Tabla 215. Momentos de diseño para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	202
Tabla 216. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 9 pisos para $\Delta M =$ 1.0%.....	202
Tabla 217. Acero negativo de vigas para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	203
Tabla 218. Acero positivo de vigas para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	203
Tabla 219. Momento nominal de viga para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	204
Tabla 220. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	204
Tabla 221. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para una deriva máxima del 1.0%.....	205
Tabla 222. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	205
Tabla 223. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 9 pisos para $\Delta M =$ 1.0%.....	208
Tabla 224. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.	208
Tabla 225. Chequeo de la 2da y 3ra condición para las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.	208

Tabla 226. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.	209
Tabla 227. Chequeo de la 2da y 3ra condición para las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.	209
Tabla 228. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.	209
Tabla 229. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.	210
Tabla 230. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.	211
Tabla 231. Peso de la estructura de un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	211
Tabla 232. Cortante basal estático mínimo y factor k.	211
Tabla 233. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 9 pisos.	212
Tabla 234. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 2.0%.	213
Tabla 235. Deriva máxima inelástica.	213
Tabla 236. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 9 pisos.	214
Tabla 237. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.	215
Tabla 238. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 90 y 85 cm.	216
Tabla 239. Momentos de diseño para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	218
Tabla 240. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	218
Tabla 241. Acero negativo para las secciones de vigas para un edificio de 9 pisos.	219

Tabla 242. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 9 pisos.....	219
Tabla 243. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 9 pisos.	219
Tabla 244. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 9 pisos.	220
Tabla 245. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para una deriva máxima del 0.5%.....	220
Tabla 246. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 9 pisos.	221
Tabla 247. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 9 pisos.....	223
Tabla 248. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.	223
Tabla 249. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.	224
Tabla 250. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.	224
Tabla 251. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.	224
Tabla 252. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.	225
Tabla 253. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.	225
Tabla 254. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.	227
Tabla 255. Peso de la estructura de un edificio de 6 pisos.	227

Tabla 256. Cortante basal estático mínimo y factor k.	227
Tabla 257. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 9 pisos.	227
Tabla 258. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 0.5%.	228
Tabla 259. Deriva máxima inelástica.....	229
Tabla 260. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 9 pisos.	230
Tabla 261. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.	231
Tabla 262. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 90 y 85 cm.....	231
Tabla 263. Secciones de vigas interiores para diferente ΔM	234
Tabla 264. Incremento del área de las secciones de vigas interiores.	235
Tabla 265. Incremento del área de las secciones de vigas interiores de $\Delta M = 2.0\%$ a 0.5%	236
Tabla 266. Resumen de áreas de las secciones de vigas interiores.....	236
Tabla 267. Secciones de vigas exteriores para diferente ΔM	238
Tabla 268. Incremento del área de las secciones de vigas exteriores.	239
Tabla 269. Incremento del área de las secciones de vigas exteriores de $\Delta M = 2.0\%$ a 0.5%	239
Tabla 270. Resumen de áreas de las secciones de vigas exteriores.	240
Tabla 271. Secciones de columnas intermedias para diferente ΔM	241
Tabla 272. Incremento del área de las secciones de columnas intermedias.	242
Tabla 273. Incremento del área de las secciones de columnas intermedias de $\Delta M =$ 2.0% a 0.5%	242
Tabla 274. Resumen de áreas de las secciones de columnas intermedias.	243

Tabla 275. Secciones de columnas medianeras para diferente ΔM	244
Tabla 276. Incremento del área de las secciones de columnas medianeras.	244
Tabla 277. Incremento del área de las secciones de columnas medianeras de $\Delta M =$ 2.0% a 0.5%.	245
Tabla 278. Resumen de áreas de las secciones de columnas medianeras.	245
Tabla 279. Secciones de columnas esquineras para diferente ΔM	247
Tabla 280. Incremento del área de las secciones de columnas esquineras.	247
Tabla 281. Incremento del área de las secciones de columnas esquineras de $\Delta M =$ 2.0% a 0.5%.	248
Tabla 282. Resumen de áreas de las secciones de columnas esquineras.	248
Tabla 283. Volumen de hormigón armado para cada edificio para diferente ΔM	250

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Vista en planta de la geometría de la estructura de análisis.	36
Figura 2. Vista en elevación de la geometría de la estructura de análisis.	37
Figura 3. Paño de luz para predimensionar la altura de losa.	38
Figura 4. Gráfico de la nomenclatura para el cálculo de una losa nervada.	40
Figura 5. Definiciones del pórtico equivalente tomado del ACI 318S-14 del artículo R8.11.2.	43
Figura 6. Alturas mínimas de vigas no preesforzadas tomadas del ACI 318S – 14, artículo 9.3.1.1.....	46
Figura 7. Simplificación del bloque de esfuerzos para una sección rectangular tomado del manual de diseño del ETABS 19 (Computer & Structures, INC, 2019).	48
Figura 8. Tabla 22.2.2.4.3 tomada del ACI 318S-14.	49
Figura 9. Método de los coeficientes para una viga empotrada de 5 tramos.	50
Figura 10. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 2 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	56
Figura 11. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 2 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	57
Figura 12. Tabla 18.8.4.1 tomada del ACI 318-14.	58
Figura 13. Condición para el cortante nominal para α	59
Figura 14. Cálculo de A_c	59
Figura 15. Resistencia a cortante de elementos en flexión según la NEC-SE-HM en la sección 5.2.1.....	61
Figura 16. Definición del material ETABS.	63

Figura 17. Definición de la dimensión de la viga.	64
Figura 18. Definición de la dimensión de la columna.	64
Figura 19. Definición de la losa.	65
Figura 20. Modelo en ETABS del edificio de 2 pisos para $\Delta = 2.0\%$	65
Figura 21. Definición de la carga distribuida sobre la losa.	66
Figura 22. Zonas rígidas.	67
Figura 23. Definición de la masa.	67
Figura 24. Figura 3 extraída de la NEC-SE-DS.	69
Figura 25. Espectro sísmico elástico de aceleraciones para un suelo tipo D ubicado en la región de la costa fuera de esmeraldas y en una zona sísmica VI según estipula la NEC.	70
Figura 26. Sección 6.3.3. de la NEC-SE-DS.	70
Figura 27. Tabla del tipo de estructura de la sección 6.3.3. de la NEC-SE-DS.	71
Figura 28. Ecuación y parámetros del cortante basal de diseño extraído de la NEC-SE-DS. .	72
Figura 29. Determinación de k según la sección 6.3.5. de la NEC-SE-DS.	74
Figura 30. Espectro inelástico.	76
Figura 31. Límites permisibles de deriva. Tabla extraída de la NEC-SE-DS.	77
Figura 32. Límites permisibles de deriva obtenido de las NEC-SE-DS.	78
Figura 33. Derivas de desplazamiento máximas.	79
Figura 34. Diagrama de interacción.	83
Figura 35. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 2 pisos con una deriva máxima permitida del 2.0%.	83
Figura 36. Secciones transversales de las columnas utilizadas en un edificio de 2 pisos con una deriva máxima permitida del 2.0%.	84

Figura 37. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 2 pisos.	88
Figura 38. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 2 pisos.	88
Figura 39. Modelado en ETABS de un edificio de 2 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	90
Figura 40. Grafica de las derivas en cada losa del edificio de 2 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	93
Figura 41. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 2 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	95
Figura 42. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 2 pisos con una deriva máxima permitida del 0.5%.	95
Figura 43. Vista en elevación de la geometría de la estructura de análisis.....	96
Figura 44. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	100
Figura 45. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	101
Figura 46. Modelado en ETABS del edificio de 4 pisos para una $\Delta M = 2.0\%$	104
Figura 47. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 4 pisos.	107
Figura 48. Diagrama de interacción.....	110
Figura 49. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	111
Figura 50. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	111

Figura 51. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	115
Figura 52. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	116
Figura 53. Modelado en ETABS de un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	118
Figura 54. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 4 pisos.	121
Figura 55. Diagrama de interacción.....	124
Figura 56. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	125
Figura 57. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	125
Figura 58. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	129
Figura 59. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	130
Figura 60. Modelado en ETABS de un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	132
Figura 61. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	135
Figura 62. Diagrama de interacción.....	138
Figura 63. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	139
Figura 64. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 4 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	139

Figura 65. Vista en elevación de la geometría de la estructura de análisis.....	140
Figura 66. Configuración de las secciones para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 2.0\%$	145
Figura 67. Modelado en ETABS con las nuevas secciones para una deriva máxima del 2.0%.	148
Figura 68. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos para $\Delta M =$ 2.0%.....	151
Figura 69. Diagrama de interacción.....	154
Figura 70. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 6 pisos	155
Figura 71. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 6 pisos.	155
Figura 72. Configuración de las secciones para un edificio de 6 pisos con $\Delta M = 1.0\%$	160
Figura 73. Modelado en ETABS de un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	163
Figura 74. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos para $\Delta M =$ 1.0%.....	166
Figura 75. Diagrama de interacción.....	169
Figura 76. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 6 pisos	170
Figura 77. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 6 pisos.	170
Figura 78. Configuración de las secciones para un edificio de 6 pisos para $\Delta M = 0.5\%$	174
Figura 79. Modelado en ETABS con las nuevas secciones para $\Delta M = 0.5\%$	177
Figura 80. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos para una deriva máxima del 0.5%	180
Figura 81. Diagrama de interacción.....	183
Figura 82. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 6 pisos.	184
Figura 83. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 6 pisos.	184

Figura 84. Vista en elevación de la geometría de la estructura de análisis.....	185
Figura 85. Configuración de un pórtico exterior de las secciones para un edificio de 9 pisos.	190
Figura 86. Configuración de un pórtico interior de las secciones para un edificio de 9 pisos.	191
Figura 87. Modelado en ETABS con las nuevas secciones para una deriva máxima del 2.0%.	194
Figura 88. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos.	197
Figura 89. Diagrama de interacción.....	200
Figura 90. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 6 pisos	201
Figura 91. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 6 pisos.	201
Figura 92. Configuración de un pórtico exterior de las secciones para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	206
Figura 93. Configuración de un pórtico interior de las secciones para un edificio de 9 pisos para $\Delta M = 1.0\%$	207
Figura 94. Modelado en ETABS con las nuevas secciones para una deriva máxima del 2.0%.	210
Figura 95. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 9 pisos.	213
Figura 96. Diagrama de interacción.....	216
Figura 97. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 9 pisos	217
Figura 98. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 9 pisos.	217
Figura 99. Configuración de un pórtico exterior de las secciones para un edificio de 9 pisos.	221

Figura 100. Configuración de un pórtico interior de las secciones para un edificio de 9 pisos.	222
Figura 101. Modelado en ETABS de un edificio de 9 pisos para $\Delta= 0.5\%$	226
Figura 102. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos.	229
Figura 103. Diagrama de interacción.....	232
Figura 104. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 9 pisos	233
Figura 105. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 9 pisos.....	233
Figura 106. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de vigas interiores.	237
Figura 107. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de vigas exteriores.....	240
Figura 108. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de columnas intermedias.	243
Figura 109. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de columnas medianeras.	246
Figura 110. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de columnas esquineras.	249
Figura 111. Volumen de hormigón versus deriva máxima inelástica.....	250

INTRODUCCIÓN

El proyecto de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) nace en respuesta a la demanda de la sociedad a mejorar la calidad de edificaciones, protección del usuario y el fomento al desarrollo sostenible (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, s.f.). La NEC establece un conjunto de requisitos mínimos para el diseño de estructuras de edificación que están sometidas a efectos de terremotos que podrían presentarse en la vida útil de la misma (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Las bases del diseño de una edificación a solicitaciones sísmica del suelo están caracterizadas por aceleraciones, velocidades y desplazamientos de sus elementos, en particular de los pisos de los edificios (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Todos los elementos de pórticos deben diseñarse para resistir los efectos máximos que se producen por las cargas mayoradas, que se determinan en base a la teoría del análisis elástico (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, así como sus conexiones con otros elementos y las secciones transversales, que están a flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada y se multiplicaran por los factores de ϕ de reducción. El requisito básico para el diseño por resistencia se expresa de la siguiente manera: Resistencia de diseño \geq Resistencia requerida, en donde las resistencias a carga axial, momento y cortante requeridas, deben ser menores a las resistencias de diseño (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, que se lo define como un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de 475 años. En la filosofía de diseño se establece que para cumplir los

requisitos mínimos de diseño la estructura de cumplir lo siguiente (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014):

- Capacidad para resistir las fuerzas especificadas en el código NEC - SE – DS.
- Capacidad de deformación inelásticas, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad, el cual considera una jerarquía de resistencias, con el fin de que las secciones, elementos o modos de falla protegidos no se deben plastificar y se las diseña para momentos y cortante amplificados, tomando en cuenta la sobre resistencia de las rotulas plásticas y las fuerzas internas generadas por modos de vibración no tomados en cuenta en el diseño.
- La estructura debe presentar derivas de piso, ante las cargas del código NEC – SE - DS, inferiores a las admisibles. La deriva de piso se la define como el desplazamiento relativo de un piso, sometido a fuerzas horizontales, con respecto al piso consecutivo, que se mide en dos puntos ubicados en una misma línea vertical de la estructura. Se la obtiene al restar el desplazamiento del extremo superior del desplazamiento del extremo inferior.

En consecuencia, el código establece que la deriva máxima para cualquier piso no debe exceder los límites de deriva inelástica. El código NEC – SE – DS establece este límite en el 2%. Por esta razón, en el presente trabajo se estudiará, cuál sería el impacto en las secciones transversales de vigas y columnas si se decide reducir este limite a 1.5%, 1.0% y 0.5%. Además, el estudio se lo realizara a edificios de 2, 4, 6 y 9 pisos, que tendrán la misma configuración en planta. A cada edificio se diseñará sus secciones transversales de los elementos de vigas y columnas en base al diseño de la Norma Ecuatoriana de Construcción y se buscará que las resistencias de diseño sean superiores a las resistencias

requeridas. A fin de cumplir con los requerimientos mínimos y que los resultados obtenidos para cada variación de la deriva máxima inelástica (Δ_M) reflejen el impacto real.

DESARROLLO DEL TEMA

Edificio de 2 pisos

Geometría Inicial.

Para realizar el análisis del impacto de las secciones transversales de vigas y columnas de una estructura aporricada al reducir la deriva máxima permitida según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se ha definido una geometría de 5 ejes en la dirección x y 6 ejes en la dirección y . La distancia entre ejes se ha tomado de 6 metros. Por lo tanto, se tiene una luz uniforme en todos los vanos.

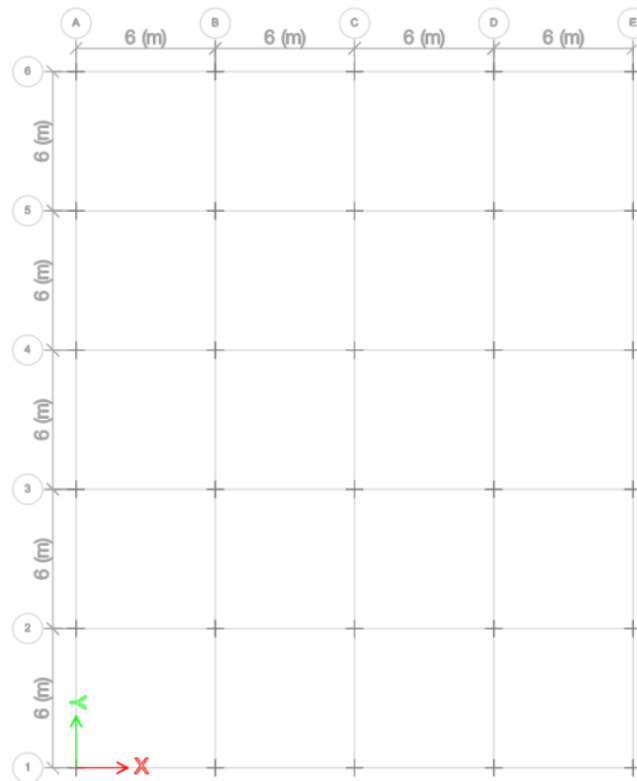


Figura 1. Vista en planta de la geometría de la estructura de análisis.

Se ha determinado una geometría con dos losas aéreas, con una altura entre ejes de losas de 2.6 metros como se aprecia en la Figura 2.

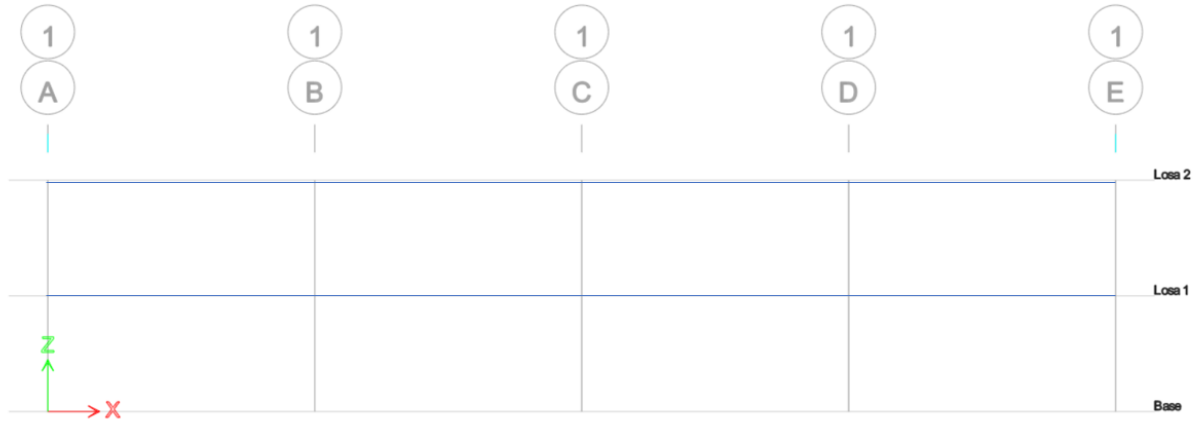


Figura 2. Vista en elevación de la geometría de la estructura de análisis.

Ubicación y características del proyecto.

El proyecto se lo ubicara en la región costa, fuera de esmeraldas. Se considera un suelo tipo D, categoría en función lo que estipula la NEC-2015.

Deriva máxima del 2.0%.

Predimensionamiento de las secciones transversales de vigas y columnas.

La metodología que se seguirá para el proyecto será de la creación de una hoja de cálculo que nos permita predimensionar las secciones transversales de vigas, columnas y losa. A pesar de que, no se considerara la losa para los análisis, el predimensionamiento de la misma nos servirá para poder introducirla en el ETABS y sobre la misma distribuir uniformemente la carga muerta y viva, para lo cual se necesitara saber que altura de losa introducir.

Para las vigas y columnas las secciones que se predimensionen con ayuda de la hoja de cálculo se introducirán en el ETABS en donde se hará todas las comprobaciones para verificar que sus resistencias de diseño sean superiores a las resistencias requeridas y conocer posteriormente que deriva tiene la estructura.

Predimensionamiento de la losa.

Para la losa y el resto del proyecto se tratará con una resistencia a la compresión del concreto de $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$. El acero tendrá un esfuerzo a fluencia de 4200 kgf/cm^2 .

Para predimensionar la losa se tomará un paño con las luces más grandes. Sin embargo, las luces son uniformes en todo el proyecto. Por lo tanto, se tomará un paño de luz de la siguiente manera:

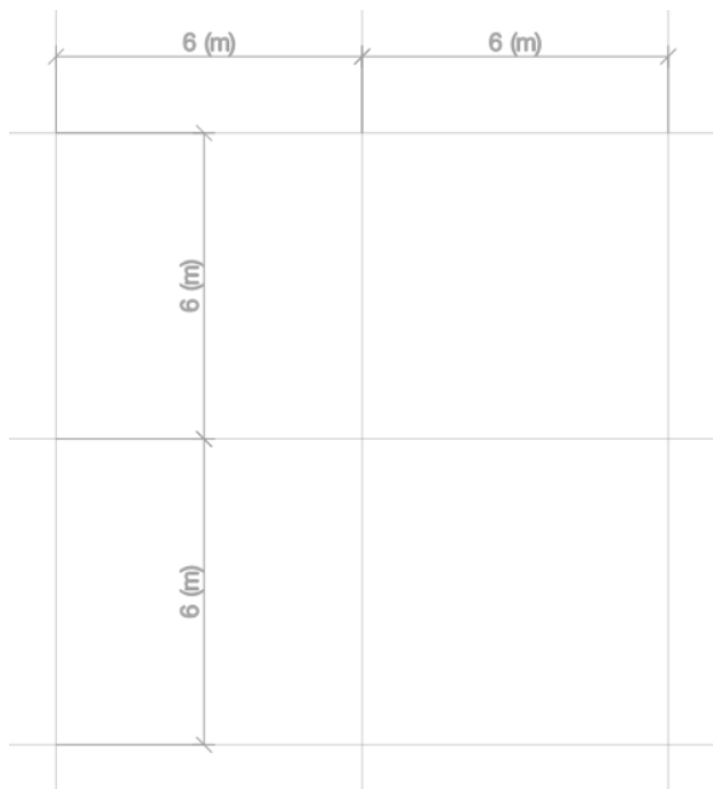


Figura 3. Paño de luz para predimensionar la altura de losa.

Para el primer predimensionamiento se tendrá una altura mínima de losa del $0.03 * \text{Luz de la viga}$. Por lo que, el espesor de la losa depende directamente de la luz de la viga.

$$h_{min_{losa}} = 0,03 * \text{Luz viga} \quad (1)$$

Descripción	Valor	Unidad
L_L	6.00	m
L_T	6.00	m
$h_{min\ losa}$	18.00	cm

Tabla 1. Altura mínima de losa.

Con la altura mínima de losa se probará con 25cm de alto para una losa nervada en dos direcciones, teniendo una tabla de compresión de 5 cm. Esto para bloques de 20x20x40cm. Para comprobar se calculará la inercia de una losa maciza con la altura mínima que se obtuvo de 18 cm, la altura mínima de una losa maciza para que no se pandee, y se comparará la inercia de la losa nervada, en donde se espera que la inercia sea igual o mayor a la losa maciza.

Para el cálculo de la inercia de la losa maciza se tomará una losa que se coloque dos bloques, lo que nos dará un espaciamiento libre entre viguetas de 40cm, bb , y un ancho de vigueta de 10 cm, bn . Calculando para un metro de losa, se tendrá una inercia con:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(2bb + 2bn) * h_{min\ losa}^3}{12} \quad (2)$$

$h_{min\ losa}$	18.00	cm
bn	10.00	cm
bb	40.00	cm
I losa maciza	48,600.00	cm⁴

Tabla 2. Cálculo de la inercia de la losa maciza.

Para el cálculo de la inercia de la losa nervada, se usó el teorema de Steiner, $I = I_o + Ad^2$ para el siguiente gráfico:

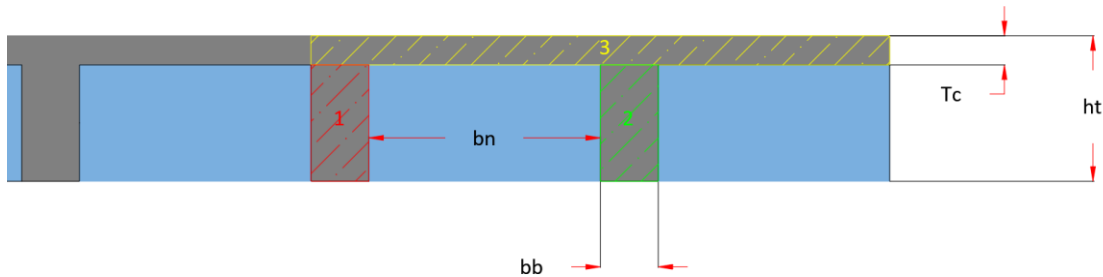


Figura 4. Gráfico de la nomenclatura para el cálculo de una losa nervada.

	Área [cm ²]	y [cm]	Ay [cm ³]	Io [cm ⁴]	d2	I [cm ⁴]
1	200.00	10.00	2,000.00	6,666.67	48.23	16,312
2	200.00	10.00	2,000.00	6,666.67	48.23	16,312
3	500.00	22.50	11,250.00	1,041.67	30.86	16,474
TOTAL	900.00		15,250.00			49,097.22

Tabla 3. Cálculo de la inercia para un metro de losa nervada.

CHEQUEO	
I losa nervada	≥ I losa maciza
49,097.22	≥ 48,600.00
SI CUMPLE	

Tabla 4. Comprobación de la inercia de la losa nervada vs la maciza.

Como se observa en la tabla 3 y 4, para una losa de 25cm de alto, con una tabla de compresión de 5 cm y nervios de 10 cm, espaciados cada dos bloques de 20 cm, nos da una inercia superior a la de la losa maciza.

Por último, se debe calcular con la inercia de la losa nervada a que altura de losa maciza equivale. Este valor nos ayudara para ingresar en el ETABS ya que el mismo no cuenta con una función directa que permita ingresar este tipo de losa. Se encontrará con esta altura el peso de la losa equivalente, dato que nos servirá después para restar del valor de la carga muerta. Por último, despejando de la ecuación (1) la luz de viga, podemos saber hasta que altura de luz podríamos utilizar con la altura de nuestra losa.

Consideraciones		
Descripción	Valor	Unidad
h equivalente	18.06	cm
Lv (ht)	6.02	m

Peso losa equivalente		
Descripción	Valor	Unidad
Peso losa eqv	433.47	kgf/m²

Tabla 5. Altura y peso de la losa maciza equivalente con la misma inercia de la losa nervada de 25cm de alto.

Peso de la losa.

Para el peso de la losa se calculó el volumen por un metro cuadrado de losa, que sería dos nervios y dos espacios de bloques. Para esto se calcula el volumen total y se le resta el volumen de los huecos para tener el volumen del concreto. Además, se considera el peso unitario del concreto de hormigón de 2.4 tonf/m³, al multiplicarse por el peso unitario, nos queda el peso de la losa por el metro cuadrado que se tomó.

Para considerar los bloques, se tomó el valor de 866.76 kgf/m³ como peso unitario de los bloques, según la NEC se estipula un peso de 8.5 kN/m³. El peso del bloque sería el peso unitario por el volumen de los huecos y para saber el peso por metro cuadrado se considera igual dos nervios y dos espacios de bloques. Por lo tanto, el peso de la losa nervada por metro cuadrado; resulta de la suma del peso del concreto y de los bloques.

Descripción	Valor	Unidad
Volumen	0.250	m ³
Vol. huecos	0.128	m ³
Vol. concreto	0.122	m³
Peso	0.293	Ton
Peso losa/m²	0.293	Ton/m²

Descripción	Valor	Unidad
Peso unit bloque	866.76	kgf/m ³
Peso bloque	0.111	Ton
Pbloque/m²	0.111	Ton/m²

P losa nervada/m²	0.404	Ton/m²
---	--------------	--------------------------

Tabla 6. Cálculo del peso de la losa.

Carga muerta.

Para el cálculo de la carga muerta, se considera el peso propio de la losa, un recubrimiento superior, en donde se tratará de abarcar materiales como cerámica o madera y un recubrimiento inferior en donde se tratará de abarcar, cielo raso, entre otros materiales que se podría colocar. Se toma en cuenta también las paredes como paredes pesadas ya que se considerará que se usa bloques, ladrillos, etc. Para mampostería pesada el código NEC estipula que se use 180 kgf/m². Hay que tomar en cuenta que para el valor que se ingresara en el ETABS se le descontara el peso de la losa equivalente que se encontró previamente. Se destaca que para abarcar amoblado fijo, tubería sanitaria y eléctrica y otros tipos de materiales que puedan resultar como cargas permanentes se coloca un factor de mayorización. En la práctica se tiene un peso de alrededor de 0.3 tonf/m² sin tomar en cuenta el peso de la losa. Se tratará de ajustar el factor de mayorización hasta tener este valor.

Descripción	Valor	Unidad
P propio de la losa	0.404	Ton/m ²
Recubrimiento sup	0.043	Ton/m ²
Recub inf	0.045	Ton/m ²
P Mampostería	0.180	Ton/m ²
F de mayorización	1.10	

CARGA MUERTA	0.74	Ton/m²
CM etabs	0.31	Ton/m²

Tabla 7. Cálculo de la carga muerta.

Carga ultima.

Para el cálculo de la carga ultima se tomó en cuenta la combinación de **1.2D + 1.6L**, en donde según la NEC-2015 se tomó una carga viva para residencia de 0.20 tonf/m².

CARGAS	
Carga muerta [Ton/m ²]	0.74
Carga viva [Ton/m ²]	0.20
Carga última [Ton/m²]	1.21

Tabla 8. Cálculo de la carga última.

Momento de diseño.

Para el predimensionamiento de las secciones, se necesita tener un momento de diseño. Para esto se hará uso de la teoría de pórticos equivalentes que se explica en el artículo del ACI 8.11. El método del pórtico equivalente es una representación del sistema tridimensional de losa en una serie de pórticos planos que se analizan para las cargas que actúan en el plano del pórtico. El pórtico equivalente consta de tres partes: (1) la franja horizontal de losa, incluyendo cualquier viga que actúa en la dirección del pórtico, (2) las columnas, (3) los elementos de la estructura que transmiten momentos entre los miembros horizontales y verticales (Comité ACI 318, 2015).

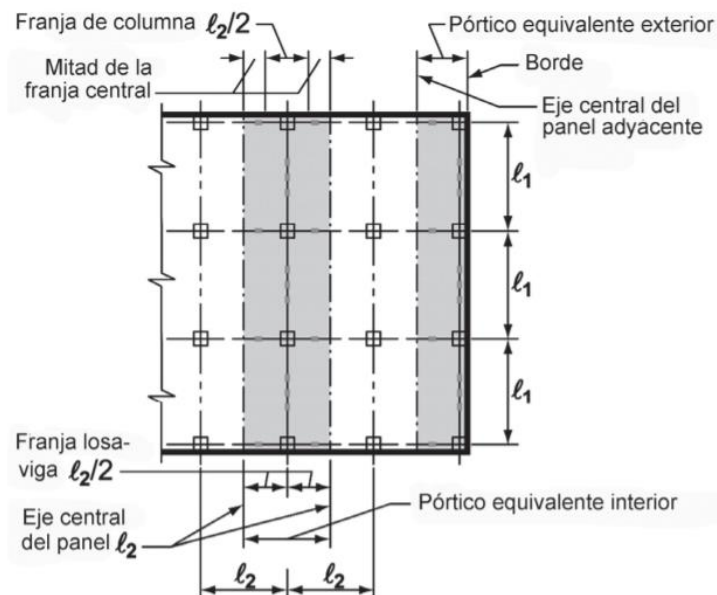


Fig. R8.11.2 — Definiciones del pórtico equivalente.

Figura 5. Definiciones del pórtico equivalente tomado del ACI 318S-14 del artículo R8.11.2.

También se hará uso de la teoría del momento estático. Según el ACI, en el artículo 8.10.3.2, se especifica:

$$M_E = \frac{q_u \ell_2 \ell_n^2}{8} \quad (3)$$

Donde ℓ_n es la longitud de la luz libre en dirección de análisis del momento y ℓ_2 se toma como el promedio de las luces transversales.

Entonces tomando en cuenta ambas teorías, se toma que el 65% del momento estático entra a la franja de columna y el 35% se queda en la franja central y se utiliza para el diseño de nervios. Del 65% del momento estático que recibe esta franja, el 80% del 65% se va directo a la viga y el 15% se van a los nervios cerca de la viga.

Por lo tanto, nuestro momento de diseño queda:

$$M_d = 0.65 * 0.80 * M_E + M_{PP} \quad (4)$$

Para el momento producido por el peso propio, se lo tomara en cuenta con un factor, fm , esto nos servirá para poder hacer las iteraciones de nuestras secciones transversales al momento que se busque cumplir una deriva máxima menor. La fórmula quedaría:

$$M_d = fm * 0.65 * 0.80 * M_E \quad (5)$$

	Viga 1	Viga 2
b col(ancho columna) [m]	0.50	0.50
Mom estático, M_E [tonf.m]	27.38	27.38
Factor de mayorización	1.21	0.77
M de diseño, M_d [tonf.m]	18.26	11.65

Tabla 9. Cálculo del momento de diseño para un edificio de 2 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

En la tabla 9 se observa que se tiene dos momentos de diseño, las cuales serán usados para el diseño de las vigas interiores (Viga 1) y de las vigas exteriores (Viga 2). Se presentan los resultados con los factores de mayorización ya corregidos una vez que se comparó con el modelo de ETABS que se presentara más adelante. Esta metodología se usará de este punto en adelante.

Diseño de elementos a flexión.

Al encontrarnos en un país en donde rige criterios de sismo resistencia, se busca que las estructuras tengan el mejor comportamiento ante un sismo y logren disipar la mayor cantidad de energía. Para esto, la NEC 2015 establece que, para lograr la ductilidad en vigas, los diseños no podrán superar el 50% de la cuantía de balance (ρ_b). La cuantía diseño ($\rho_{diseño}$), será al área del acero A_s dividida para el área bruta de la viga A_g .

$$\rho_b = \frac{0,85f'c}{f_y} \left(\frac{0,003E_s}{f_y + 0,003E_s} \right) \quad (6)$$

$$\rho_{diseño} \leq 0.5\rho_b \quad (7)$$

Transformando a unidades MKS, se tiene:

$$\rho_{diseño} \leq 0.5 \left(\frac{\varphi 0.85f'c}{f_y} \left(\frac{6100}{6100 + f_y} \right) \right) \quad (8)$$

CONDICIONES		
Descripción	Valor	Unidad
pb (cuantía de balance)	2.14%	
Ag	1,800.00	cm2
As balance	38.51	cm2
pb max	1.07%	

Tabla 10. Cálculo de la cuantía máxima.

Para el predimensionamiento de viga, se tendrá en cuenta dos criterios: el primero que el código NEC estipula que al ancho mínimo de viga es de 25cm y el segundo tomamos en

cuenta lo que estipula el ACI en la tabla 9.3.1.1 – Altura mínima de vigas no presforzadas, establece las alturas mínimas.

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no presforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

^[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

Figura 6. Alturas mínimas de vigas no presforzadas tomadas del ACI 318S – 14, artículo 9.3.1.1.

No obstante, para la selección del peralte de la viga se hará uso de la formula tomada de la investigación del MSc. Edison Chávez, en donde se tiene:

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{0,145 * f'c * b}} \quad (9)$$

Para lo cual se probará anchos de viga hasta que se cumpla una relación mayor al 1.08 y menor al 1.6 como establece la investigación.

	Viga 1	Viga 2
b viga [cm]	40.00	38.00
d [cm]	39	32
h [cm]	41	34
hdef [cm]	45.00	43.00
rel h/b	1.13	1.13
	OK	OK
d [cm]	40.70	38.70

Tabla 11. Predimensionamiento de viga.

En la tabla 11 se presenta las secciones para las vigas interiores y exteriores.

Cálculo del acero negativo.

Para el cálculo del acero negativo es necesario conocer el verdadero peralte de la viga tomando en cuenta la altura definitiva que se decidió usar, para la cual se asume estribos de 10 mm de diámetro.

Para el cálculo del área de acero mínima, $A_{s_{min}}$, en el ACI 18.6.3.1, 9.6.1.2 y en la NEC se estipula:

$$A_{s_{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{14bd}{f_y} \\ 0,25\sqrt{f'_c} bd \\ \frac{bd}{f_y} \end{array} \right. \quad (10)$$

En donde para límites máximos en zonas sísmicas se tiene en el ACI 18.6.3.1:

$$A_s \leq \begin{cases} 0.025b_wd, & \text{para } f_y \leq 60\text{ksi} \\ 0.020b_wd, & \text{para } f_y > 80\text{ksi} \\ 0.025 - \frac{0.05(f_y - 60)}{80 - 60}, & \text{para } 60 < f_y \leq 80\text{ksi} \end{cases} \quad (11)$$

As max		
0.025bwd	45.00	cm2

Tabla 12. Acero máximo permitido en zonas sísmicas según el ACI 18.6.3.1.

Para el acero de refuerzo en las zonas de mayor demanda de la viga que son los extremos, se usara una formula empírica $A_s(\pm) = \frac{30M_d}{d}$. No obstante, para el diseño final se utilizará el método que describe el ACI y la NEC en donde se sigue el proceso de simplificación del bloque de esfuerzos, como se muestra en la figura 7, en donde es un procedimiento detallado por el ACI 9.5.2.1, 22.3.1.1, 22.2. Además, se asume que la deformación neta del acero no debe exceder $\epsilon_{ty} + 0.003$ donde $\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E}$.

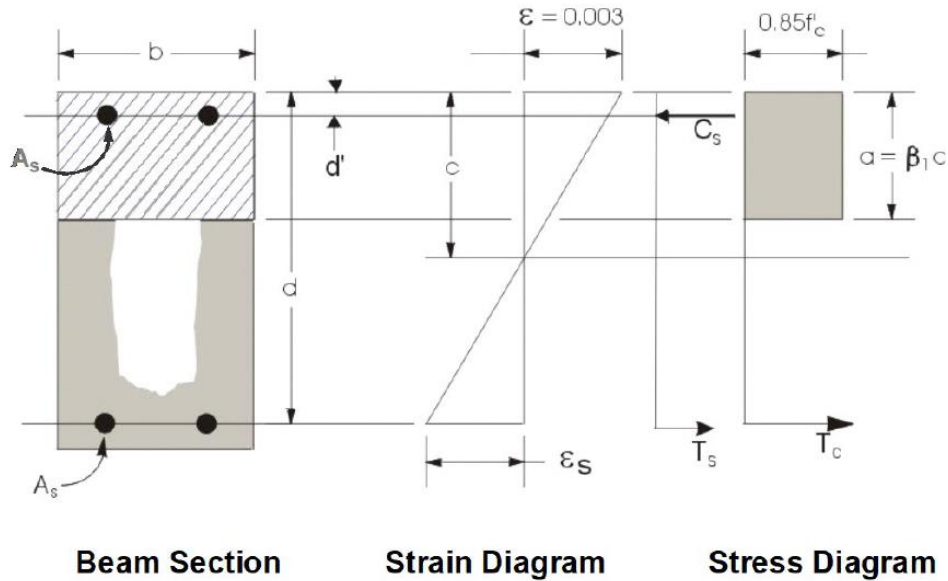


Figura 7. Simplificación del bloque de esfuerzos para una sección rectangular tomado del manual de diseño del ETABS 19 (Computer & Structures, INC, 2019).

Para la altura del bloque de compresión de Whitney se tiene en el ACI 9.5.2.1, 22.3.1.1, 22.2.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|Mu|}{0.85f'_c\phi b}} \quad (12)$$

Se asume que está en control por tensión, donde el factor de reducción es $\phi = 0.9$. La profundidad máxima para el bloque de compresión c_{max} se calcula en base al límite de deformación unitaria del acero $\epsilon_{s,min} = \epsilon_{ty} + 0.003$. Según la figura del ACI R21.2. 2a y R21.2.2b se asume los siguientes valores: $\epsilon_{c,max} = 0.003$ y $\epsilon_{c,min} = 0.005$

Por lo tanto:

$$c_{max} = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} d \quad (13)$$

El máximo valor permitido de la profundidad del rectángulo del bloque de compresión.

$$a_{max} = \beta_1 c_{max} \quad (14)$$

Donde según la tabla 22.2.2.4.3 del ACI para los valores de β_1 , se tiene lo siguiente:

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Figura 8. Tabla 22.2.2.4.3 tomada del ACI 318S-14.

Una vez calculados los límites de profundidad del bloque de compresión, si $a < a_{max}$, al área del acero vendría dado por:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (15)$$

Se calculará que combinación de varillas cumple y se chequeara la separación mínima entre varillas para que el agregado no se quede atascado, en donde la separación mínima será el máximo entre 2.54cm o el diámetro de varilla utilizado, y que la cuantía no supere el 50% de la cuantía de balance.

Para el predimensionamiento se utilizó la ecuación (5) para poder obtener un diseño preliminar y con el mismo hacer los chequeos de sismo resistencia y poder realizar el cálculo del nudo por capacidad. Una vez chequeados estos valores y corregido el momento de diseño con el ETABS, se presenta el cálculo del diseño final de las vigas.

Acero negativo		
a [cm]	7.71	5.32
c_{max} [cm]	15.26	14.51
β	0.85	0.85
a_{max}	12.97	12.34
As min [cm²]	5.43	4.90
db (diam varilla) [mm]	16	16
# varillas	3	3
As (-) [cm²]	13.11	8.59

# varillas refuerzo	4	2
As total negativo [cm2]	14.07	10.05
Separación entre varilla		
S, dist entre var [cm]	3.63	5.75
S min	2.54	2.54
	OK	OK
1. Chequeo de la cuantía		
Cuantía	0.78%	0.62%
	OK	OK

Tabla 13. Cálculo del acero negativo.

Cálculo del acero positivo.

Para el cálculo del acero positivo, como se está predimensionando las secciones para luego realizar su chequeo en el ETABS, se necesita conocer el momento positivo con el que se va a diseñar. Para esto se hará uso del método de los coeficientes del ACI, que ha permitido a ingenieros diseñar de forma simplificada, vigas y losas que corresponden a sistemas estructurales. El método establece 3 reglas para su uso: Las losas no deben tener una variación más del 20% en sus luces, deben ser luces continuas y la carga última debe ser menor a 3 veces la carga muerta. El método indica que para un momento se conoce que es igual a $M = \frac{wL^2}{Factor}$, en donde el ACI para 4 tramos establece para vigas empotradas, lo siguiente:

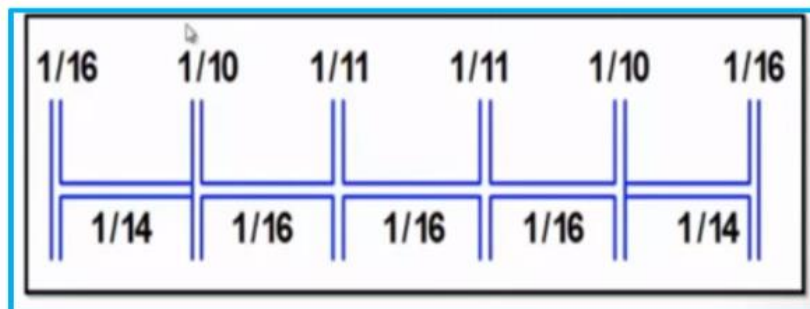


Figura 9. Método de los coeficientes para una viga empotrada de 5 tramos.

Por lo tanto, del método se encuentra que la relación que se repite para un tramo con respecto al momento negativo es de 10/14, 10/16 o 11/16, en donde se usará los valores que más se asemejen a la realidad una vez que se realice las diferentes iteraciones. Entonces se tendrá:

$$M(+) = \frac{10}{16} * Md(-) \quad (16)$$

Conociendo el momento se aplica la misma metodología que para el acero negativo y se hace el chequeo de que el acero positivo debe ser mayor o igual al 50% del acero negativo. Criterio que establece la NEC – SE – HM sección 4.2.6, para cumplir con un diseño sismorresistente.

Los resultados que se obtuvieron utilizando un factor de 10/16, resultaron en momentos más grandes de los que se obtuvo en el programa de ETABS. Para la viga interior se tuvo un $M(+) = 11.17 \text{ tonf.m}$ y para la viga exterior un momento de $M(+) = 7.70 \text{ tonf.m}$. Por lo que, los factores se corrigieron para obtener el momento brindado por el análisis estructural de 9.13 y 5.12 tonf.m respectivamente. El cálculo del diseño final para el acero positivo se presenta a continuación.

Acero Positivo		
Md (+) [tonf.m]	9.13	5.12
a [cm]	3.66	2.23
c_{max} [cm]	15.26	14.51
β	0.85	0.85
a_{max}	12.97	12.34
As min [cm²]	5.43	4.90
db (diam varilla) [mm]	16	16
# varillas	3	3
As (+) [cm²]	6.56	3.76
# varillas refuerzo	1	2
# varillas	1	0
As total positivo [cm²]	8.04	6.03
2. As(+) >= 0.5As(-)		
As+	8.04	6.03
0.5As-	7.04	5.03
chequeo	OK	OK

Tabla 14. Acero positivo.

Cálculo del momento nominal.

Una vez diseñada la viga se hace el cálculo de su momento nominal, en donde se compara con el momento de diseño predimensionado y posteriormente se tomará el momento de diseño real del ETABS y se comprobará de nuevo. Se calculará primero la longitud del bloque de Whitney y con esto se podrá conocer el brazo de palanca para conocer el Momento nominal de la viga. Para obtener la resistencia de diseño se lo multiplica por su factor de reducción antes definido de 0.9.

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'c b} \quad (17)$$

$$M_n = Asfy * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (18)$$

Momento nominal		
a (M -) [cm]	8.28	5.91
ϕM_n (-)	19.45	13.58
$M_u(-) \leq \phi M_n(-)$	OK	OK
ef. (-)	0.94	0.86
a + [cm]	4.73	3.73
ϕM_n +	11.65	8.40
$M_u + \leq \phi M_n +$	OK	OK
ef. +	0.78	0.61

Tabla 15. Cálculo del momento nominal.

Diseño de elementos a flexo compresión.

Para el predimensionamiento de una columna se tiene el criterio de que una columna siempre va a trabajar a flexo compresión, por lo tanto, para un diseño dúctil, se buscará que la columna trabaje a su momento máximo, para esto se toma que este punto estará aproximadamente al 1/3Pu, del diagrama de interacción. Entonces el código NEC – SE – HM en la sección 4.3.3 establece que la cuantía mínima en columnas sea del 1%, como se está predimensionando, se iterara con el 1.2%, $\rho = 0.012$. Entonces se sabe que $As = 0.012Ag$. Por lo tanto, se tendrá la siguiente ecuación.

$$P_u = \frac{0.85f'cAg + 0.012Agfy}{3} \quad (19)$$

Despejando el área bruta de la columna:

$$A_g = \frac{3P_u}{0.85f'cAg + 0.012Agfy} \quad (20)$$

En consecuencia, solo faltaría calcular P_u , para esto se tomará un área aferente de la columna en base a las cargas antes descritas.

$$C_u = 1,2 * \left(\sum C_M * \#pisos \right) + 1,6 \left(\sum C_V * \#Pisos \right) \quad (21)$$

$$A_t = \frac{L_1 + L_2}{2} * \frac{L_3 + L_4}{2} \quad (22)$$

El área tributaria se tomará del paño de losa descrito en la figura 3 dividido para 2. De igual manera como se trata de un predimensionamiento, se tomará un factor de mayorización de 1.20 que nos servirá luego de comprobar con el ETABS y corregir.

Predimensionamiento de columna		
Área tributaria, A_t	36.00	m ²
fm	1.20	-
Cu	2.41	T.m ²
Pu	104.26	T
Área de columna		
Ag	1,366	cm²
Lado pred	36.97	cm

Tabla 16. Cálculo del área para el prediseño.

En la tabla 16 se ve que para el área que se calculó se necesita una columna de 40x40 cm, sin embargo, para poder cumplir con los requerimientos de Nudo fuerte – viga débil que se explicara en secciones posteriores se tomara de 45 cm y 50 cm. Para el chequeo, se establece parámetros de cuantas varillas por cara de columna y se chequea que la cuantía de la combinación de varillas seleccionadas sea mayor al 1% pero lo más cercana a este valor.

Dimensiones de columna		
Ancho, a	45.00	cm
Prof, p	45.00	cm
Ag real	2,025	cm ²
var a	4	u
var p	4	u
Num var	12.00	u
db long	14	mm
db esq	16	mm
db est	10	mm
rec	2.50	cm
As	20.35	cm ²
Chequeo cuantía		
Cuantía	1.00%	OK

Tabla 17. Predimensionamiento de la columna.

Confinamiento.

Para el confinamiento se realizó el chequeo de que ninguna varilla puede estar separada más de 15 cm debido ya que el ACI R18.7.5.2 y la NEC – SE – HM en la sección 4.3.4. establece que la distancia entre varillas, h_x debe ser menor o igual 350mm.

Área confinada		
Ancho conf, bc	39.00	cm
Prof conf, pc	39.00	cm
Área confinada, Ac	1,521	cm ²
Separación entre var		
Sep a	10.67	cm
Sep p	10.67	cm
OK		

Tabla 18. Chequeo de la separación entre varillas longitudinales.

El diseño del refuerzo transversal el cual provee soporte lateral al refuerzo longitudinal, se hace el cálculo del acero con la tabla 18.7.5.4 del ACI. Si $P_U \leq 0.3f'cA_g$ y $f'c \leq 70MPa$:

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.3bc * S * f'c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \\ \frac{0.09 * bc * S * f'c}{f_y} \end{array} \right. \quad (23)$$

Si $P_U > 0.3f'cAg$ o $f'c > 70MPa$:

$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,09 * bc * S * f'c}{f_y} \\ 0.2 * S * bc * k_f * k_n * \frac{P_U}{f_{yt} * A_c} \end{array} \right. \quad (24)$$

Adicional a esto, si $P_U > 0.3f'cAg$ o $f'c > 70MPa$, el ACI 18.7.5.2 (f) establece que la distancia máxima entre ramas de estribos es de 200 mm. Los términos k_f y k_n se calculan según lo indicado en el ACI 18.7.5.4. P_U es la carga axial mayorada de la combinación que tenga sismo en la base de la columna.

Una vez conocida al área de las vinchas, se calcula el número que se necesita y se tiene en cuenta que los ganchos suplementarios tendrán un gancho de 135 grados al ser más efectivos en zonas sísmicas como lo estipula el comentario R18.7.5.2 del ACI.

Para los espaciamientos se tomará en consideración los siguientes parámetros dados por el ACI 18.7.5.1. Para la zona protegida se tiene:

$$L_o = \max \left\{ \begin{array}{l} a, p \\ \frac{L}{6} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (25)$$

Donde a es el ancho de la columna y p es la profundidad de la columna. El ACI 18.7.5.3 y 18.7.5.5 estipula lo siguiente para las diferentes zonas de la columna:

$$\text{Zona } L_o \rightarrow S_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\min(a, p)}{4} \\ 6db_{long} \\ 10 \text{ cm} \\ 10 + \frac{35 - h_x}{3} \end{array} \right. \quad (26)$$

$$\text{Zona } L_e \rightarrow S_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 6db_{long} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (27)$$

CONFINAMIENTO		
Lo	45.00	cm
S max	8	cm
Zona central, Le	170.00	cm
S max	8	cm

VINCHAS		
Ash	1.63	cm ²
# vinchas	2.1	u

Tabla 19. Diseño del confinamiento de la columna.

Se hace el cálculo aplicando el mismo procedimiento de una columna de dimensiones de 50x50cm debido a que por criterios del cálculo de capacidad del nudo. Por lo tanto, se presenta el resumen de las dos secciones que se van a usar.

Tabla de resultados de columnas						
a x p [cm]	# varillas/cara	db long	db esq	db est	S est	# vinchas
45x45	4.00	14.00	16.00	10.00	10.00	3.00
50x50	4.00	16.00	18.00	10.00	10.00	3.00

Tabla 20. Tabla de resultados de columnas.

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L2 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. Las columnas medianeras son de 45x45cm y las esquineras son de 50x50cm.



Figura 10. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 2 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L2 se usa el diseño de la viga 1. Para las columnas intermedias se usa una sección de 50x50cm y para medianeras de 45x45cm.



Figura 11. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 2 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para estructuras sismo resistentes se busca que los nudos tengan una capacidad nominal capaz de soportar las demandas dadas por un sismo, y que tenga la suficiente capacidad para disipar energía. Por esto, se hará un diseño por capacidad del nudo, en donde la idea es que a pesar de que se dé una falla de las vigas por flexión, el nudo siga teniendo capacidad operacional.

Para el diseño se establece que la demanda del nudo debe ser menor al momento nominal del mismo. Por lo tanto, la 1ra condición que se buscará cumplir será: $V_j \leq \phi V_n$

En donde la demanda del nudo será igual a:

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col} \quad (28)$$

Tal que:

$$T_1 = 1.25A_s(-)fy \quad (29)$$

$$T_2 = 1.25A_s(+)\,f_y \quad (30)$$

$$V_{col} = \frac{Mpr_1 + Mpr_2}{H} \quad (31)$$

Los momentos probables o plásticos serán igual a:

$$Mpr_i = Ti\left(d - \frac{Ti}{1.7f'cb}\right) \quad (32)$$

Diseño de cortante-1era condición		
T₁ [tonf]	73.89	52.78
T₂ [tonf]	42.22	31.67
Mpr₁ [tonf.m]	26.25	18.37
Mpr₂ [tonf.m]	15.94	11.52
V_{col} [tonf]	16.23	11.50
V_j [tonf]	99.89	72.95

Tabla 21. Cálculo de la demanda a cortante del nudo.

El ACI 18.8.4.1 estipula que la resistencia nominal del nudo será:

Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras ^[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas ^[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para otros casos	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]

[1] Véase 18.8.4.2.

[2] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j está dado en 18.8.4.3.

Figura 12. Tabla 18.8.4.1 tomada del ACI 318-14.

Donde los factores de 1.7, 1.2 y 1.0, para un sistema MKS, en el apéndice B del ACI, se tiene

lo siguiente:

$$\alpha \rightarrow \begin{cases} \text{Columna interna} \rightarrow \alpha = 5.3 \\ \text{Columna medianera} \rightarrow \alpha = 4.0 \\ \text{Columna esquinera} \rightarrow \alpha = 3.2 \end{cases}$$

Donde se establecen las siguientes condiciones según el ACI 18.8.4.3 para el área efectiva A_j .



Figura 13. Condición para el cortante nominal para α .

Si $b < 0.75a$ → tome un valor menor de a

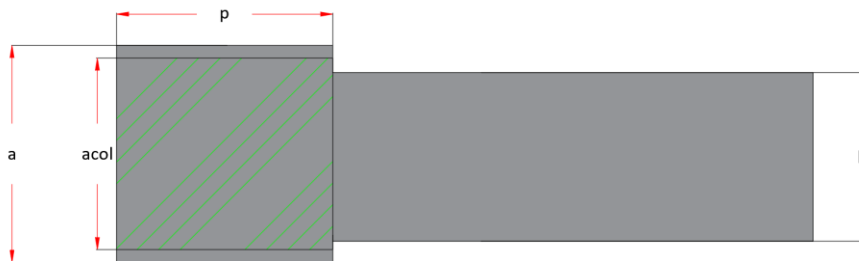


Figura 14. Cálculo de A_c .

$$A_c = a_{col} * p \quad (33)$$

$$a_{col} = \frac{a + b}{2} \quad (34)$$

El ACI 21.2.4.4 estipula que para el factor de seguridad ϕ se use 0.85.

El ACI 18.8.4.3. estipula que, para el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo, se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. En donde el ancho efectivo resulta del promedio del ancho de columna y viga.

Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b > 0.75a$	OK	OK	OK
α definitivo	5.30	4.00	3.20
Ac [cm ²]	2,250.0	1,867.5	2,200.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	146.89	92.01	86.72
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 22. Cálculo de la resistencia nominal.

En la tabla 22, se observa el cálculo de los tres tipos diferentes de nudos en las diferentes columnas. Para las columnas intermedias y medianeras se tuvo de 45x45 cm y para las esquineras se tuvo de 50x50 cm para que cumpla la 1ra condición

Para la segunda y tercera condición se chequeará la altura de la viga no sea mayor a la profundidad de la columna y que la profundidad de la columna sea mayor a 20db, para el chequeo de adherencia. Esto en base al ACI 18.8.2.4 y ACI 18.8.2.3 donde el refuerzo longitudinal de una viga que atraviese el nudo viga-columna, la dimensión paralela al refuerzo, no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	45	43	43
p_{col} [cm]	50	45	50
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	32.00	32.00	32.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 23. Chequeo de la 2da y 3ra condición del nudo.

Cortante y torsión en elementos a flexión.

Para el diseño del cortante, usualmente se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\frac{V_u - V_c}{\phi} - V_c}{f_y * d} \quad (35)$$

Entonces, lo importante es realizar el diseño de los estribos por capacidad, ya que así se considerará el acero longitudinal de la viga, lo cuales provocan momentos en los extremos de la viga, produciendo una doble curvatura, y estos a su vez unas fuerzas de corte hiperestáticas. La NEC-SE-HM establece lo siguiente en la sección 5.2.1.

$\phi_s V_N \geq \frac{M_i^o + M_j^o}{L - d} + V_{ug}$	
Dónde:	
M_i, M_j	Capacidades en momento multiplicadas por el factor de sobre-resistencia, en los extremos del elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, para las dos direcciones de carga.
L	Longitud entre caras del elemento en flexión.
d	Altura efectiva del elemento.
V_{ug}	Cortante a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga muerta sin mayorar que actúa sobre el elemento.
V_n	Resistencia nominal al cortante calculada mediante
$V_n = V_c + V_s$	

Figura 15. Resistencia a cortante de elementos en flexión según la NEC-SE-HM en la sección 5.2.1.

Para los momentos plásticos se hace uso del procedimiento que se mostró en la sección del cálculo de los nudos y para el cortante a una distancia $d/2$, se hace uso de los resultados obtenidos del cálculo estructural con ETABS. Por lo tanto, los cálculos de esta sección se presentan más adelante.

La NEC-SE-HM y el ACI 18.6.4.4 establece que se debe colocar estribos de confinamiento en las siguientes regiones:

- El primer estribo cerrado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo.

- En longitudes $2h$ a cada lado de una sección en la que se pueden formar rotulas plásticas. El espaciamiento de los estribos cerrados no debe exceder el menor de (a) hasta (c).
 - a) $d/4$
 - b) seis veces el diámetro de las barras principales a flexión.
 - c) 150 mm.

En el ACI 18.6.4.6 se determina que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmico, como se muestra en la Fig. R18.6.4. del ACI 318-14, en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

Modelación y chequeo en el programa ETABS.

Lo primero fue definir la geometría inicial como se mostró en las figuras 1 y 2. Posterior se definió el material, siendo un hormigón con una capacidad a compresión de 210 kgf/cm^2 , y el módulo de elasticidad se calculó con la ecuación del ACI 19.2.2.1(b) de $E_c = 15100\sqrt{210} = 218819.79 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.


General Data	
Material Name	fc 210
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0,0024 kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0,000002 kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	218819,79 kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0,166667
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000099 1/C
Shear Modulus, G	93779,91 kgf/cm ²

Figura 16. Definición del material ETABS.

Se definió la sección de la viga predimensionada y de la columna, con una inercia agrietada al 80% para columnas como estipula la NEC – SE – DS en la sección 6.1.6 de modelación estructural. Para la viga no se la coloca al 50% de agrietamiento debido a que la losa se la trabaja como una membrana, por lo tanto, no aporta rigidez y la sección de la viga trabaja al 100%.

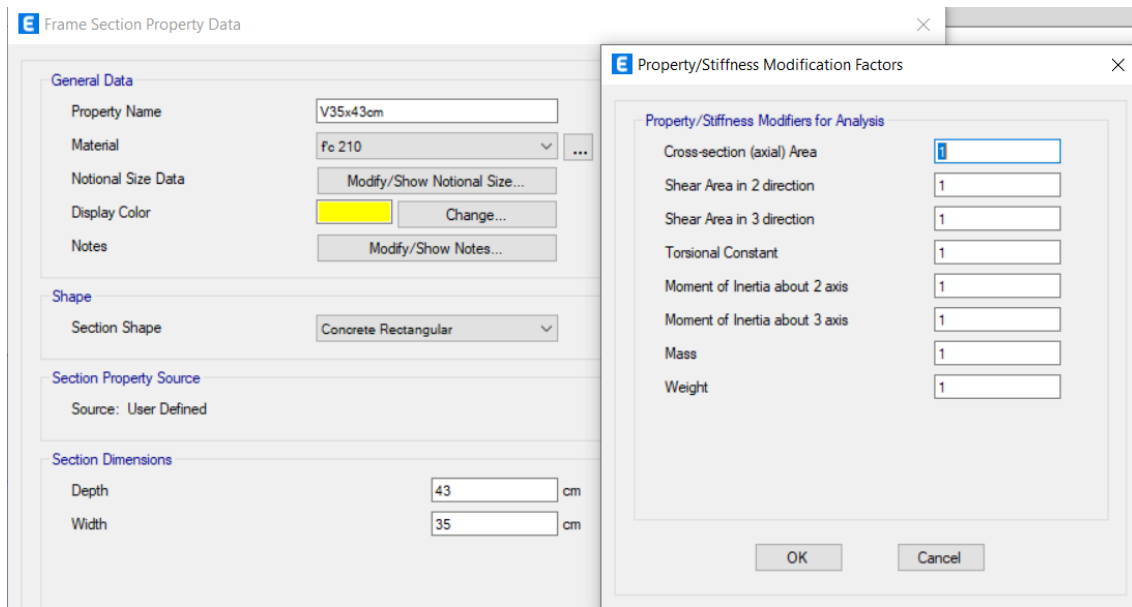


Figura 17. Definición de la dimensión de la viga.

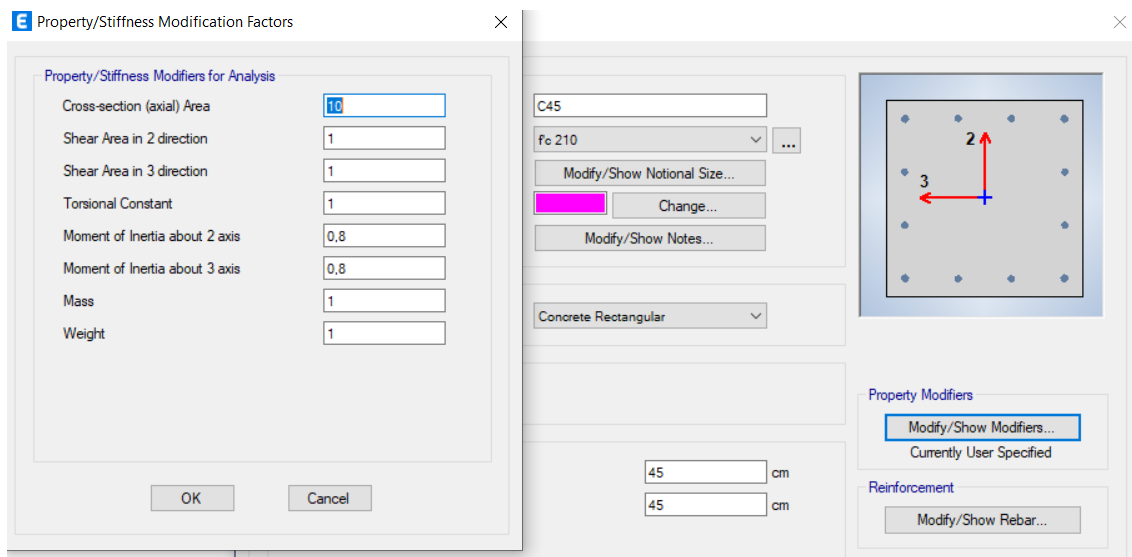


Figura 18. Definición de la dimensión de la columna.

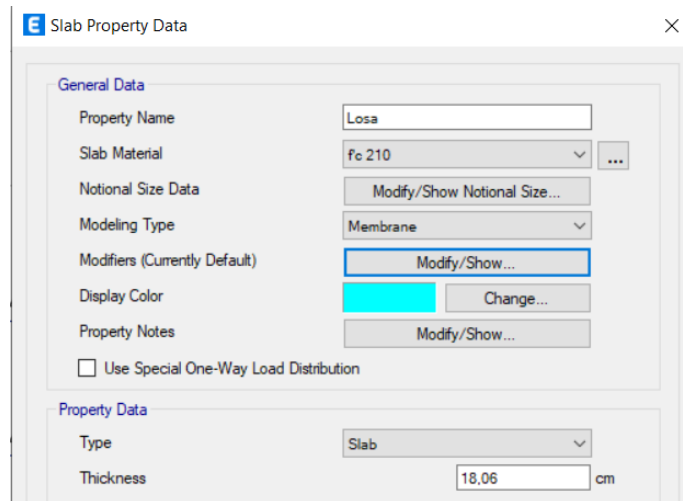


Figura 19. Definición de la losa.

El modelo quedo de la siguiente manera.

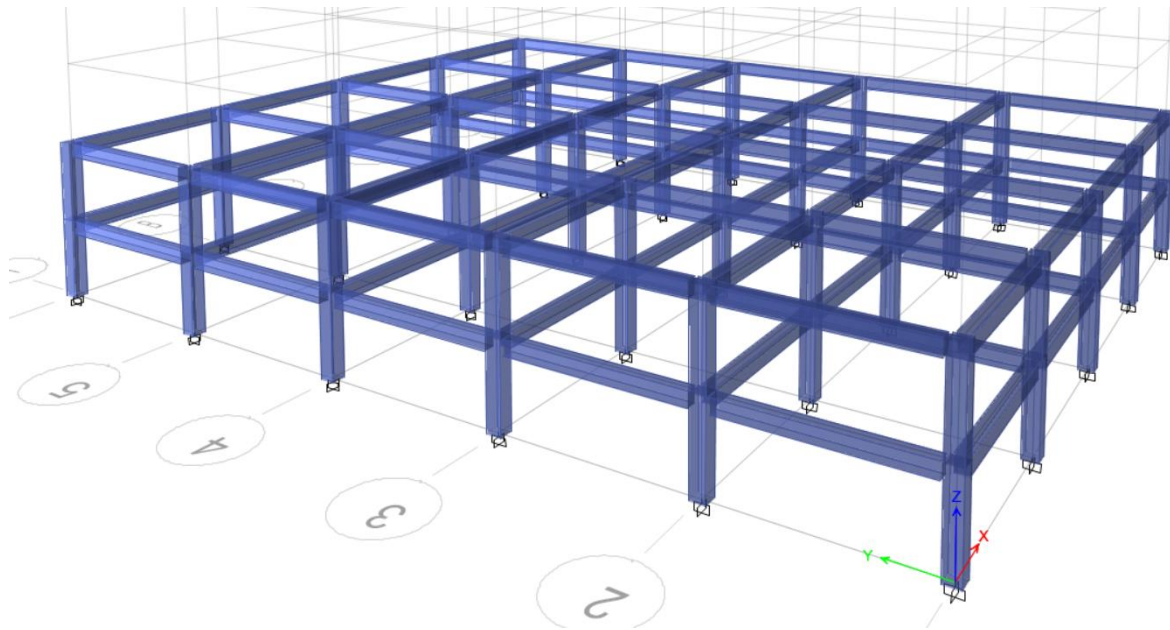


Figura 20. Modelo en ETABS del edificio de 2 pisos para $\Delta = 2.0\%$.

Para las cargas se las estableció como una carga distribuida sobre la losa, en donde se restó el peso propio de la losa ya que el patrón de carga muerta ya la considerara.

CARGA MUERTA	0.74	Ton/m2
CM etabs	0.31	Ton/m2

Tabla 24. Carga muerta calculada y carga muerta que se introdujo en el ETABS.

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name: VIV

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (tonf/m ²)
Dead	0.31
Live	0.2

Note: Loads are in the gravity direction.

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Figura 21. Definición de la carga distribuida sobre la losa.

Se estableció zonas rígidas en las conexiones de vigas columnas de un factor del 50%, esto para obtener los momentos dentro del nudo.

Frame Assignment - End Length Offsets

End Offset Along Length

Automatic from Connectivity

Define Lengths

End-I m

End-J m

Rigid-zone factor

Frame Self Weight Option

Auto

Weight Based on Full Length

Weight Based on Clear Length

OK Close Apply

Figura 22. Zonas rígidas.

Por último, se agregó un diafragma a todas las losas, que ayudara para el análisis dinámico y se asignó la masa.

Mass Source Data

Mass Source Name

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1

Add Modify Delete

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Figura 23. Definición de la masa.

Análisis del cortante estático.

Para el análisis del cortante estático se siguió la metodología establecida por la NEC-SE-DS.

En el presente trabajo se aplica el procedimiento de cálculo del diseño basado en fuerzas (DBF) de la sección 6.3.1., en donde se establece:

- Determinar el espectro de diseño $S_a(T)$ de acuerdo con las características geotectónicas del lugar del proyecto.
- Cálculo aproximado del periodo fundamental de vibración aproximado T_a .
- Determinación del cortante de base V con los resultados anteriores.
- Dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas y verificación de que la deriva no sobrepase el valor permitido.

Espectro de diseño $S_a(T)$.

En la sección NEC-SE-DS 3.2.2 se tomó el valor de los coeficientes F_a (coeficiente de ampliación de suelo en la zona de periodo corto), F_d (ampliación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca) y F_s (comportamiento no lineal de los suelos). Además, en la sección 3.1.1. se tomó el valor del factor de la zona sísmica Z , el valor de la relación espectral η , que varía según la región del Ecuador y las ecuaciones para graficar el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. El mismo obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%. Las ecuaciones usadas son válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a dos rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (36)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (37)$$

Donde:

r , es el factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto: $r = 1$, para todos los suelos con excepción del suelo tipo E y $r = 1.5$ para el suelo tipo E.

T_c , es el periodo límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño y se calcula como se observa en la figura 24.

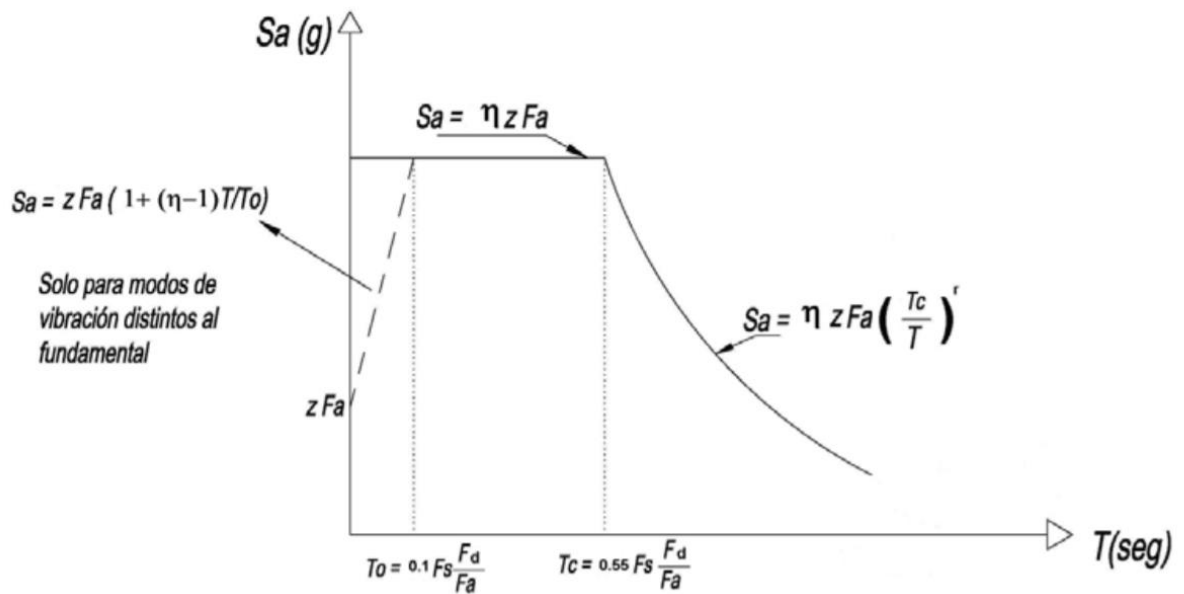


Figura 24. Figura 3 extraída de la NEC-SE-DS.

Descripción	Valor	Unidad
Tipo de suelo	D	-
Zona sísmica	VI	-
Z	0.50	g
η	1.80	-
F_a	1.12	-
F_d	1.11	-
F_s	1.40	-
r	1.00	-
T_c	0.76	seg
T_o	0.14	seg

Tabla 25. Coeficientes sísmicos del proyecto.

Una vez que se tenía los coeficientes se trazó el espectro de respuesta haciendo uso de las ecuaciones para cada periodo de vibración estructural y encontrando los respectivos limites como indica la figura 24.

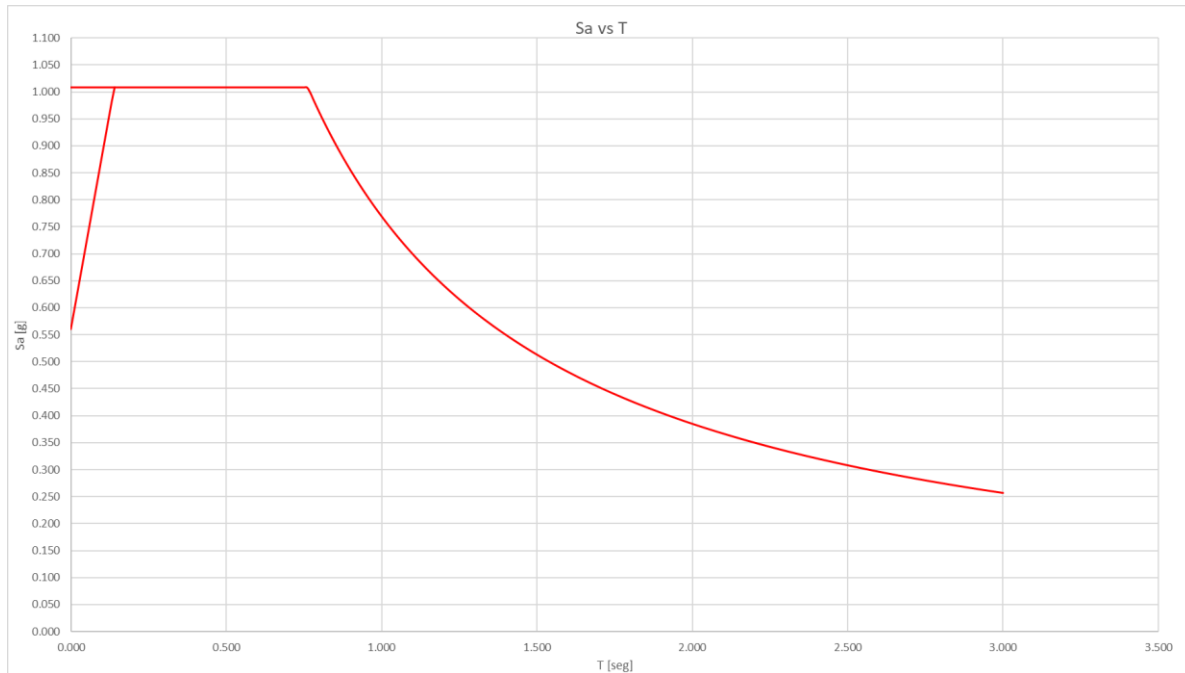


Figura 25. Espectro sísmico elástico de aceleraciones para un suelo tipo D ubicado en la región de la costa fuera de esmeraldas y en una zona sísmica VI según estipula la NEC.

Periodo fundamental de vibración aproximado T_a .

Basándose en la sección 6.3.3. de la NEC-SE-DS, en donde se hace uso del método 1 que se lo ve en la figura 26. Se establecen los coeficientes del tipo de estructura que se refleja en la figura 27.

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Dónde:

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T Período de vibración

Figura 26. Sección 6.3.3. de la NEC-SE-DS.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Figura 27. Tabla del tipo de estructura de la sección 6.3.3. de la NEC-SE-DS.

Por lo tanto, usando el método 1, se tiene los siguientes resultados como se ve en la tabla 26.

Descripción	Valor	Unidad
h	5.20	m
Tipo de estructura	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	
C_t	0.055	-
α	0.9	-
T_a	0.24	seg
T_a	0.33	seg
$S_a(T_a)$	1.01	g

Tabla 26. Cálculo del periodo de vibración estructural usando el método 1.

Se debe resaltar que al final el periodo de la estructura se comparara con el del ETABS que se obtiene en su primero modo de vibración, entonces se corregirá en la hoja de cálculo y es el presentado en la tabla 26.

Cortante de base V.

Para el cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas ultimas, que se va a aplicar a la estructura en una dirección especificada, se lo determina como se indica en la sección 6.3.2. de la norma y se lo observa en la figura 28 del presente trabajo.

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E} W$$

Dónde

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
ϕ_P y ϕ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Período de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Figura 28. Ecuación y parámetros del cortante basal de diseño extraído de la NEC-SE-DS. Como se observa en la figura 28, las constantes que faltaría determinar para el uso de la ecuación sería el factor de reducción R , el coeficiente de importancia I y los coeficientes de configuración de planta y elevación.

Para el factor R , que permite la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual la NEC estipula que para el caso del método DBF, es un parámetro constante en función dependiente únicamente de la tipología estructural. Para la cual se hace uso de la sección 6.3.4. de la NEC-SE-DS en donde se toma los valores de la tabla 15 de la misma. Para el proyecto se considera un sistema estructural dúctil, pórtico resistente a momento y con vigas descolgadas. De aquí se toma de la sección 4.1 de la NEC-SE-DS de la tabla 6 el coeficiente I , en donde el tipo de uso que se destina es para uso doméstico.

Para el cálculo de la carga sísmica reactiva W , la sección 6.1.7 de la NEC establece que se debe tomar como el peso de la estructura. Por lo tanto, se la obtiene haciendo uso del programa ETABS. Los resultados de los coeficientes se observan en la tabla 27.

Coeficientes y peso de la estructura		
I	1.00	-
W, peso de la estructura	1382.75	tonf
R	8.00	-

Tabla 27. Coeficiente de importancia, peso de la estructura y capacidad de disipación. Para los coeficientes de configuración en planta y elevación se los calcula como se indica en la 11 y 12 de la sección 5.2.1. y la tabla 13 y 14 de la sección 5.2.2. de las NEC-SE-DS respectivamente. Para el proyecto actual se observa el cálculo de estos factores en la tabla 28.

Coeficientes de configuración en planta y elevación	
ϕ_p	1.00
ϕ_e	1.00

Tabla 28. Coeficientes de configuración en planta y elevación.

Una vez que se tiene todos los coeficientes y factores para el cálculo del cortante basal de diseño, se puede calcular V. Se destaca que la fórmula de V vendría a ser la multiplicación de varias constantes en donde se obtiene un porcentaje que se lo multiplica por el peso de la estructura. Por lo tanto, el cálculo de V vendría a ser una fracción del peso muerto de la estructura. Este coeficiente usa el ETABS para realizar el cálculo en base del DBF. El cálculo de este factor se lo refleja en la tabla 29.

Por último, para el cálculo de factor k, en la NEC-SE-DS se lo determina en la sección 6.3.5. en donde se abarca la distribución de fuerzas sísmicas laterales. Como no está dentro del alcance de este proyecto determinar la distribución lineal (triangular) establecida en el código, se hará uso del ETABS en donde es necesario introducir el valor de k, que se encuentra en función del periodo de vibración de la estructura en donde en la sección antes mencionada. Se establece lo siguiente:

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Figura 29. Determinación de k según la sección 6.3.5. de la NEC-SE-DS.

Los resultados se reflejan en la tabla 29.

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vbe, min	174.23	t
Vetabs	171.54	t
Factor de corrección	1.0157	
Coef	0.127976	
V real		t

Tabla 29. Cortante basal vs cortante basal obtenido en el ETABS.

Como el valor obtenido en el ETABS es menor al mínimo calculado por el procedimiento por el DBF, entonces se aplica el nuevo coeficiente de 0.127976, en donde al realizar el análisis, queda los siguientes resultados.

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vbe, min	174.23	t
Vetabs	174.23	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.126000	
V real	174.23	t

Factor k		
Descripción	Valor	Condición
k	1.00	

Tabla 30. Cortante basal de diseño y factor k.

Análisis dinámico.

La NEC-SE-DS establece que para los procedimientos dinámicos en la sección 6.2.2., se debe hacer obligatoriamente un análisis espectral, en donde se usara el espectro elástico en

aceleraciones que se describió en la sección 3.3.1 del código y que se calculó previamente en el presente trabajo. El análisis paso a paso en el tiempo no es necesario para el proyecto actual debido a que la estructura no tiene sistemas disipadores que se especifican en la sección 8 del código.

Para el análisis dinámico se basó en el criterio de los osciladores, en donde la masa de una losa sería la masa del oscilador y la rigidez del resorte vendría a ser la rigidez de las columnas. Para realizar este análisis se obtuvo el espectro inelástico, la NEC-SE-DS en la sección 6.2.2. establece que la condición de aplicación es que en ningún caso los parámetros reducidos serán menores al cortante basal de respuesta elástica dividido por R . Por lo tanto, establece que los valores del espectro de diseño que se obtuvo previamente serán modificados por el factor de importancia I , los coeficientes de configuración de planta y elevación y el factor R . En la figura 30 se observa el espectro inelástico calculado con los nuevos parámetros del espectro de diseño modificados.

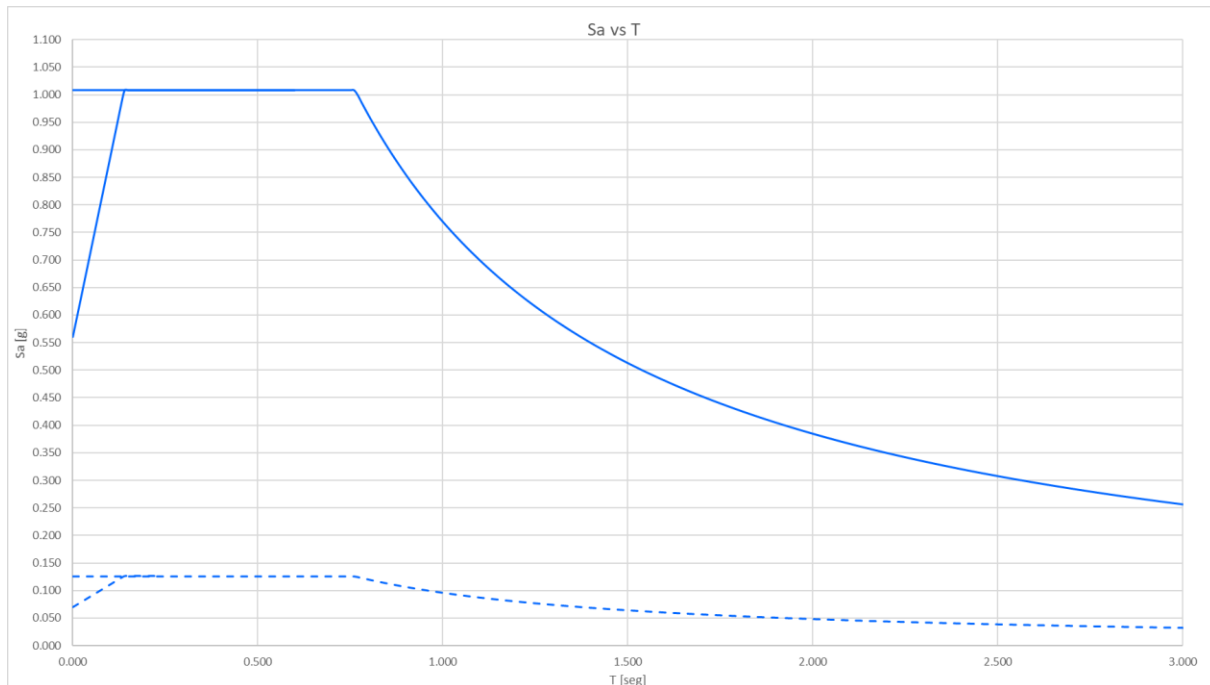


Figura 30. Espectro inelástico.

Una vez que se encontró el espectro inelástico, se lo introdujo al ETABS como una función, y se creó dos casos que consideraban una excentricidad del 5% y que respondían a esta función., definiendo el factor de gravedad en cada caso.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

La NEC – 2015 establece que el cortante basal dinámico debe ser mayor al 80% del cortante basal estático en estructuras regulares y del 85% en estructuras irregulares. En donde el cortante basal dinámico en las dos direcciones se lo obtiene en el ETABS y se analiza si cumple. En el caso de no cumplir se lo multiplicaría por un factor a la constante de gravedad definida en cada caso.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	174.23	t
Vx - prog	152.43	t
Coef	1.00	
Vy - prog	152.6	t
Coef	1.00	

Chequeo V_E vs V_D		
$V_D > 0.80V_E$		
V_D	vs	$0.80V_E$
152.43	>	139.38
OK		

Tabla 31. Cortante basal dinámico y coeficientes de corrección.

En la tabla 31 se observa el valor del cortante basal dinámico y del 80% del cortante basal estático. Se observa que, al realizar el chequeo, el cortante basal dinámico resulta mayor al 80% del cortante basal estático.

Chequeo de derivas.

Una vez que se ha calculado los cortantes basales y ha cumplido los requerimientos dado por la NEC, se realiza el chequeo de las derivas. En la sección 4.2.2. de la NEC-SE-DS se establece los límites permisibles de las derivas de los pisos.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Figura 31. Límites permisibles de deriva. Tabla extraída de la NEC-SE-DS.

Para las derivas se usa la herramienta del ETABS y para obtener el % de deriva la NEC en la sección 6.3.9. establece que la deriva obtenida en base a los desplazamientos en aplicación de

las fuerzas laterales de diseño reducidas se la debe multiplicar por un factor cd que es igual al 75% del factor de disipación de energía del edificio, R .

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia (véase la sección [6.3.4](#))

Figura 32. Límites permisibles de deriva obtenido de las NEC-SE-DS.

A continuación, se presenta las derivas obtenidas en base a los desplazamientos por fuerzas laterales y el gráfico de las derivas máximas por losa.

Derivas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L2	EX	5.2	0.001066
L1	EX	2.6	0.000928
Base	EX	0	0

L2	EY	5.2	0.001004
L1	EY	2.6	0.000879
Base	EY	0	0

Tabla 32. Derivas máximas por desplazamiento en cada losa.

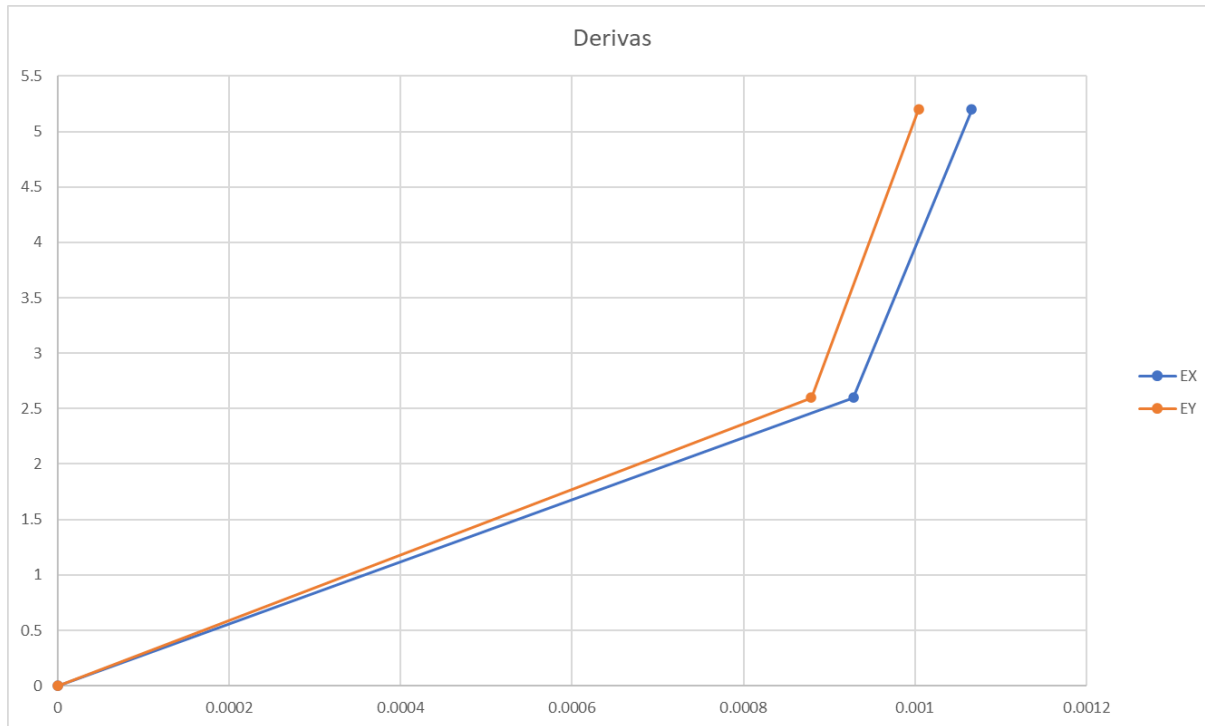


Figura 33. Derivas de desplazamiento máximas.

Ahora para el chequeo a las derivas encontradas previamente, se obtiene la máxima de cada caso de análisis y se calcula la deriva inelástica como se indica en la figura 33.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.001066	OK
Δm x	0.64%	
Deriva y	0.001004	OK
Δm y	0.60%	

Tabla 33. Chequeo de las derivas para un edificio de 2 pisos con una deriva máxima permitida del 2.00%,

En la tabla 33 se observa que se tiene una deriva abajo del 1% en donde las secciones no se pueden reducir debido a que el diseño lo controla los criterios de nudo fuerte-viga débil. Al momento de bajar las secciones de las vigas y columnas, no estaríamos cumpliendo con los criterios de cortante en el nudo. Por esta razón, se continua bajo la hipótesis de reducir la deriva máxima al 0.5%.

Diseño final.

Una vez que se verificó que cumple con la deriva se hace un chequeo de los momentos y cortantes de diseño que se obtuvo con el análisis estructural, en donde se realiza el diseño final de las secciones. De este análisis estructural se verificó si las secciones cumplieron en su momento nominal y se procedió a corregir el momento de diseño antes predimensionado, En las secciones anteriores se presentó el diseño de los momentos definitivos obtenidos del análisis estructural.

Diseño de cortante.

Para el diseño a cortante por capacidad se necesitaba el cortante de las cargas gravitacionales por lo que se decidió dejar esta última sección después del modelado en el ETABS, para así con todos los datos aplicar el procedimiento antes descrito. Se resalta que en el ACI 18.6.5.2. dispone que el refuerzo transversal debe diseñarse suponiendo $V_c = 0$, si el cortante hiperestático V_p , que se calcula de la sumatoria de los momentos plásticos dividido para la luz libre de análisis, es mayor o igual a la mitad de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas o lo que sería:

$$V_u = V_a + V_p \quad (38)$$

Cortante		
T₁ [tonf]	73.89	52.78
T₂ [tonf]	42.22	31.67
M_{pr1} [tonf.m]	26.25	18.37
M_{pr2} [tonf.m]	15.94	11.52
V_a isostático [tonf]	10.00	5.60
V_p hiperestático [tonf]	7.67	5.39
V_u [tonf]	17.67	10.99
V_u [tonf]	17.67	10.99
Check V_p >= 0.5V_u	V_c=0	V_c=0
V_c [tonf]	12.50	11.29

Vc def [tonf]	0.00	0.00
ϕ	0.75	0.75
Vs [tonf]	23.56	14.65
db estribos	10	10
Av [cm²/m]	13.78	9.01
As [cm²]	1.57	1.57
# estribos/m	8.77	5.74
S req [cm]	11.00	17.00
Zona protegida y zona central		
2h [cm]	90	86
Smax [cm]	9	9
Zona central [cm]	370	378
Smax [cm]	20	20

Tabla 34. Diseño de los estribos para los elementos sometidos a flexión.

En la tabla 34 se observa cómo se hizo el cálculo por capacidad, en donde se encontró los cortantes hiperestático e isostáticos para obtener el cortante de diseño. Haciendo el chequeo del ACI 18.6.5.2 se hace los cálculos asumiendo un $V_c = 0$, esto debido a que se brinda una seguridad adicional en lugares donde potencialmente se puedan producir articulaciones de flexión. Sin embargo, se presenta lo que aporta el concreto, debido a que el concreto confinado aumenta resistencia y el núcleo del concreto juega un papel importante en el comportamiento de la viga. Para el cortante de diseño se obtiene que, para estribos de 10 mm, el espaciamiento requerido en las zonas confinadas es de 11 y 17 cm para la viga interior y exterior respectivamente, por lo que el diseño se controla, por los criterios de confinamiento descritos en la sección de cortante y torsión, en donde se presenta que estarán espaciados a 9 y 20 cm en la zona plástica y elásticas respectivamente para ambos diseños.

Chequeo de columnas

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Dentro del mismo se dibuja las fuerzas de diseño para una columna intermedia, medianera y esquinera. Se elige la más crítica de cada grupo. Además, se hace la comprobación de que la fuerza axial proveniente de una combinación que considere el sismo cumpla $P_u \leq 0.3f'cAg$. Las

columnas que no cumplan este criterio, el ACI considera que este límite indica el inicio del comportamiento controlado por compresión. Por lo que se considera el mayor entre la ecuación (b) y (c) de la tabla 18.7.5.4 del ACI, para la selección del acero de confinamiento.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	96.70	53.28	30.91
Mu [tonf.m]	12.77	9.82	13.00
Pu/f'cAg<0.2			
Pu [tonf]	96.70	53.28	30.91
c1 [cm]	50	45	50
c2 [cm]	50	45	50
f'cAg	525.00	425.25	525.00
Check	0.18	0.13	0.06
	OK	OK	OK

Tabla 35. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.

50x50 cm			45x45 cm		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
288.24	0.00	0.00	231.54	0.00	0.00
288.24	0.00	11.27	231.54	0.00	8.04
266.38	0.00	17.53	214.21	0.00	12.57
226.40	0.00	22.38	181.91	0.00	16.06
183.65	0.00	25.97	147.42	0.00	18.60
134.92	0.00	28.70	108.18	0.00	20.46
117.40	0.00	32.30	94.76	0.00	23.00
91.95	0.00	35.00	74.31	0.00	24.81
37.85	0.00	28.18	30.00	0.00	19.66
19.74	0.00	17.28	15.89	0.00	11.86
99.73	0.00	0.00	77.28	0.00	0.00

Tabla 36. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 50x50cm y 45x45cm.

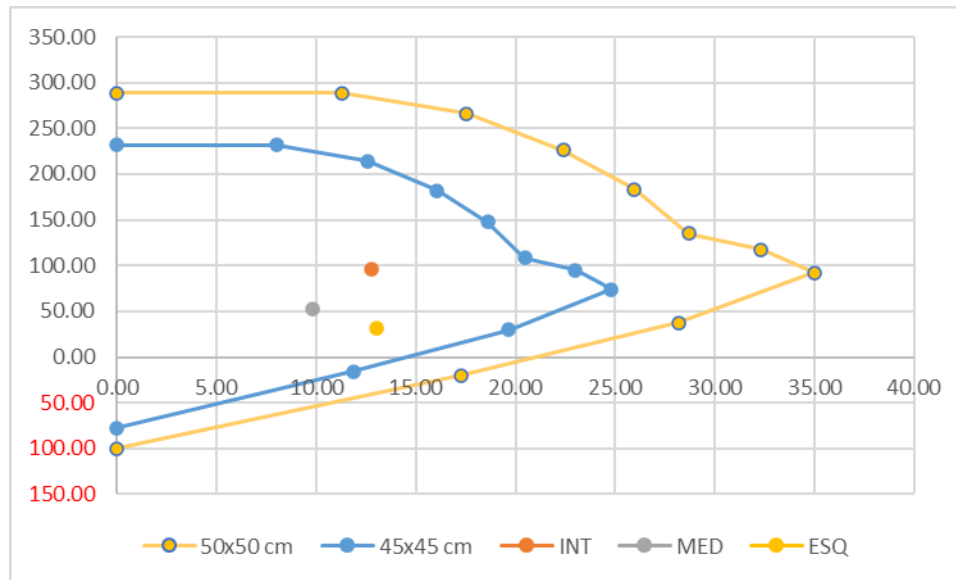


Figura 34. Diagrama de interacción.

Entonces, se observa que todas las columnas están por debajo del punto de balance del diagrama de interacción. Por lo tanto, se considera que los pórticos diseñados son dúctiles.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 1% en un edificio en donde el diseño se controló por criterios de la capacidad del nudo, se obtuvo las siguientes secciones.

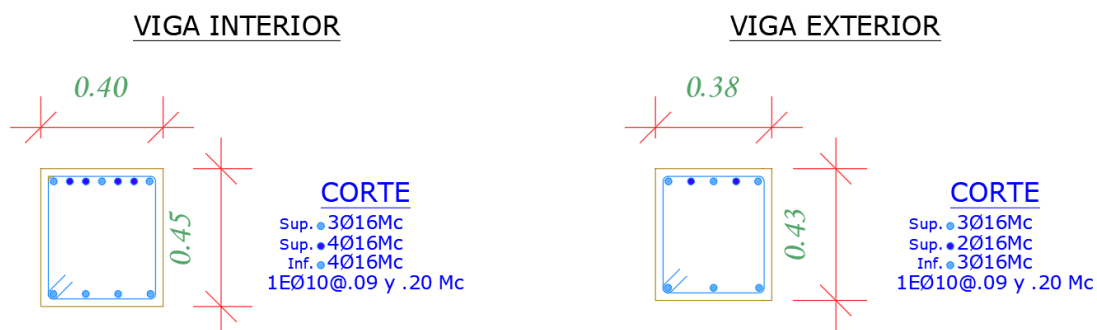
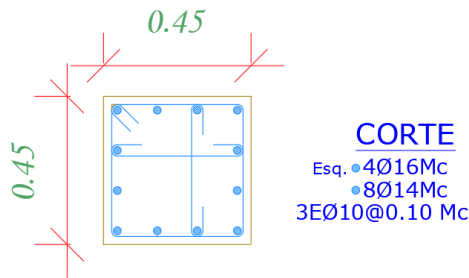


Figura 35. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 2 pisos con una deriva máxima permitida del 2.0%.

COLUMNA INTERMEDIA Y MEDIANERA



COLUMNA ESQUINERA

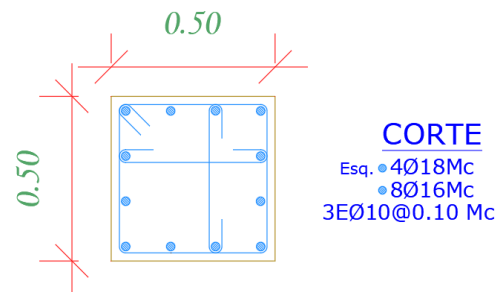


Figura 36. Secciones transversales de las columnas utilizadas en un edificio de 2 pisos con una deriva máxima permitida del 2.0%.

Deriva máxima del 1.5% y 1.0%.

Para el análisis de la deriva máxima permisible del 1.5% se utilizan los mismos resultados que se encontró en la sección de la deriva máxima permisible del 2.0%, debido a que el diseño presentó una deriva inferior a 1.0%, los mismos pórticos se utilizan para una deriva máxima del 1.0%.

Deriva máxima del 0.5%.

Para el cálculo de las secciones para cumplir una deriva máxima del 0.5% se hará uso del mismo procedimiento antes descrito. Para obtener las secciones, se iterará empezando por las columnas iterando 5 cm por lado. Para las vigas, en el procedimiento anterior se encontraba el peralte de estas en función de la base de la viga que se le asigne y el momento de diseño. Como el momento de diseño se asume que no variara mucho, se hará un incremento de la sección en función de que cumpla la relación descrita en la sección de diseño de elementos a flexión para $\Delta_M = 2.0\%$.

Diseño de elementos a flexión.

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

	Viga 1	Viga 2
b col(ancho columna) [m]	0.55	0.55
Mom estático, M_E [tonf.m]	26.88	26.88
Factor de mayorización	1.19	0.85
M de diseño, M_d [tonf.m]	17.60	12.55

Tabla 37. Momentos de diseño para un edificio de 2 pisos.

Predimensionamiento de viga		
	Viga 1	Viga 2
b viga [cm]	42.00	42.00
d [cm]	37	31
h [cm]	40	34
hdef [cm]	50.00	50.00
rel h/b	1.19	1.19
	OK	OK
d [cm]	45.70	45.70

Tabla 38. Secciones de la viga interior y exterior para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para el cálculo del acero se lo realizó como se presenta en las secciones del cálculo del acero positivo, negativo y de la misma forma para el momento nominal. Para estos diseños y los que se realicen en adelante en donde se hace que la deriva controle el diseño, se realizan los mismos chequeos de sismo resistencias. Estos estarán presentes en todas las tablas de resultados de los cálculos hechos.

Acero negativo		
a [cm]	6.12	4.27
c_{max} [cm]	17.14	17.14
β	0.85	0.85
a_{max}	14.57	14.57
As min [cm²]	6.40	6.40
db (diam varilla) [mm]	16	16
# varillas	4	4
As (-) [cm²]	10.92	7.62
# varillas refuerzo	2	0
As total negativo [cm²]	12.06	8.04

Separación entre varilla		
S, dist entre var [cm]	5.08	9.53
S min	2.54	2.54
	OK	OK
1. Chequeo de la cuantía		
Cuantía	0.57%	0.38%
	OK	OK

Tabla 39. Acero negativo para un elemento a flexión para $\Delta_M = 0.5\%$.

Acero Positivo		
Md (+) [tonf.m]	9.10	5.30
a [cm]	3.05	1.75
c _{max} [cm]	17.14	17.14
β	0.85	0.85
a _{max}	14.57	14.57
As min [cm ²]	6.40	6.40
db (diam varilla) [mm]	16	16
# varillas	4	4
As (+) [cm ²]	5.65	3.22
# varillas refuerzo	1	2
# varillas	0	0
As total positivo [cm ²]	8.04	8.04
2. As(+) >= 0.5As(-)		
As+	8.04	8.04
0.5As-	6.03	4.02
chequeo	OK	OK

Tabla 40. Acero positivo para un elemento a flexión para $\Delta_M = 0.5\%$.

Momento nominal		
a (M -) [cm]	6.76	4.51
$\phi M_n (-)$	19.30	13.21
Mu(-) $\leq \phi M_n (-)$	OK	OK
ef. (-)	0.91	0.95

a + [cm]	4.51	4.51
$\phi M_n +$	13.21	13.21
Mu + $\leq \phi M_n +$	OK	OK
ef. +	0.69	0.40

Tabla 41. Momento nominal para la viga interior y exterior para $\Delta_M = 0.5\%$.

Diseño de elementos a flexo-compresión.

Para el diseño de las columnas se sigue el procedimiento explicado en la sección del predimensionamiento de las columnas y se realice su chequeo final de comportamiento en el ETABS. Se presenta los resultados de la última iteración en la cual se cumplió una deriva máxima inelástica de 0.5%.

Dimensiones de columna		
Ancho, a	55.00	cm
Prof, p	55.00	cm
Ag real	3,025	cm2
var a	5	u
var p	5	u
Num var	16.00	u
db long	16	mm
db esq	16	mm
db est	10	mm
rec	2.50	cm
As	32.15	cm2
Chequeo cuantía		
cuantía	1.06%	OK

Tabla 42. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 0.5\%$.

Área confinada		
Ancho conf, bc	49.00	cm
Prof conf, pc	49.00	cm
Área confinada, Ac	2,401	cm2
Separación entre var		
Sep a	10.00	cm
Sep p	10.00	cm
OK		

Tabla 43. Área confinada para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 0.5\%$.

CONFINAMIENTO		
Lo	55.00	cm

S max	10	cm
Zona central, Le	150.00	cm
S max	10	cm
VINCHAS		
Ash	2.12	cm ²
# vinchas	2.7	u

Tabla 44. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L2 se usa el diseño de la viga 2. Para las columnas medianeras y esquineras se utilizó una sección de 55x55cm.

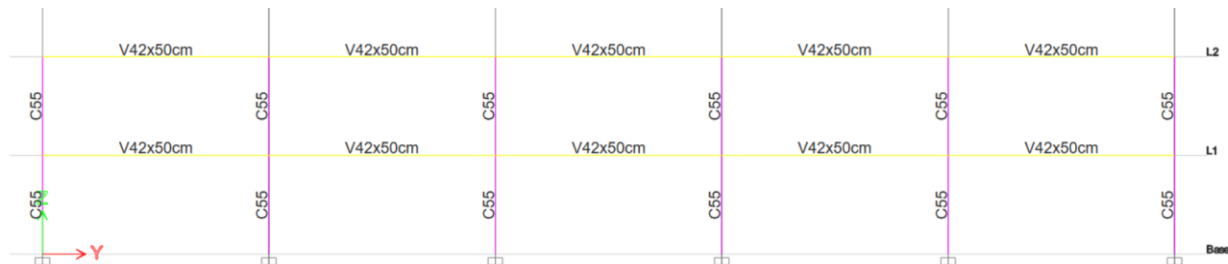


Figura 37. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 2 pisos.

Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L2 se utilizó la viga 1.

Para las columnas intermedias y medianeras se utilizó una sección de 55x55cm.

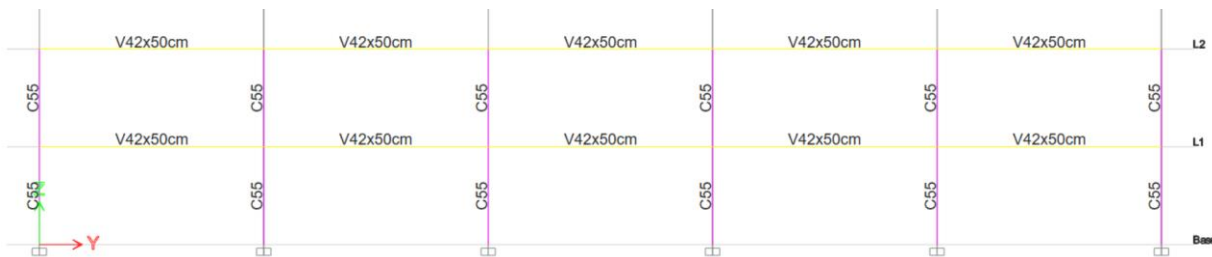


Figura 38. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 2 pisos.

Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores. De igual forma se presenta el cálculo de la capacidad nominal para los tres tipos de columnas. Se resalta, que debido a que en este caso se utilizó un solo tipo de sección para las columnas, la capacidad de un nudo ubicado en una columna medianera resulta igual al nudo ubicado en una columna esquinera.

Diseño de cortante-1era condición		
T_1 [tonf]	63.33	42.22
T_2 [tonf]	42.22	31.67
M_{pr1} [tonf.m]	26.27	18.11
M_{pr2} [tonf.m]	18.11	13.80
V_{col} [tonf]	17.07	12.27
V_j [tonf]	88.49	61.62

Tabla 45. Diseño por capacidad del cortante de diseño para $\Delta_M = 0.5\%$.

Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b > 0.75a$	OK	OK	OK
α definitivo	5.30	4.00	3.20
A_c [cm ²]	2,667.5	2,667.5	2,667.5
ϕ	0.85	0.85	0.85
V_n [tonf]	174.14	131.43	105.14
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 46. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos y chequeo de la 1era condición de diseño para $\Delta_M = 0.5\%$.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	50	50	50
p_{col} [cm]	55	55	55
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	32.00	32.00	32.00

Check: $20db \leq p_{col}$

OK

OK

OK

Tabla 47. Chequeo de la segunda y tercera condición de diseño para $\Delta_M = 0.5\%$.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento mostrado en la figura 16 para el material, en la figura 17 y 18 para la definición de la viga y columna, cambiando los valores para las respectivas secciones nuevas, en la figura 19 para la definición de losa. Por lo tanto, el modelo queda de la siguiente manera.

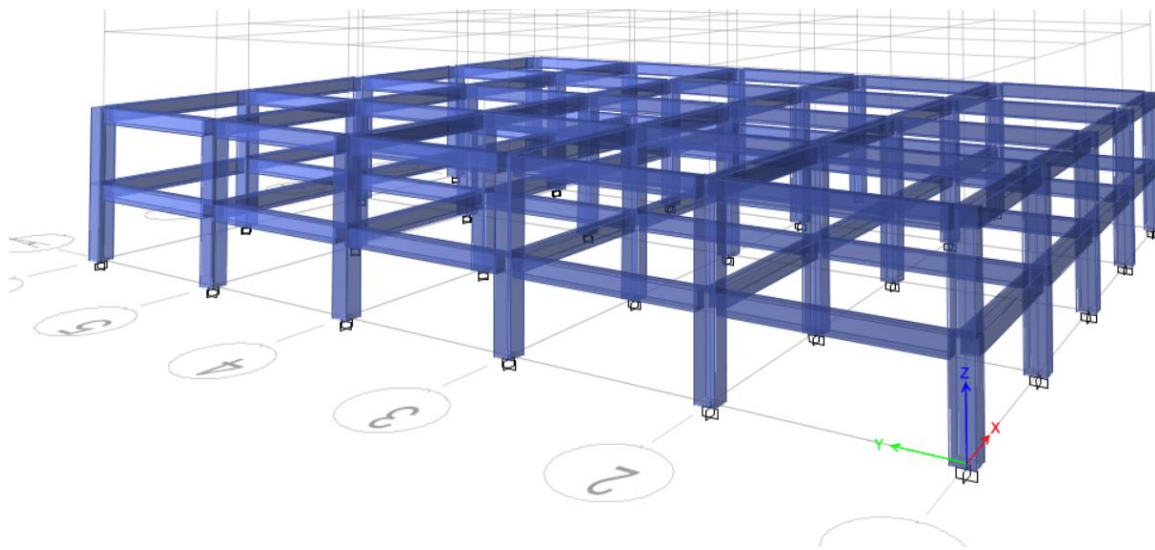


Figura 39. Modelado en ETABS de un edificio de 2 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para las cargas se mantienen las presentadas en la tabla 24 y su definición como se presenta en la figura 21. De la misma forma la definición de las zonas rígidas y asignación de masa se mantiene como las presentadas en la figura 22 y 23 respectivamente.

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinada por el ETABS.

Análisis estático.

El cortante de base V , es una fuerza que está en función del peso de la estructura multiplicada por un porcentaje que se calcula en base de coeficientes de planta, elevación, importancia, factor de reducción y aceleración en función del periodo de la estructura. Excluyendo la última, los demás permanecen iguales a los presentados en la tabla 27 y 28. Por otro lado, el valor de aceleración, como depende del periodo de vibración de la estructura, se asume que va a ser constante, debido a que los periodos de vibración se encuentran en la meseta del espectro de diseño mostrado en la figura 25. Por lo que, el coeficiente por el cual se multiplica al peso de la estructura se mantiene igual y solo se debería corregir el peso de la estructura debido a que se aumentó las secciones de vigas y columnas para así obtener el cortante basal mínimo. De aquí se obtendrá el cortante del ETABS y se realizará la corrección del coeficiente en el mismo, para así poder encontrar los momentos de diseño.

W, peso de la estructura 1454.16 tonf

Tabla 48. Peso de la estructura con las nuevas secciones para cumplir $\Delta_M = 0.5\%$.

Cálculo del cortante basal de diseño		
% , Coef	0.126	
Vbe, min	183.22	tonf
Vetabs	183.25	tonf
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.12600	
V real	183.25	tonf

Tabla 49. Cortante basal estático mínimo y factor k para $\Delta_M = 0.5\%$.

En la tabla 49 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.12852, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente calculado con el método 1 del DBF.

Análisis dinámico.

El análisis dinámico y su procedimiento ya se presentó en las secciones anteriores, en donde la figura 30 se mantiene, debido a que la misma está en función de los coeficientes y factores antes descritos que se han mantenido constantes. Debido a que la rigidez en cada piso ha cambiado por el aumento de las secciones, se espera que los cortantes que arroje el ETABS sean más altos a los anteriores descritos en la tabla 31.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	183.25	t
V _x - prog	159.07	t
Coef	1.00	
V _y - prog	159.3	t
Coef	1.00	
Chequeo V_E vs V_D		
VD > 0.80VE		
V _D	vs	0.80V _E
159.07	>	146.6
OK		

Tabla 50. Chequeo de cortante basal dinámico para $\Delta_M = 0.5\%$.

En la tabla 50 se observa los cortantes basales dinámicos obtenido, que resultaron mayores los obtenido previamente, en donde al comparar con el 85% del cortante basal estático cumple y se procede a encontrar las derivas inelásticas para su respectivo chequeo.

Derivas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L2	EX	5.2	0.000687
L1	EX	2.6	0.000585
Base	EX	0	0
L2	EY	5.2	0.000642
L1	EY	2.6	0.000552
Base	EY	0	0

Tabla 51. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 0.5%.

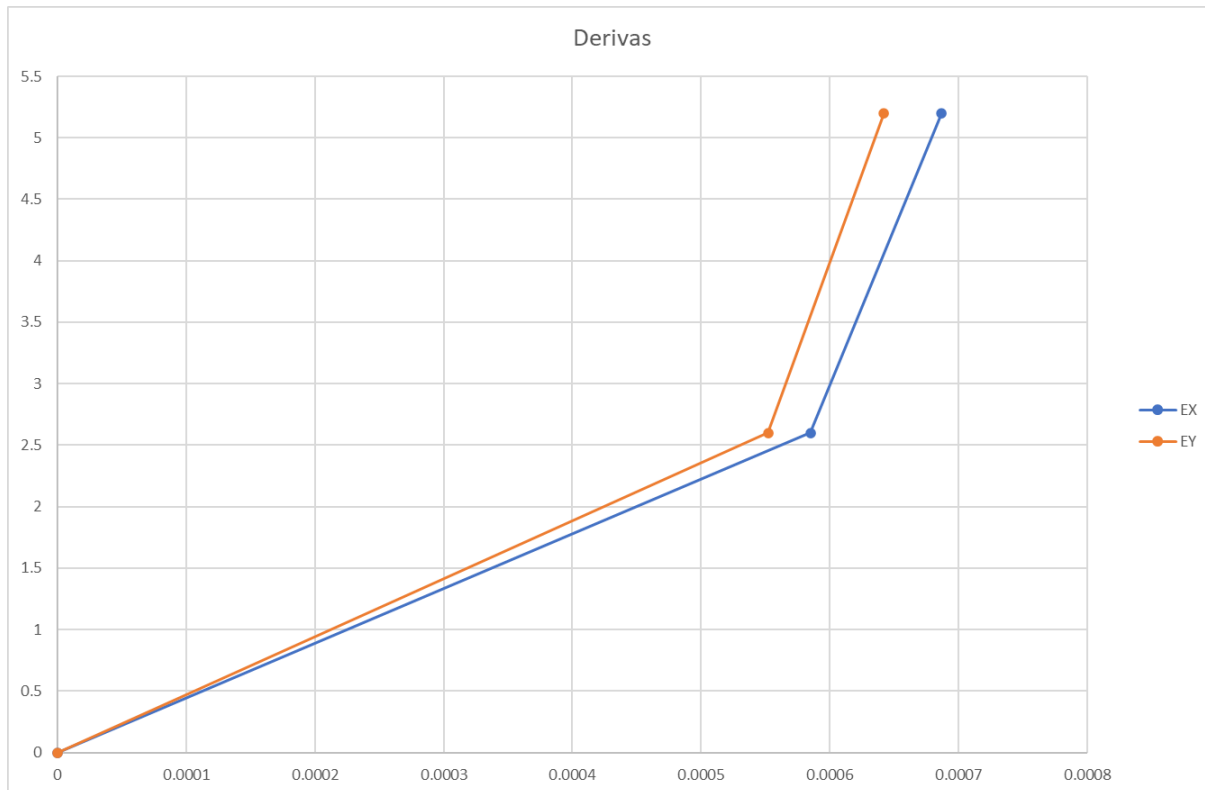


Figura 40. Grafica de las derivas en cada losa del edificio de 2 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.000687	OK
Δm x	0.41%	
Deriva y	0.000642	OK
Δm y	0.39%	

Tabla 52. Deriva máxima inelástica.

En la tabla 52 se ve que con las secciones presentadas en la tabla 38 de vigas y las secciones de columna de 55x55cm se cumple que la deriva máxima inelástica no es superior a 0.50%.

Diseño final.

Una vez que se ve que cumpla la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica los momentos a diseño y los cortante a diseño.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante		
T ₁ [tonf]	63.33	42.22
T ₂ [tonf]	42.22	31.67
M _{pr1} [tonf.m]	26.27	18.11
M _{pr2} [tonf.m]	18.11	13.80
V _a isostático [tonf]	10.30	5.80
V _p hiperestático [tonf]	8.14	5.86
V _u [tonf]	18.44	11.66
V _u [tonf]	18.44	11.66
Check V _p >= 0.5V _u	V _c =0	Considerar V _c
V _c [tonf]	14.74	14.74
V _c def [tonf]	0.00	14.74
φ	0.75	0.75
V _s [tonf]	24.59	0.80
db estribos	10	10
A _v [cm ² /m]	12.81	0.42
A _s [cm ²]	1.57	1.57
# estribos/m	8.15	0.27
S req [cm]	12.00	374.00
Zona protegida y zona central		
2h [cm]	100	100
S _{max} [cm]	9	9
Zona central [cm]	345	345
S _{max} [cm]	23	23

Tabla 53. Diseño a cortante por capacidad para $\Delta_M = 0.5\%$.

En la tabla 53, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Por lo que, se debe colocar estribos de 10 mm cada 9 y 23 cm en la zona plástica y elástica respectivamente.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 0.5% en un edificio en donde el diseño se controló por criterios de la capacidad del nudo, se obtuvo las siguientes secciones.

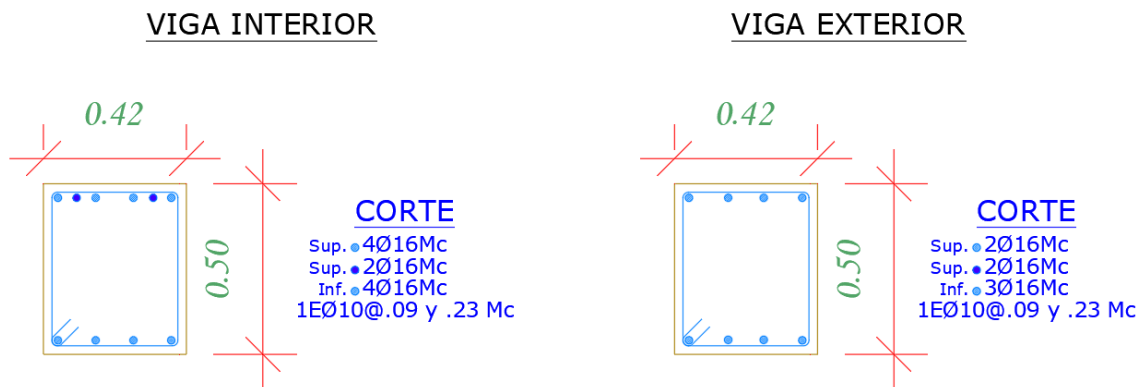


Figura 41. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 2 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

COLUMNA INTERMEDIA, MEDIANERA Y ESQUINERA.

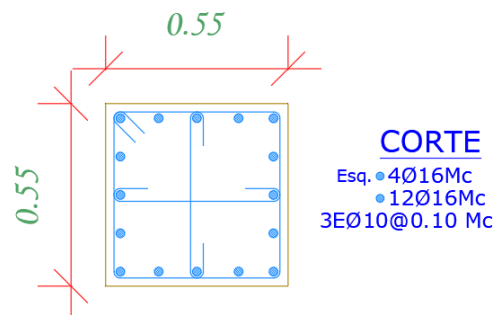


Figura 42. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 2 pisos con una deriva máxima permitida del 0.5%.

Edificio de 4 pisos

Geometría Inicial.

Para continuar con el análisis se ha mantenido con la geometría mostrada en la figura 1. Se ha determinado una geometría con 4 losas aéreas, con una altura entre ejes de losas de 2.6 metros como se aprecia en la Figura 43. A estos pórticos se realizará el mismo análisis de disminuir la Δ_M del 2.0% a 1.5%, 1.0% y 0.5%. Para lo cual se rediseñará sus secciones hasta que cumplan este requisito.

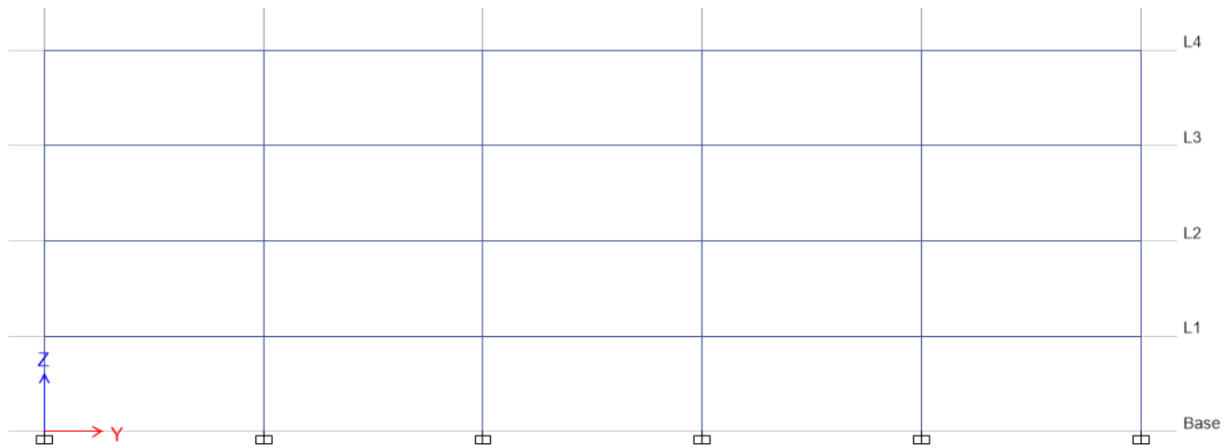


Figura 43. Vista en elevación de la geometría de la estructura de análisis.
Deriva máxima del 2.0%.

Para los datos de altura de losa y peso de losa equivalente, se mantiene el uso de la tabla 5.

Las cargas son las mismas presentadas en la tabla 7 y 8.

Diseño de elementos a flexión.

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

Momento estático de losa				
	V1	V2	V3	V4
b col(ancho columna) [m]	0.55	0.55	0.55	0.55
Mom estático, M_E [Tonf.m]	26.88	26.88	26.88	26.88

Factor de mayorización	1.80	1.19	1.21	0.71
M de diseño, Md [Tonf.m]	26.72	17.65	17.92	10.50

Tabla 54. Momentos de diseño para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

	V1	V2	V3	V4
b viga [cm]	40.00	40.00	40.00	35.00
d [cm]	47	38	38	33
h [cm]	49	41	41	35
hdef [cm]	50.00	45.00	45.00	40.00
rel h/b	1.25	1.13	1.13	1.33
	OK	OK	OK	OK
d [cm]	45.60	40.60	40.60	35.60

Tabla 55. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para el cálculo del acero se mantuvo el mismo procedimiento en donde se obtuvo los siguientes resultados para el acero negativo y positivo. En donde se comprueba en cada diseño se cumplan todos los criterios de sismo resistencia.

Acero negativo				
	V1	V2	V3	V4
a [cm]	10.28	7.48	7.58	5.70
c_{max} [cm]	17.10	15.23	15.23	13.35
β	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	14.54	12.94	12.94	11.35
As min [cm²]	6.08	5.41	5.41	4.15
db (diam varilla) [mm]	18	18	18	18
# varillas	3	3	3	3
As (-) [cm²]	17.47	12.72	12.88	8.48
# varillas refuerzo	4	2	3	1
As total negativo [cm²]	17.81	12.72	15.27	10.18

Separación entre varilla				
	V1	V2	V3	V4
S, dist entre var [cm]	3.40	6.00	4.44	6.93
S min	2.54	2.54	2.54	2.54
	OK	OK	OK	OK
1. Chequeo de la cuantía				
Cuantía	0.89%	0.71%	0.85%	0.73%
	OK	OK	OK	OK

Tabla 56. Acero negativo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Acero Positivo				
Md (+) [tonf.m]	13.40	7.91	9.00	5.25
a [cm]	4.83	3.15	3.61	2.73
c _{max} [cm]	17.10	15.23	15.23	13.35
β	0.85	0.85	0.85	0.85
a _{max}	14.54	12.94	12.94	11.35
As min [cm ²]	6.08	5.41	5.41	4.15
db (diam varilla) [mm]	18	18	18	18
# varillas	4	3	3	3
As (+) [cm ²]	8.76	5.68	6.47	4.24
# varillas	0	0	0	0
As total positivo [cm ²]	10.18	7.63	7.63	7.63
2. As(+) >= 0.5As(-)				
As+	10.18	7.63	7.63	7.63
0.5As-	8.91	6.36	7.63	5.09
chequeo	OK	OK	OK	OK

Tabla 57. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Momento nominal				
a (M -) [cm]	10.48	7.48	8.98	6.84
φMn (-)	27.18	17.73	20.84	12.38
Mu(-) ≤ φMn(-)	OK	OK	OK	OK
ef. (-)	0.98	1.00	0.86	0.85
a + [cm]	5.99	4.49	4.49	5.13
φMn +	16.39	11.07	11.07	9.53
Mu + ≤ φMn +	OK	OK	OK	OK
ef. +	0.82	0.71	0.81	0.55

Tabla 58. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Diseño de elementos a flexo-compresión.

Para el diseño de las columnas se mantiene el mismo procedimiento de las secciones anteriores. El predimensionamiento de la carga axial queda de la siguiente manera

Predimensionamiento de columna		
Área tributaria, At	36.00	m ²
fm	1.20	-
Cu	4.83	T.m ²
Pu	208.52	T

Área de columna		
Ag	2,733	cm²
Lado pred	52.28	cm

Tabla 59. Predimensionamiento de la carga axial en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para un edificio de 4 pisos se predimensiono una sección de 55x55 cm para la columna. Por lo que para su diseño se mantienen los procedimientos de las secciones anteriores y se tiene la siguiente configuración. La cual debe cumplir todos los criterios de diseño establecidos en el código.

Dimensiones de columna		
Ancho, a	55.00	cm
Prof, p	55.00	cm
Ag real	3,025	cm²
var a	5	u
var p	5	u
Num var	16.00	u
db long	16	mm
db esq	16	mm
db est	10	mm
rec	2.50	cm
As	32.15	cm²
Chequeo cuantía		
Cuantía	1.06%	OK

Tabla 60. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para el cálculo del confinamiento se aplica los procedimientos explicados de la NEC y del ACI 318.

Área confinada		
Ancho conf, bc	49.00	cm
Prof conf, pc	49.00	cm
Área confinada, Ac	2,401	cm²
Separación entre var		
Sep a	10.00	cm
Sep p	10.00	cm
OK		

Tabla 61. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 2.0\%$

Para las columnas, la sección de 55x55cm no cumplía con la resistencia a cortante en los nudos, que se calculan por capacidad. Por lo tanto, se trabajó con una columna de 60x60cm.

El resumen de columnas que se usó se presenta a continuación.

Tabla de resultados de columnas						
a x p [cm]	# varillas/cara	db long	db esq	db est	S est	# vinchas
60.00	6.00	16.00	16.00	12.00	10.00	4.00
50.00	5.00	14.00	16.00	10.00	8.00	3.00

Tabla 62. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. En la losa 4 se utilizó el diseño de la viga 4. Para las columnas, las medianeras son de 50x50cm y las esquineras de 60x60cm. Las esquineras se extienden hasta la losa 3 donde cambian de sección a 50x50cm.

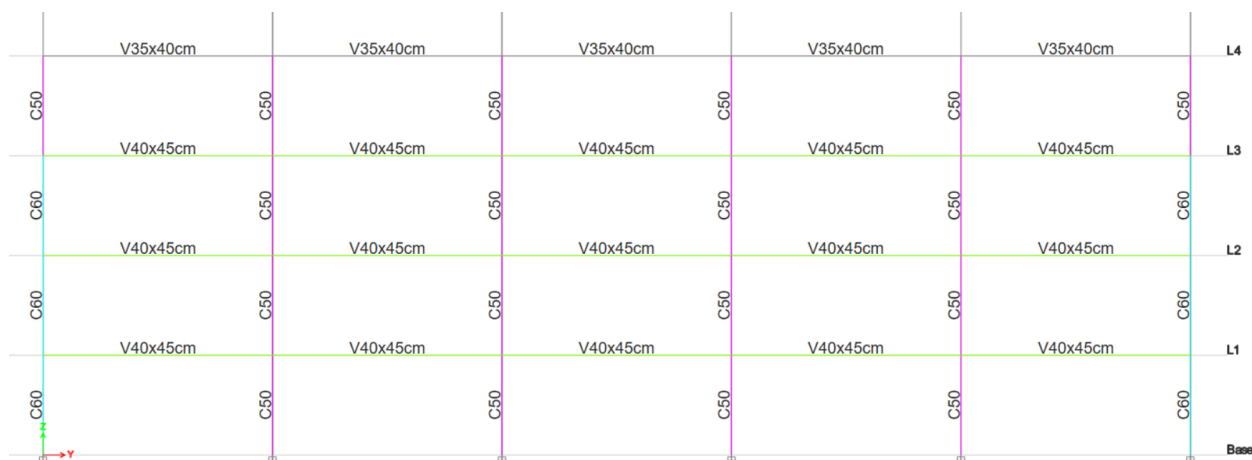


Figura 44. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 1, y para la losa 4 se hace uso de la viga 3. Ambas vigas diseñadas para momentos

interiores. En las columnas intermedias se usa una sección de 60x60cm que se extiende hasta la losa 3 donde cambia de sección a 50x50cm. Las columnas medianeras son de 50x50cm que se extiende en la totalidad en altura del edificio.



Figura 45. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores.

Diseño de cortante-1era condición				
	V1	V2	V3	V4
T₁ [tonf]	93.52	66.80	80.16	53.44
T₂ [tonf]	53.44	40.08	40.08	40.08
Mpr₁ [tonf.m]	36.52	24.00	28.04	16.74
Mpr₂ [tonf.m]	22.37	15.15	15.15	12.98
V_{col} [tonf]	22.65	15.05	16.61	11.43
V_j [tonf]	124.31	91.82	103.62	82.09

Tabla 63. Diseño por capacidad del cortante para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L1 a L3. Se tiene para las columnas intermedias una viga de 40x50cm y columnas de 60cm. Para las columnas medianeras se tiene una viga de 40x45cm y columnas de 50cm. Para las columnas esquineras se tiene una viga de 40x45cm y columnas de 60cm. Con estas conexiones se calculan sus respectivos cortantes nominales.

	V1	V2	
Vj de análisis [tonf]	124.31	91.82	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	OK	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	4.00	3.20
Ac [cm2]	3,000.0	2,250.0	3,000.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	147.81	110.86	118.25
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 64. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	50	45	45
p_{col} [cm]	60	50	60
Check: h_{viga} < p_{col}	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	36.00	36.00	36.00
Check: 20db ≤ p_{col}	OK	OK	OK

Tabla 65. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Para la resistencia nominal del nudo en la losa L4. Se tiene para las columnas intermedias una viga de 40x45cm y columnas de 50cm. Para las columnas medianeras y esquineras se tiene una viga de 35x40cm y columnas de 50x50cm. Con estas conexiones se calculan sus respectivos cortantes nominales.

	V3	V4	
Vj de análisis [tonf]	103.62	82.09	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	OK	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	5.30	3.20	3.20
Ac [cm²]	2,250.0	2,125.0	2,125.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	146.89	83.76	83.76
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 66. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	45	40	40
p_{col} [cm]	50	50	50
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	36.00	36.00	36.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 67. Chequeo de la segunda y tercera condición en la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento mostrado en la figura 16 para el material, en la figura 17 y 18 para la definición de la viga y columna, cambiando los valores para las respectivas secciones nuevas, en la figura 19 para la definición de losa. Por lo tanto, el modelo queda de la siguiente manera.

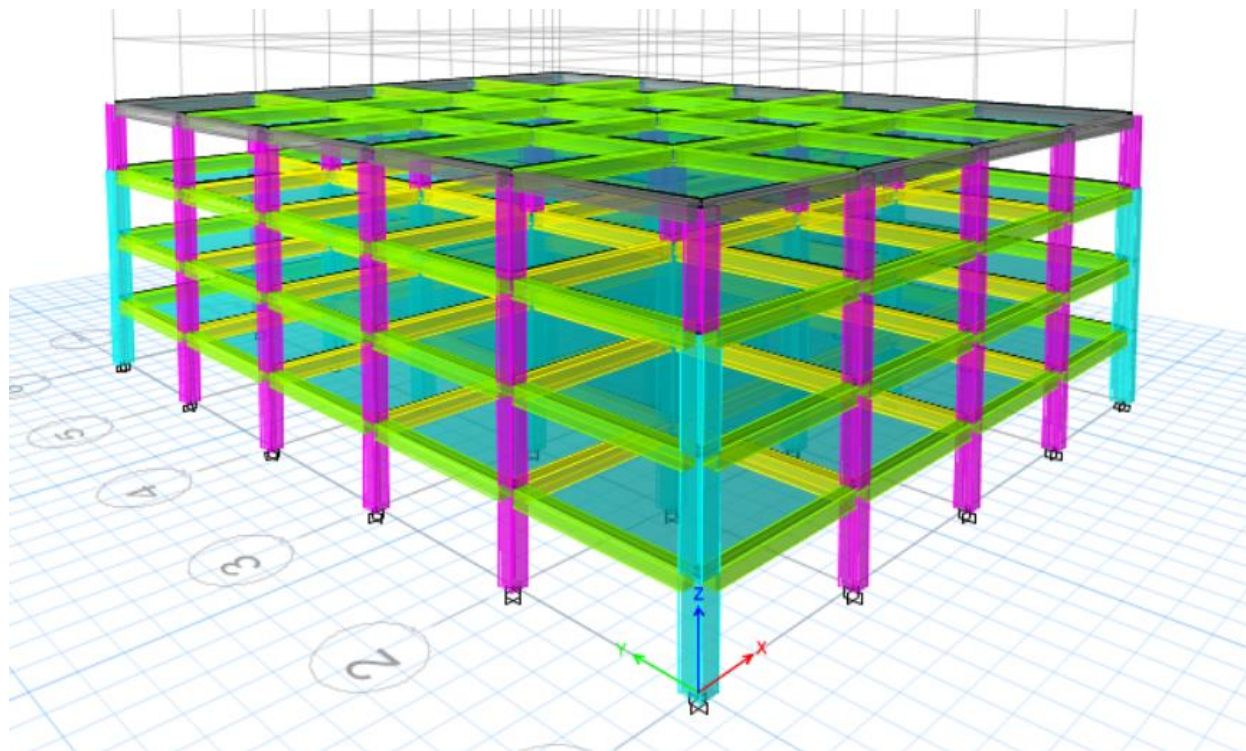


Figura 46. Modelado en ETABS del edificio de 4 pisos para una $\Delta_M = 2.0\%$

Para las cargas se mantienen las presentadas en la tabla 24 y su definición como se presenta en la figura 21. De la misma forma la definición de las zonas rígidas y asignación de masa se mantiene como las presentadas en la figura 22 y 23 respectivamente.

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinada por el ETABS.

Análisis estático.

De la misma forma que para el edificio de 2 pisos, los coeficientes se mantienen a los mostrados en la tabla 27 y 28. Se presenta la aceleración en función del periodo fundamental

de vibración de la estructura y el peso de esta, para así obtener el coeficiente y el cortante basal mínimo estático.

Ta	0.55	seg
Sa (Ta)	1.01	g

Tabla 68. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.

W, peso de la estructura	2840.27	tonf
---------------------------------	----------------	-------------

Tabla 69. Peso de la estructura de un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vb, min	357.87	t
Vetabs	357.88	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.126000	
V real	357.88	t

Factor de látigo		
Descripción	Valor	Condición
k	1.03	

Tabla 70. Cortante basal estático mínimo y factor k.

En la tabla 70 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.12729, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente calculado con el método 1 del DBF.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	357.88	tonf
Vx - prog	291.71	tonf
Coef	1.0000	
Vy - prog	291.90	tonf

Coef		1.0000
Chequeo V_E vs V_D		
$V_D > 0.80V_E$		
V_D	vs	$0.05V_E$
291.71	>	286.30
OK		

Tabla 71. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 4 pisos.

En la tabla 71 se observa los cortantes basales dinámicos que no necesitara ser corregidos, debido a que los mismos resultaron superiores al 80% del cortante basal estático. Por lo tanto, se calculan las derivas elásticas y se las presenta a continuación.

Derivas elásticas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L4	EX	10.4	0.001411
L3	EX	7.8	0.001874
L2	EX	5.2	0.002129
L1	EX	2.6	0.001365
Base	EX	0	0

L4	EY	10.4	0.00133
L3	EY	7.8	0.00177
L2	EY	5.2	0.00201
L1	EY	2.6	0.00129
Base	EY	0	0

Tabla 72. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 2.0%.

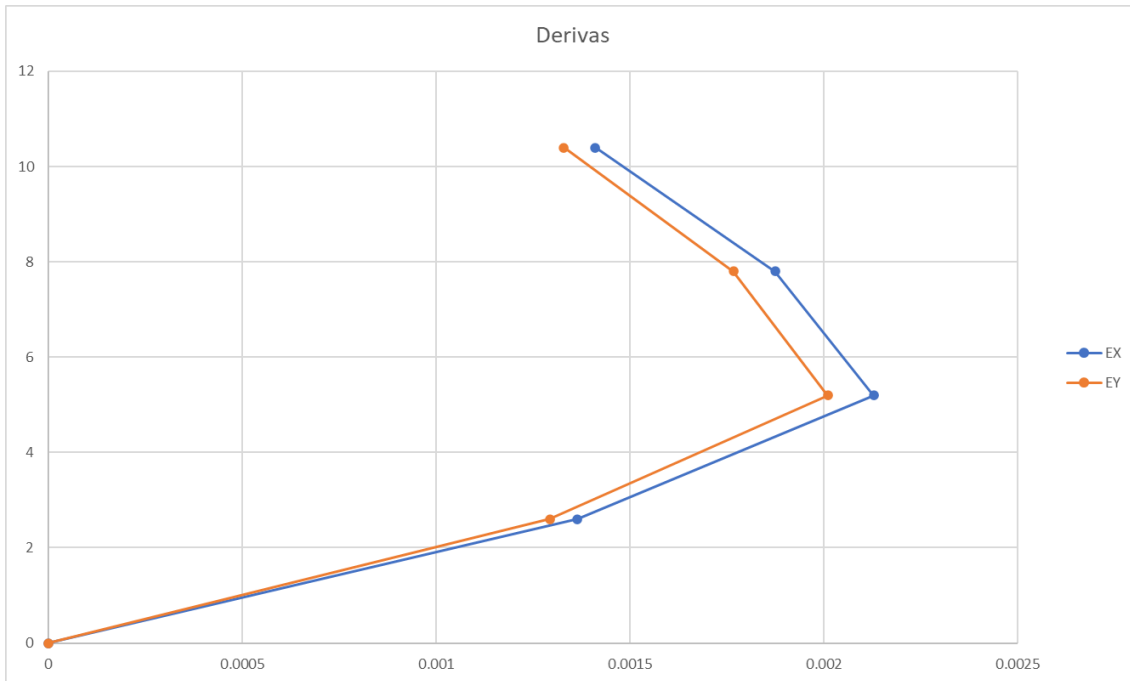


Figura 47. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 4 pisos.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.002129	OK
$\Delta m x$	1.28%	
Deriva y	0.002011	OK
$\Delta m y$	1.21%	

Tabla 73. Deriva máxima inelástica.

Para las secciones presentadas de vigas y columnas se cumple con la deriva inelástica máxima permisible de 2.0%. Pero también resulta inferior al 1.5%.

Diseño final

Una vez que se ve que cumple la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica las resistencias requeridas para comprobar que las respectivas resistencias de diseño cumplan.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante				
T₁ [tonf]	93.52	66.80	80.16	53.44
T₂ [tonf]	53.44	40.08	40.08	40.08
Mpr₁ [tonf.m]	36.52	24.00	28.04	16.74
Mpr₂ [tonf.m]	22.37	15.15	15.15	12.98
Va isostático [tonf]	10.17	5.50	10.15	5.35
Vp hiperestático [tonf]	11.32	7.53	8.23	5.66
Vu [tonf]	21.49	13.03	18.38	11.01
Vu [tonf]	21.49	13.03	18.38	11.01
Check Vp>=0.5Vu	Considerar Vc	Considerar Vc	Vc=0	Considerar Vc
Vc [tonf]	14.01	12.47	12.47	9.57
Vc def [tonf]	14.01	12.47	0.00	9.57
ϕ	0.75	0.75	0.75	0.75
Vs [tonf]	14.65	4.90	24.50	5.11
db estribos	10	10	10	10
Av [cm²/m]	7.65	2.87	14.37	3.42
As [cm²]	1.57	1.57	1.57	1.57
# estribos/m	4.87	1.83	9.15	2.18
S req [cm]	20.00	54.00	10.00	45.00
Zona protegida y zona central				
2h [cm]	100	90	90	80
Smax [cm]	10	10	10	8
Zona central [cm]	345	365	365	385
Smax [cm]	23	20	20	18

Tabla 74. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

En la tabla 74, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Para la viga 1, estribos de 10mm cada 10 y 23 cm. La viga 2 y 3 estribos de 10mm cada 10 y 20 cm. La viga 4, estribos de 10mm cada 8 y 18 cm.

Chequeo de columnas.

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Se presentan los siguientes resultados para los tres tipos de columnas usadas en los pórticos exteriores e interiores.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	195.70	119.40	71.70
Mu [tonf.m]	27.87	18.93	32.20
Pu/f'cAg<0.3			
Pu [tonf]	195.70	119.40	71.70
c1 [cm]	60	50	50
c2 [cm]	60	50	50
f'cAg	756.00	525.00	525.00
	0.259	0.227	0.137
Check	OK	OK	OK

Tabla 75. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas para $\Delta_M = 2.0\%$

60x60cm			50x50cm		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
420.09	0.00	0.00	288.75	0.00	0.00
420.09	0.00	19.83	288.75	0.00	11.26
388.39	0.00	30.69	267.21	0.00	17.54
331.84	0.00	39.16	227.55	0.00	22.34
269.93	0.00	45.55	184.27	0.00	25.94
199.33	0.00	50.44	135.79	0.00	28.64
170.96	0.00	57.32	117.12	0.00	32.36
129.76	0.00	61.84	91.03	0.00	34.88
57.37	0.00	51.24	39.77	0.00	28.28
31.48	0.00	31.97	21.77	0.00	17.09
152.70	0.00	0.00	100.65	0.00	0.00

Tabla 76. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 50x50cm y 60x60cm

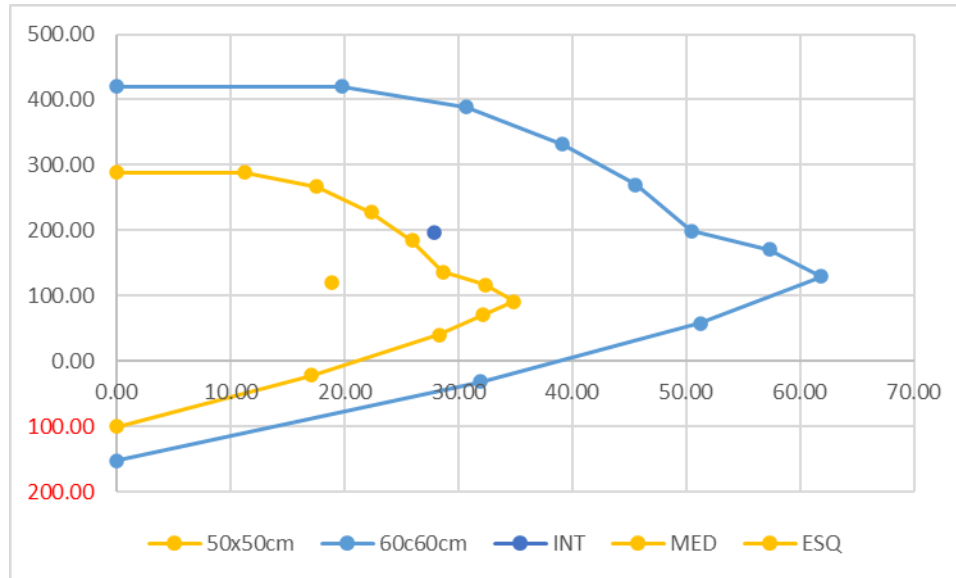
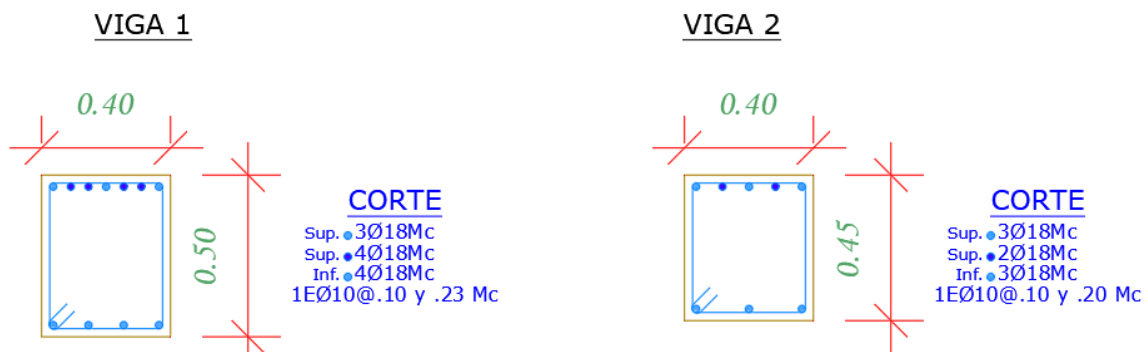


Figura 48. Diagrama de interacción.

Entonces, se observa que las columnas intermedias están por encima del punto de inicio del comportamiento controlado por compresión. Para las columnas medianeras y esquineras, solo el diseño de la esquinera está dentro de la zona de diseño dúctiles y las medianeras levemente por encima de este límite.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 2.0% en un edificio de 4 pisos se tiene las siguientes secciones utilizadas.



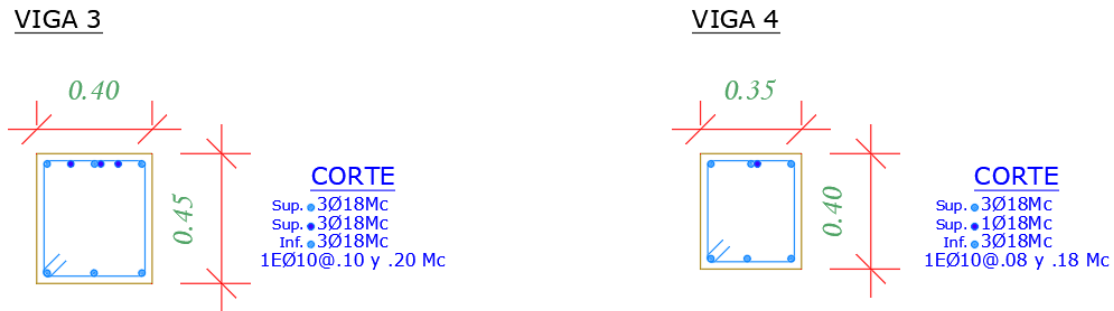


Figura 49. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

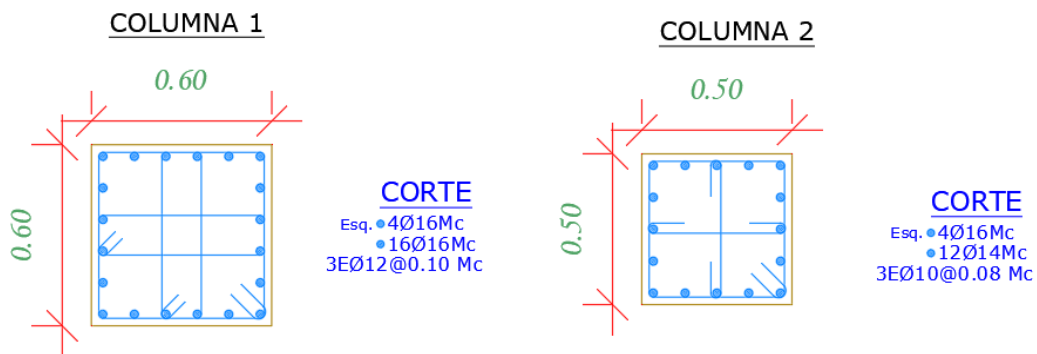


Figura 50. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Deriva máxima del 1.5%.

Para el análisis de la deriva máxima permisible del 1.5% se utilizan los mismos resultados que se encontró en la sección de la deriva máxima permisible del 2.0%, debido a que el diseño presentó una deriva inferior a 1.5%.

Deriva máxima del 1.0%.

Para el análisis de la deriva el procedimiento es el mismo ya planteado, se itera las secciones de 5 cm en 5 cm.

Diseño de elementos a flexión.

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

Momento estático de losa				
	V1	V2	V3	V4
b col(ancho columna) [m]	0.65	0.65	0.65	0.65
Mom estático, M_E [Tonf.m]	25.90	25.90	25.90	25.90
Factor de mayorización	1.86	1.26	1.27	0.78
M de diseño, M_d [Tonf.m]	26.60	18.10	18.20	11.11

Tabla 77. Momentos de diseño para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

	V1	V2	V3	V4
b viga [cm]	40.00	40.00	40.00	40.00
d [cm]	47	39	39	30
h [cm]	49	41	41	33
hdef [cm]	55.00	50.00	50.00	45.00
rel h/b	1.38	1.25	1.25	1.13
	OK	OK	OK	OK
d [cm]	50.50	45.50	45.50	40.50

Tabla 78. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para el cálculo del acero se mantuvo el mismo procedimiento en donde se obtuvo los siguientes resultados para el acero negativo y positivo. En donde se comprueba en cada diseño se cumplan todos los criterios de sismo resistencia.

Acero negativo				
	V1	V2	V3	V4
a [cm]	8.98	6.66	6.70	4.51
c_{max} [cm]	18.98	17.10	17.10	15.23
β	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	16.13	14.54	14.54	12.94
A_s min [cm²]	6.75	6.08	6.08	5.41
db (diam varilla) [mm]	18	18	18	18
# varillas	3	3	3	3
A_s (-) [cm²]	15.26	11.33	11.40	7.66
# varillas refuerzo	3	2	2	1

As total negativo [cm²]	15.27	12.72	12.72	10.18
---	-------	-------	-------	-------

Separación entre varilla				
S, dist entre var [cm]	4.44	6.00	6.00	8.60
S min	2.54	2.54	2.54	2.54
	OK	OK	OK	OK
1. Chequeo de la cuantía				
Cuantía	0.69%	0.64%	0.64%	0.57%
	OK	OK	OK	OK

Tabla 79. Acero negativo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Acero Positivo				
Md (+) [tonf.m]	13.25	9.00	9.05	5.53
a [cm]	4.25	3.18	3.20	2.18
c_{max} [cm]	18.98	17.10	17.10	15.23
β	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	16.13	14.54	14.54	12.94
As min [cm²]	6.75	6.08	6.08	5.41
db (diam varilla) [mm]	18	18	18	18
# varillas	3	3	3	3
As (+) [cm²]	7.60	5.63	5.67	3.82
# varillas	0	0	0	0
As total positivo [cm²]	7.63	7.63	7.63	7.63

2. As(+) $\geq 0.5As(-)$				
As+	7.63	7.63	7.63	7.63
0.5As-	7.63	6.36	6.36	5.09
chequeo	OK	OK	OK	OK

Tabla 80. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Momento nominal				
a (M -) [cm]	8.98	7.48	7.48	5.99
$\phi M_n (-)$	26.61	20.13	20.13	14.47
Mu(-) $\leq \phi M_n (-)$	OK	OK	OK	OK
ef. (-)	1.00	0.90	0.90	0.77
<hr/>				
a + [cm]	4.49	4.49	4.49	4.49
$\phi M_n +$	13.95	12.51	12.51	11.07
Mu + $\leq \phi M_n +$	OK	OK	OK	OK
ef. +	0.95	0.72	0.72	0.50

Tabla 81. Momento nominal para vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.***Diseño de elementos a flexo-compresión.***

Para el diseño de las columnas se incrementa la sección cada 5 cm.

Dimensiones de columna		
Ancho, a	65.00	cm
Prof, p	65.00	cm
Ag real	4,225	cm ²
var a	6	u
var p	6	u
Num var	20.00	u
db long	16	mm
db esq	18	mm
db est	10	mm
rec	2.50	cm
As	42.33	cm ²
Chequeo cuantía		
cuantía	1.00%	OK

Tabla 82. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para el cálculo del confinamiento se aplica los procedimientos explicados de la NEC y del ACI 318.

Área confinada		
Ancho conf, bc	59.00	cm
Prof conf, pc	59.00	cm
Área confinada, Ac	3,481	cm ²
Separación entre var		
Sep a	9.60	cm
Sep p	9.60	cm
OK		

Tabla 83. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para las columnas que se utilizaran en el edificio se presenta en el siguiente resumen:

Tabla de resultados de columnas

a x p [cm]	# varillas/cara	db long	db esq	db est	S est	# vinchas
65.00	6.00	16.00	18.00	12.00	10.00	3.00
60.00	6.00	16.00	16.00	12.00	10.00	3.00
55.00	5.00	16.00	16.00	10.00	10.00	3.00
50.00	5.00	14.00	16.00	10.00	8.00	3.00

Tabla 84. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. En la losa 4 se utilizó el diseño de la viga 4. Para las columnas, las medianeras son de 55x55cm y las esquineras de 65x65cm. Las esquineras se extienden hasta la losa 3 donde cambian de sección a 55x55cm y las medianeras cambian a 50x50cm.



Figura 51. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 1, y para la losa 4 se hace uso de la viga 3. Ambas vigas diseñadas para momentos interiores. En las columnas intermedias se usa una sección de 65x65cm que se extiende hasta la losa 3 donde cambia de sección a 55x55cm. Las columnas medianeras son de 55x55cm que se extiende hasta la losa 3 y cambia de sección a 50x50cm.

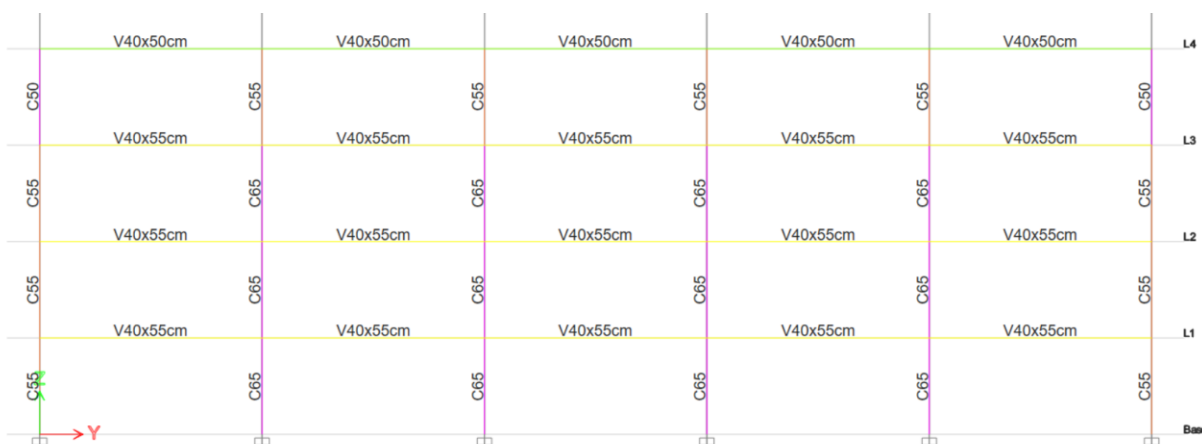


Figura 52. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores.

Diseño de cortante-1era condición				
	V1	V2	V3	V4
T₁ [tonf]	80.16	66.80	66.80	53.44
T₂ [tonf]	40.08	40.08	40.08	40.08
M_{pr1} [tonf.m]	36.06	27.34	27.34	19.70
M_{pr2} [tonf.m]	19.16	17.15	17.15	15.15
V_{col} [tonf]	21.24	17.11	17.11	13.40
V_j [tonf]	99.00	89.77	89.77	80.12

Tabla 85. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L1 a L3. Se tiene la viga 1 y 2, con una sección de columna para intermedias y esquineras de 65 cm y medianeras de 55cm.

	V1	V2	
Vj de análisis [tonf]	99.00	89.77	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	3,575.0	2,612.5	3,412.5
φ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	176.14	102.98	134.51
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 86. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	55	50	50
p_{col} [cm]	65	55	65
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	36.00	36.00	36.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 87. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para la resistencia nominal de los nudos en la losa L4, se tiene las vigas 3 y 4. Las columnas son de 50x50cm para medianeras y 55x55cm para intermedias y esquineras.

	V3	V4	
Vj de análisis [tonf]	89.77	80.12	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	2,750.0	2,250.0	2,612.5
φ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	135.49	88.69	102.98
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 88. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	55	50	50

p_{col} [cm]	55	50	55
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	36.00	36.00	36.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 89. Chequeo de la segunda y tercera condición para la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento mostrado en la figura 16 para el material, en la figura 17 y 18 para la definición de la viga y columna, cambiando los valores para las respectivas secciones nuevas, en la figura 19 para la definición de losa. Por lo tanto, el modelo queda de la siguiente manera.

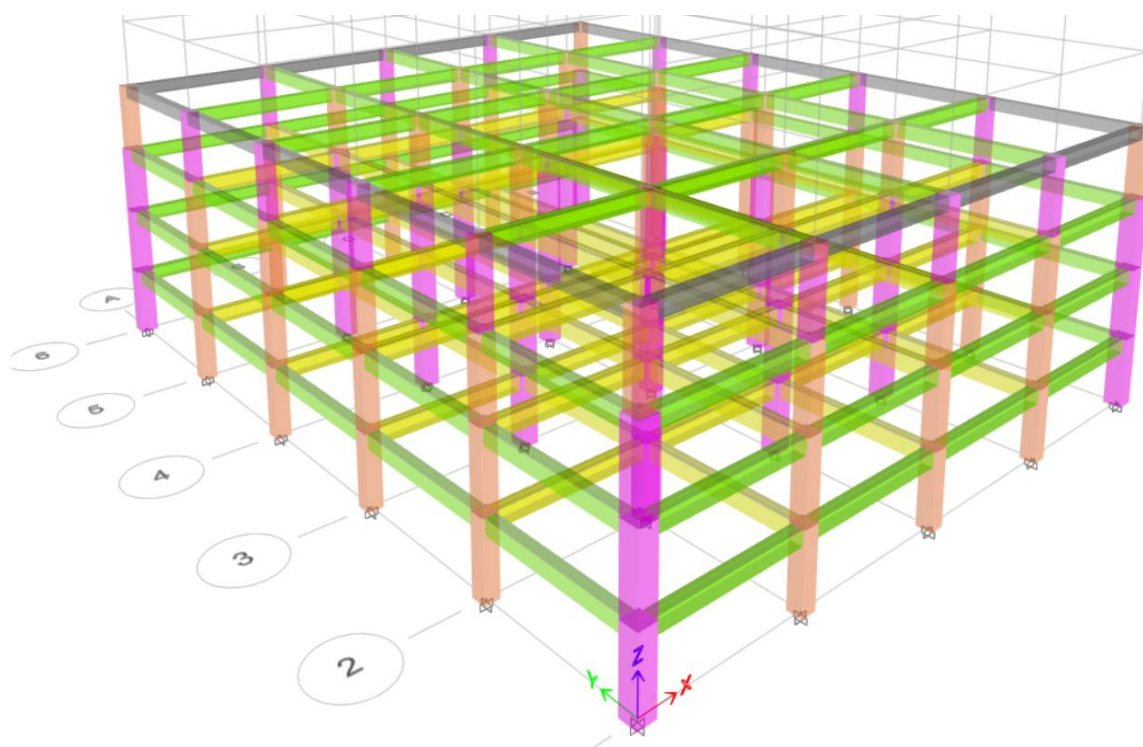


Figura 53. Modelado en ETABS de un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para las cargas se mantienen las presentadas en la tabla 24 y su definición como se presenta en la figura 21. De la misma forma la definición de las zonas rígidas y asignación de masa se mantiene como las presentadas en la figura 22 y 23 respectivamente.

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinado por el ETABS.

Análisis estático.

Con el mismo procedimiento del Método 1 del DBF se tiene:

Ta	0.49	seg
Sa (Ta)	1.01	g

Tabla 90. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.

W, peso de la estructura	2929.77	tonf
---------------------------------	----------------	-------------

Tabla 91. Peso de la estructura de un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vbe, min	369.15	t
Vetabs	369.15	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.126000	
V real	369.15	t
Factor de látigo		
Descripción	Valor	Condición
k	1.00	

Tabla 92. Cortante basal estático mínimo y factor k.

En la tabla 92 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.127495, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	369.15	t
V _x - prog	300.11	t
Coef	1.0000	
V _y - prog	300.34	t
Coef	1.0000	

Chequeo V _E vs V _D		
VD > 0.80V _E		
V _D	vs	0.80V _E
300.11	>	295.32
OK		

Tabla 93. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

En la tabla 93 los cortantes basales dinámicos resultaron superiores al 80% del cortante basal estático sin realizar las correcciones en los coeficientes de gravedad.

Derivas elásticas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L4	EX	10.4	0.001054
L3	EX	7.8	0.001397
L2	EX	5.2	0.001585
L1	EX	2.6	0.001017
Base	EX	0	0

L4	EY	10.4	0.00099
L3	EY	7.8	0.00132
L2	EY	5.2	0.00150
L1	EY	2.6	0.00096
Base	EY	0	0

Tabla 94. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 1.0%.

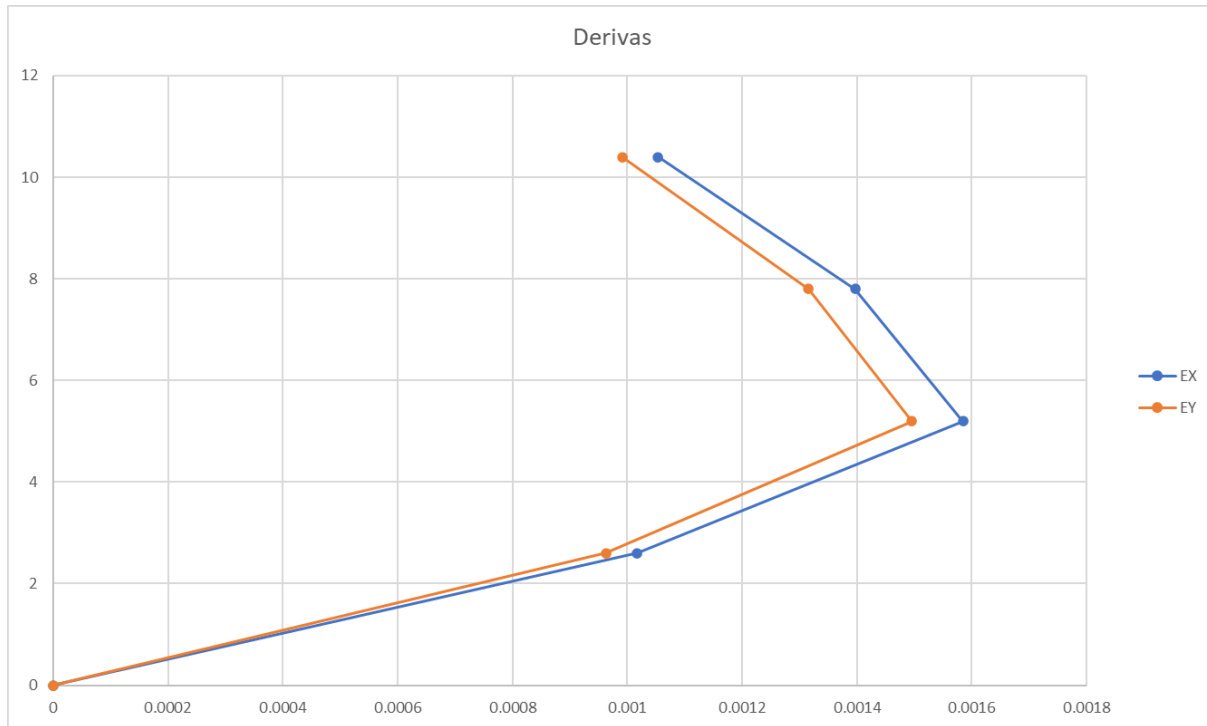


Figura 54. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 4 pisos.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.001585	OK
$\Delta m x$	0.95%	
Deriva y	0.001496	OK
$\Delta m y$	0.90%	

Tabla 95. Deriva máxima inelástica.

Para las secciones presentadas de vigas y columnas se cumple con la deriva inelástica máxima permisible de 1.0%.

Diseño final

Una vez que se ve que cumpla la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica las resistencias requeridas para comprobar que las respectivas resistencias de diseño cumplan.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante				
T₁ [tonf]	80.16	66.80	66.80	53.44
T₂ [tonf]	40.08	40.08	40.08	40.08
M_{pr1} [tonf.m]	36.06	27.34	27.34	19.70
M_{pr2} [tonf.m]	19.16	17.15	17.15	15.15
Va isostático [tonf]	10.25	5.60	10.41	5.61
Vp hiperestático [tonf]	10.32	8.16	8.16	6.34
Vu [tonf]	20.57	13.76	18.57	11.95
Vu [tonf]	20.57	13.76	18.57	11.95
Check Vp ≥ 0.5Vu	Considerar Vc	Considerar Vc	Vc=0	Considerar Vc
Vc [tonf]	15.55	14.01	14.01	12.47
Vc def [tonf]	15.55	14.01	0.00	12.47
φ	0.75	0.75	0.75	0.75
Vs [tonf]	11.88	4.34	24.76	3.45
db estribos	10	10	10	10
Av [cm²/m]	5.59	2.27	12.93	2.03
As [cm²]	1.57	1.57	1.57	1.57
# estribos/m	3.56	1.44	8.23	1.29
S req [cm]	28.00	69.00	12.00	77.00
Zona protegida y zona central				
2h [cm]	110	100	100	90
Smax [cm]	10	10	10	10
Zona central [cm]	315	335	335	355
Smax [cm]	25	23	23	20

Tabla 96. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

En la tabla 96, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Por lo que, para todas las vigas se usan estribos de 10mm. En la viga 1 la separación es de 10 y 25 cm para la zona plástica y elásticas respectivamente. En la viga 2 y 3 la separación es de 10 y 23 cm para la zona plástica y elástica respectivamente. En la viga 4 la separación es de 10 y 20 cm para la zona plástica y elástica respectivamente.

Chequeo de columnas.

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Se presentan los siguientes resultados para los tres tipos de columnas usadas en los pórticos exteriores e interiores.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	200.21	122.68	75.50
Mu [tonf.m]	33.92	20.16	32.86
Pu/f'cAg<0.3			
Pu [tonf]	200.21	122.68	75.50
c1 [cm]	65	55	65
c2 [cm]	65	55	65
f'cAg	887.25	635.25	887.25
	0.226	0.193	0.085
Check	OK	OK	OK

Tabla 97. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.

65x65cm			55x55cm		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
484.42	0.00	0.00	349.59	0.00	0.00
484.42	0.00	24.72	349.59	0.00	14.95
450.13	0.00	38.41	324.00	0.00	23.28
384.72	0.00	48.95	276.25	0.00	29.65
313.57	0.00	56.92	224.12	0.00	34.43
234.47	0.00	62.92	165.84	0.00	38.01
203.47	0.00	71.32	142.46	0.00	43.01
159.90	0.00	77.08	109.82	0.00	46.36
78.77	0.00	64.33	48.53	0.00	37.94
19.98	0.00	41.20	24.65	0.00	23.41
163.66	0.00	0.00	122.16	0.00	0.00

Tabla 98. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 90 y 85 cm.

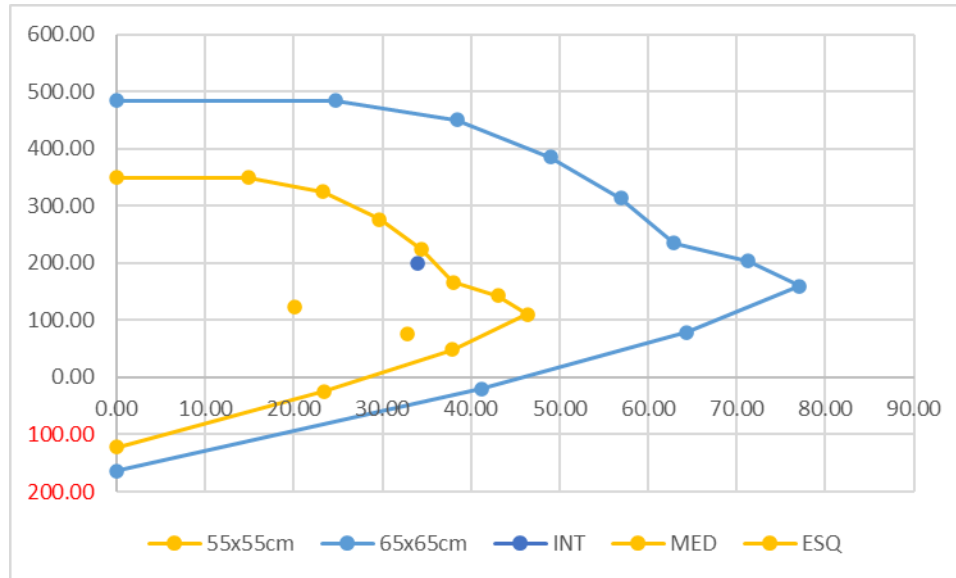


Figura 55. Diagrama de interacción.

Por lo tanto, se observa que para la columna intermedia se tiene un $\frac{P_U}{f'cAg} = 0.23$, lo que indica que esta levemente por encima de la zona de ductilidad. Aun así, la relación es menor a 0.3, lo cual la columna no tiene un comportamiento controlado por compresión, sino por tensión. Para las columnas medianeras y esquineras sus diseños obtuvieron valores menores a 0.2, lo que indica que la columna es un diseño con ductilidad.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 1.0% en un edificio de 4 pisos se tiene las siguientes secciones utilizadas.

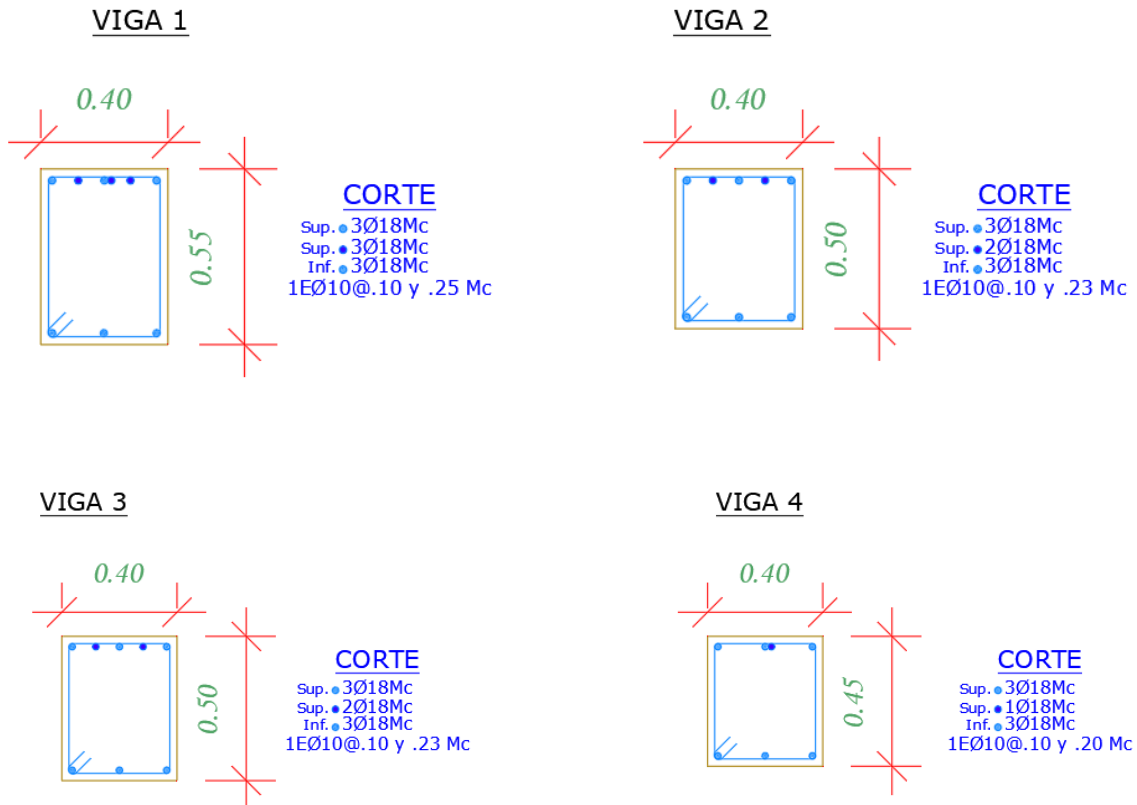


Figura 56. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

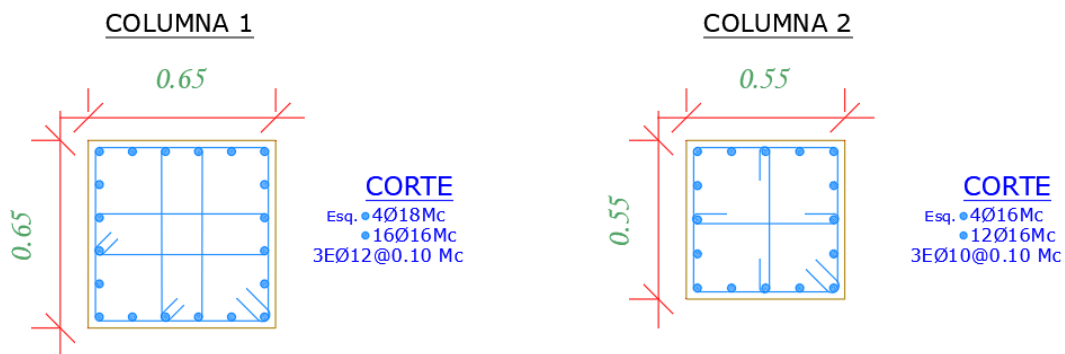


Figura 57. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Deriva máxima del 0.5%.

Para el análisis de la deriva el procedimiento es el mismo ya planteado, se itera las secciones de 5 cm en 5 cm.

Diseño de elementos a flexión.

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

Momento estático de losa				
	V1	V2	V3	V4
b col(ancho columna) [m]	0.65	0.65	0.65	0.65
Mom estático, M_E [Tonf.m]	25.90	25.90	25.90	25.90
Factor de mayorización	1.92	1.40	1.36	0.78
M de diseño, M_d [Tonf.m]	27.50	20.00	19.40	11.11

Tabla 99. Momentos de diseño para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

	V1	V2	V3	V4
b viga [cm]	50.00	50.00	50.00	45.00
d [cm]	42	36	36	28
h [cm]	45	39	38	31
hdef [cm]	65.00	60.00	60.00	50.00
rel h/b	1.30	1.20	1.20	1.11
	OK	OK	OK	OK
d [cm]	60.60	55.60	55.60	45.60

Tabla 100. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para el cálculo del acero se mantuvo el mismo procedimiento en donde se obtuvo los siguientes resultados para el acero negativo y positivo. En donde se comprueba en cada diseño se cumplan todos los criterios de sismo resistencia.

Acero negativo				
	V1	V2	V3	V4
a [cm]	5.94	4.67	4.53	3.50
c_{max} [cm]	22.73	20.85	20.85	17.10
β	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	19.32	17.72	17.72	14.54
A_s min [cm²]	10.10	9.27	9.27	6.84

db (diam varilla) [mm]	18	18	18	18
# varillas	4	4	4	4
As (-) [cm ²]	12.62	9.93	9.62	6.70
# varillas refuerzo	1	0	0	0
As total negativo [cm ²]	12.72	10.18	10.18	10.18

Separación entre varilla

S, dist entre var [cm]	8.50	11.93	11.93	10.27
S min	2.54	2.54	2.54	2.54
	OK	OK	OK	OK

1. Chequeo de la cuantía

Cuantía	0.39%	0.34%	0.34%	0.45%
	OK	OK	OK	OK

Tabla 101. Acero negativo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Acero Positivo

Md (+) [tonf.m]	13.75	9.00	9.70	5.53
a [cm]	2.89	2.05	2.22	1.71
c _{max} [cm]	22.73	20.85	20.85	17.10
β	0.85	0.85	0.85	0.85
a _{max}	19.32	17.72	17.72	14.54
As min [cm ²]	10.10	9.27	9.27	6.84
db (diam varilla) [mm]	18	18	18	18
# varillas	4	4	4	3
As (+) [cm ²]	6.31	4.47	4.81	3.34
# varillas	0	0	0	0
As total positivo [cm ²]	10.18	10.18	10.18	7.63

2. As(+) \geq 0.5As(-)

As+	10.18	10.18	10.18	7.63
0.5As-	6.36	5.09	5.09	5.09
chequeo	OK	OK	OK	OK

Tabla 102. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Momento nominal

a (M -) [cm]	5.99	4.79	4.79	5.32
ϕM_n (-)	27.71	20.47	20.47	16.52
Mu(-) \leq ϕM_n (-)	OK	OK	OK	OK
ef. (-)	0.99	0.98	0.95	0.67
a + [cm]	4.79	4.79	4.79	3.99
ϕM_n +	22.39	20.47	20.47	12.58

$M_u + \leq \phi M_n +$	OK	OK	OK	OK
ef. +	0.61	0.44	0.47	0.44

Tabla 103. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Diseño de elementos a flexo-compresión.

Para el diseño de las columnas se incrementa la sección cada 5 cm.

Dimensiones de columna		
Ancho, a	75.00	cm
Prof, p	75.00	cm
Ag real	5,625	cm ²
var a	7	u
var p	7	u
Num var	24.00	u
db long	18	mm
db esq	20	mm
db est	12	mm
rec	2.50	cm
As	63.43	cm ²
Chequeo cuantía		
Cuantía	1.13%	OK

Tabla 104. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para el cálculo del confinamiento se aplica los procedimientos explicados de la NEC y del ACI 318.

Área confinada		
Ancho conf, bc	68.80	cm
Prof conf, pc	68.80	cm
Área confinada, Ac	4,733	cm ²
Separación entre var		
Sep a	9.10	cm
Sep p	9.10	cm
OK		

Tabla 105. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para las columnas que se utilizaran en el edificio se presenta en el siguiente resumen:

Tabla de resultados de columnas

a x p [cm]	# varillas/cara	db long	db esq	db est	S est	# vinchas
75.00	7.00	18.00	18.00	12.00	10.00	3.00
70.00	6.00	18.00	20.00	12.00	10.00	3.00
60.00	6.00	16.00	16.00	12.00	10.00	3.00

Tabla 106. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. En la losa 4 se utilizó el diseño de la viga 4. Para las columnas medianeras son de 70x70cm y las esquineras de 75x75cm. Las medianeras se extienden hasta la losa 3 en donde cambian de sección a 60cm. Las esquineras se extienden hasta la losa 3 donde cambian de sección a 70x70cm.

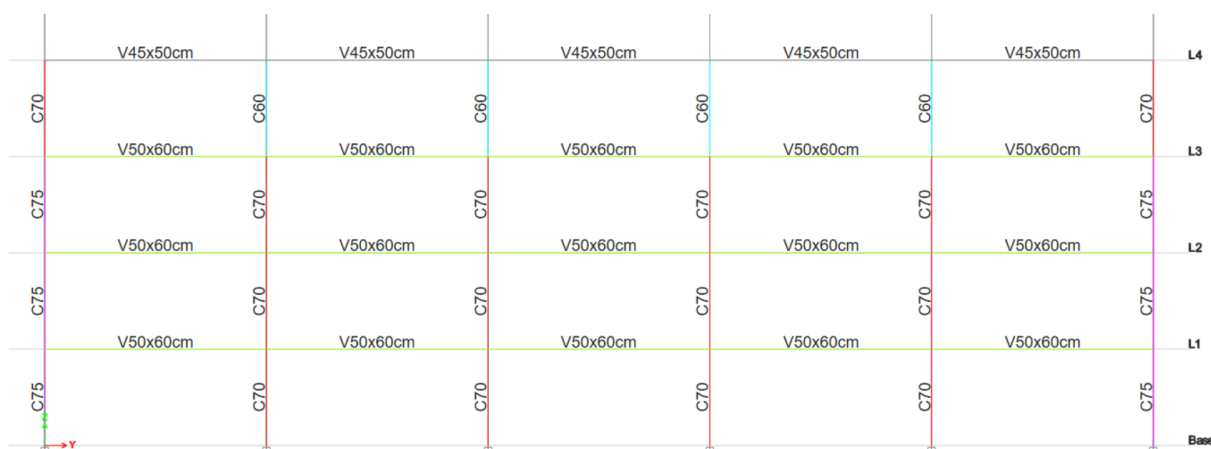


Figura 58. Configuración de las secciones en un pórtico exterior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 1, y para la losa 4 se hace uso de la viga 3. Ambas vigas diseñadas para momentos interiores. En las columnas intermedias se usa una sección de 75x75cm que se extiende hasta la losa 3 donde cambia de sección a 70x70cm. Las columnas medianeras son de 70x70cm que se extiende hasta la losa 3 y cambia de sección a 60x60cm.

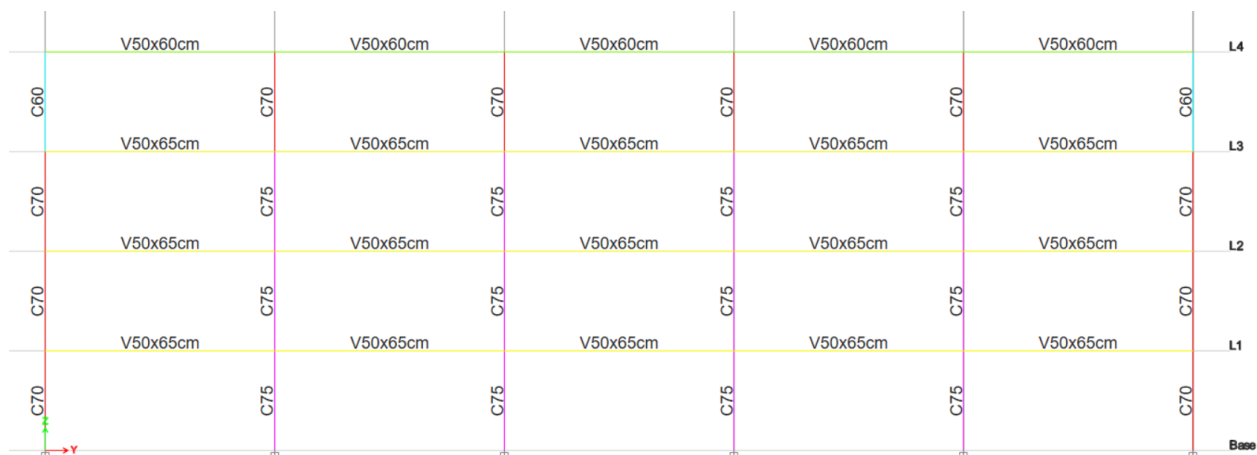


Figura 59. Configuración de las secciones en un pórtico interior en dirección “y” para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores.

Diseño de cortante-1era condición				
	V1	V2	V3	V4
T₁ [tonf]	66.80	53.44	53.44	53.44
T₂ [tonf]	53.44	53.44	53.44	40.08
M_{pr1} [tonf.m]	37.98	28.11	28.11	22.59
M_{pr2} [tonf.m]	30.78	28.11	28.11	17.28
V_{col} [tonf]	26.45	21.62	21.62	15.33
V_j [tonf]	93.79	85.25	85.25	78.18

Tabla 107. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 4 pisos.

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L1 a L3. Se tiene la viga 1 y 2, con una sección de columna para intermedias y esquineras de 75 cm y medianeras de 70cm.

	V1	V2	
Vj de análisis [tonf]	93.79	85.25	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm²]	4,687.5	4,200.0	4,200.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	230.96	165.55	165.55
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 108. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	65	60	65
p_{col} [cm]	75	70	70
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	36.00	36.00	36.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 109. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para la resistencia nominal de los nudos en la losa L4, se tiene las vigas 3 y 4. Las columnas son de 60x60cm para medianeras y 70x70cm para intermedias y esquineras.

	V3	V4	
Vj de análisis [tonf]	85.25	78.18	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm²]	4,200.0	3,150.0	4,025.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	206.94	124.16	158.65
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 110. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en la losa 4 en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	60	50	50
p_{col} [cm]	70	60	70
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	36.00	36.00	36.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 111. Chequeo de la segunda y tercera condición para la losa 4 en un edificio de 4 pisos.
pisos.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento mostrado en la figura 16 para el material, en la figura 17 y 18 para la definición de la viga y columna, cambiando los valores para las respectivas secciones nuevas, en la figura 19 para la definición de losa. Por lo tanto, el modelo queda de la siguiente manera.

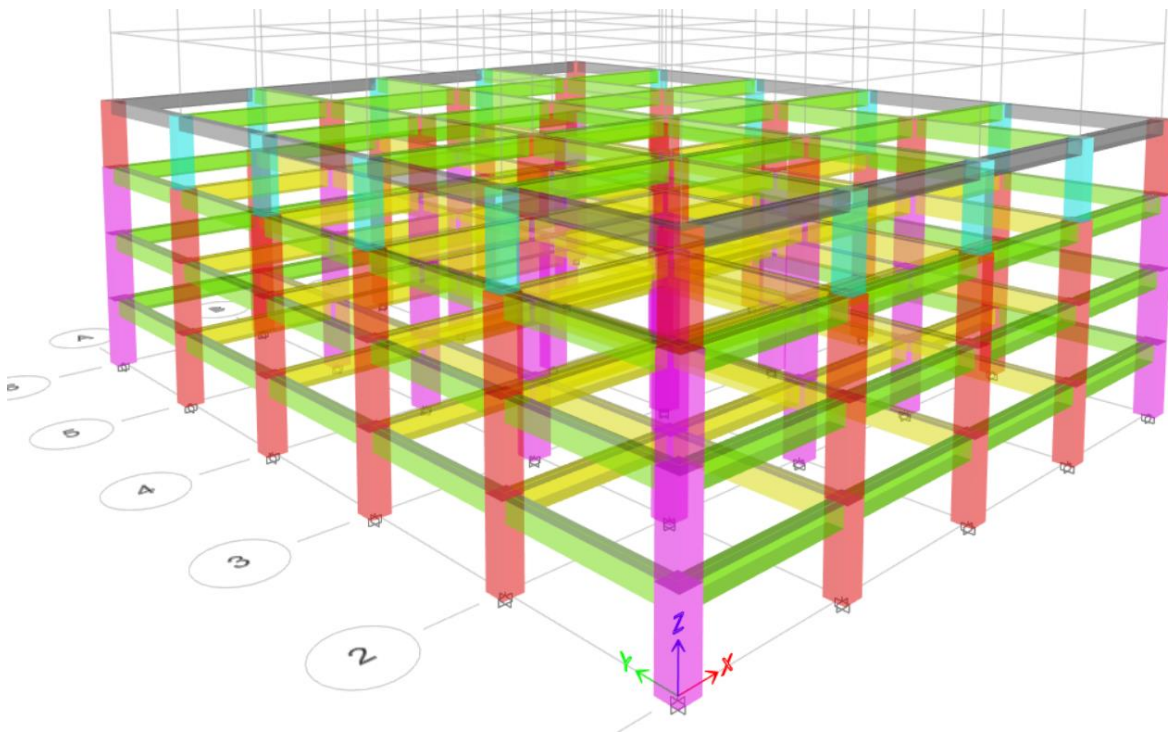


Figura 60. Modelado en ETABS de un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para las cargas se mantienen las presentadas en la tabla 24 y su definición como se presenta en la figura 21. De la misma forma la definición de las zonas rígidas y asignación de masa se mantiene como las presentadas en la figura 22 y 23 respectivamente.

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinado por el ETABS.

Análisis estático.

Con el mismo procedimiento del Método 1 del DBF se tiene:

Ta	0.35	seg
Sa (Ta)	1.01	g

Tabla 112. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.

W, peso de la estructura	3279.49	tonf
---------------------------------	----------------	-------------

Tabla 113. Peso de la estructura de un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vbe, min	413.22	t
Vetabs	413.22	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.126000	
V real	413.22	t

Factor de látigo		
Descripción	Valor	Condición
k	1.00	

Tabla 114. Cortante basal estático mínimo y factor k.

En la tabla 114 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.127935, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente.

Análisis dinámico.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	413.22	t
Vx - prog	335.93	t
Coef	1.0000	
Vy - prog	336.1	t
Coef	1.0000	

Chequeo V_E vs V_D		
$V_D > 0.80V_E$		
V_D	vs	$0.80V_E$
335.93	>	330.58
OK		

Tabla 115. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

En la tabla 115 se observa los cortantes basales dinámicos, que resultaron superiores al 80% del cortante basal estático, sin realizar las correcciones en sus coeficientes de aceleración de la gravedad.

Derivas elásticas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L4	EX	10.4	0.000545
L3	EX	7.8	0.000728
L2	EX	5.2	0.000833
L1	EX	2.6	0.000545
Base	EX	0	0

L4	EY	10.4	0.00051
L3	EY	7.8	0.00069
L2	EY	5.2	0.00079
L1	EY	2.6	0.00052
Base	EY	0	0

Tabla 116. Derivas para un análisis de la deriva máxima para $\Delta_M = 0.5\%$.

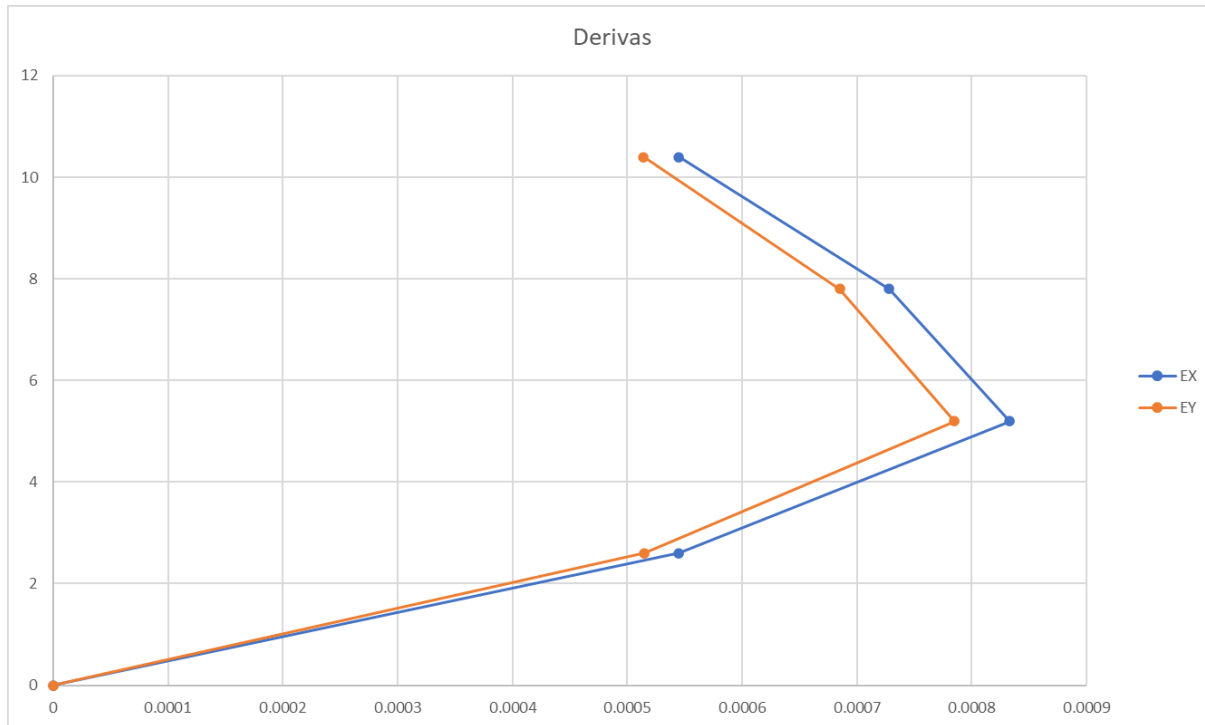


Figura 61. Gráfica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.000833	OK
$\Delta m x$	0.50%	
Deriva y	0.000785	OK
$\Delta m y$	0.47%	

Tabla 117. Deriva máxima inelástica.

Para las secciones presentadas de vigas y columnas se cumple con la deriva inelástica máxima permisible de 0.5%.

Diseño final

Una vez que se ve que cumple la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica las resistencias requeridas para comprobar que las respectivas resistencias de diseño cumplan.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante				
T₁ [tonf]	66.80	53.44	53.44	53.44
T₂ [tonf]	53.44	53.44	53.44	40.08
Mpr₁ [tonf.m]	37.98	28.11	28.11	22.59
Mpr₂ [tonf.m]	30.78	28.11	28.11	17.28
Va isostático [tonf]	10.80	6.21	10.41	5.80
Vp hiperestático [tonf]	13.10	10.61	10.61	7.38
Vu [tonf]	23.90	16.82	21.02	13.18
Vu [tonf]	23.90	16.82	21.02	13.18
Check Vp >= 0.5Vu	Considerar Vc	Considerar Vc	Considerar Vc	Considerar Vc
Vc [tonf]	23.27	21.35	21.35	15.76
Vc def [tonf]	23.27	21.35	21.35	15.76
ϕ	0.75	0.75	0.75	0.75
Vs [tonf]	8.59	1.07	6.67	1.82
db estribos	10	10	10	10
Av [cm²/m]	3.38	0.46	2.86	0.95
As [cm²]	1.57	1.57	1.57	1.57
# estribos/m	2.15	0.29	1.82	0.60
S req [cm]	46.00	100	54.00	100
Zona protegida y zona central				
2h [cm]	130	120	120	100
Smax [cm]	10	10	10	10
Zona central [cm]	275	295	295	335
Smax [cm]	30	28	28	23

Tabla 118. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

En la tabla 118, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Por lo que, para

todas las vigas se usan estribos de 10mm. En la viga 1 la separación es de 10 y 30 cm para la zona plástica y elásticas respectivamente. En la viga 2 y 3 la separación es de 10 y 28 cm para la zona plástica y elástica respectivamente. En la viga 4 la separación es de 10 y 23 cm para la zona plástica y elástica respectivamente.

Chequeo de columnas.

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Se presentan los siguientes resultados para los tres tipos de columnas usadas en los pórticos exteriores e interiores.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	216.91	137.94	86.73
Mu [tonf.m]	32.89	26.28	31.84
$Pu/f'cAg < 0.3$			
Pu [tonf]	216.91	137.94	86.73
c1 [cm]	75	70	75
c2 [cm]	75	70	75
f'cAg	1,181.25	1,029.00	1,181.25
	0.184	0.134	0.073
Check	OK	OK	OK

Tabla 119. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.

75x75			70x70		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
652.69	0.00	0.00	568.73	0.00	0.00
652.69	0.00	38.66	568.73	0.00	31.55
605.62	0.00	59.57	526.59	0.00	48.76
517.64	0.00	76.16	450.44	0.00	62.22
423.39	0.00	88.79	367.43	0.00	72.43
316.38	0.00	98.37	273.09	0.00	80.29
272.45	0.00	111.88	235.83	0.00	91.33
209.65	0.00	120.98	181.66	0.00	98.70
95.84	0.00	100.65	85.59	0.00	82.47
37.48	0.00	64.87	31.81	0.00	52.77
231.89	0.00	0.00	202.31	0.00	0.00

Tabla 120. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 75 y 70 cm.

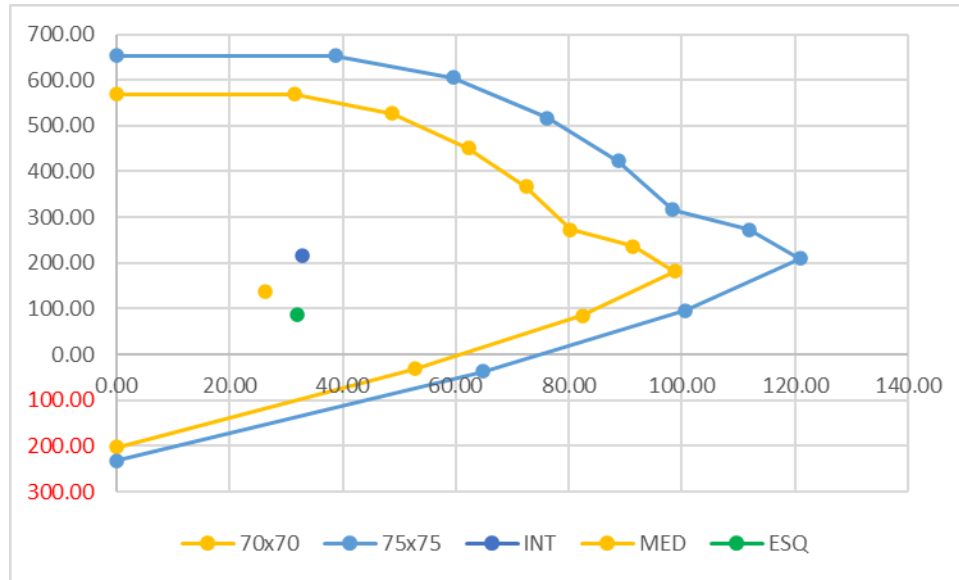


Figura 62. Diagrama de interacción.

Por lo tanto, se observa que los tres tipos de columna se encuentran con un $\frac{P_U}{f'cA_g} < 0.2$ y en los diagramas de interacción se observa cómo están bajo el punto de balance. En consecuencia, las tres columnas tienen un diseño dúctil con un comportamiento controlado por tensión.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 0.5% en un edificio de 4 pisos se tiene las siguientes secciones utilizadas.

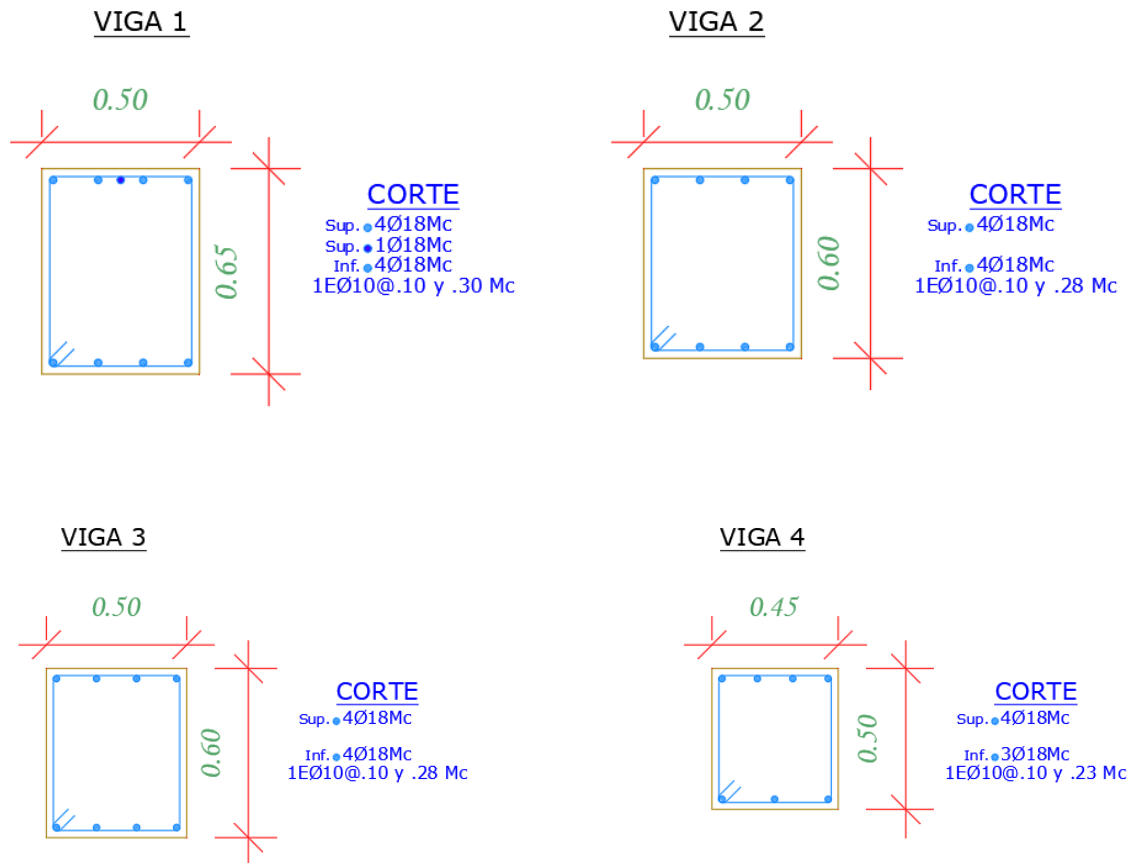


Figura 63. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

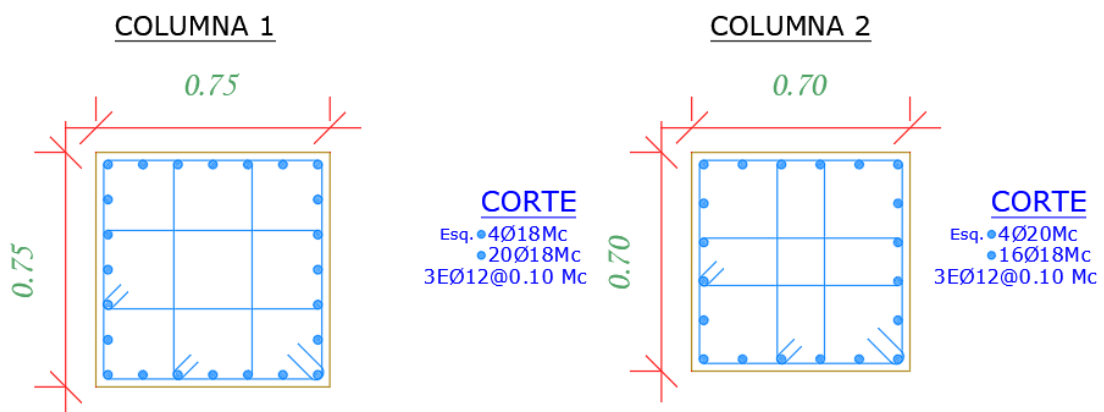


Figura 64. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 4 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Edificio de 6 pisos

Geometría Inicial.

Para continuar con el análisis se ha mantenido con la geometría mostrada en la figura 1. Se ha determinado una geometría con 6 losas aéreas, con una altura entre ejes de losas de 2.6 metros como se aprecia en la Figura 65. A estos pórticos se realizará el mismo análisis de disminuir la Δ_M del 2.0% a 1.5%, 1.0% y 0.5%. Para lo cual se rediseñará sus secciones hasta que cumplan este requisito.

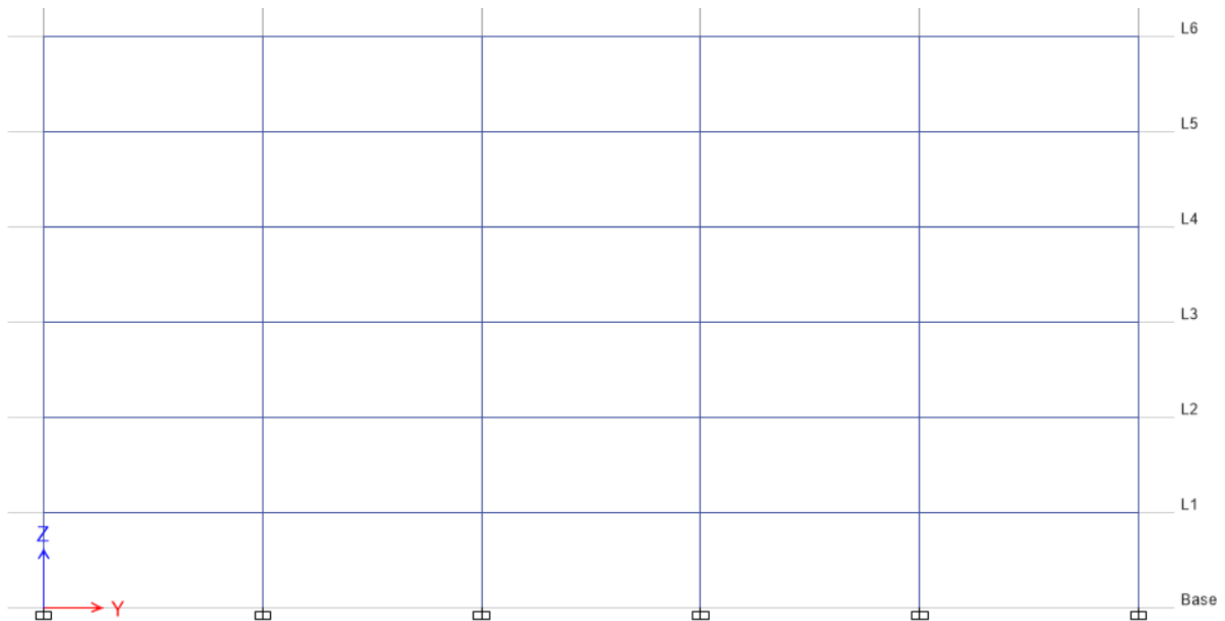


Figura 65. Vista en elevación de la geometría de la estructura de análisis.

Fuente: Elaboración propia.

Deriva máxima del 2.0%.

Para los datos de altura de losa y peso de losa equivalente, se mantiene el uso de la tabla 5.

Las cargas son las mismas presentadas en la tabla 7 y 8.

Diseño de elementos a flexión.

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

1. Chequeo de la cuantía

Cuantía	0.89%	0.76%	0.94%	0.79%	0.87%	0.52%
	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 123. Acero negativo para las vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Acero Positivo						
Md (+) [tonf.m]	17.37	21.00	10.64	13.00	8.50	5.33
a [cm]	5.01	6.12	3.80	4.69	3.41	2.10
c _{max} [cm]	18.94	18.94	17.06	17.06	15.19	15.19
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a _{max}	16.10	16.10	14.50	14.50	12.91	12.91
As min [cm ²]	7.58	7.58	6.07	6.07	5.40	5.40
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	18	18
# varillas	4	4	3	3	3	3
As (+) [cm ²]	10.17	12.12	7.03	8.34	6.12	3.71
# varillas	0	0	0	0	0	0
As total positivo [cm ²]	12.57	12.57	9.42	9.42	9.42	6.28

2. As(+) $\geq 0.5As(-)$

As+	12.57	12.57	9.42	9.42	7.63	7.63
0.5As-	11.00	9.42	9.42	7.85	7.63	5.09
chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 124. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Momento nominal						
a (M -) [cm]	11.50	9.86	11.09	9.24	8.98	5.99
$\phi M_n (-)$	37.20	32.47	28.47	24.27	20.84	14.47
$M_u(-) \leq \phi M_n(-)$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. (-)	0.93	0.95	0.98	0.93	0.86	0.86
a + [cm]	6.57	6.57	5.54	5.54	4.49	4.49
$\phi M_n +$	22.43	22.43	15.22	15.22	11.07	11.07
$M_u + \leq \phi M_n +$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. +	0.77	0.94	0.70	0.85	0.77	0.48

Tabla 125. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Diseño de elementos a flexo-compresión.

Para el diseño de las columnas se mantiene el mismo procedimiento de las secciones anteriores. El predimensionamiento de la carga axial queda de la siguiente manera

Predimensionamiento de columna		
Área tributaria, A_t	36.00	m ²
fm	1.20	-
Cu	7.24	T.m ²
Pu	312.78	T
Área de columna		
Ag	4,099	cm²
Lado pred	64.03	cm

Tabla 126. Predimensionamiento de la carga axial en un edificio de 6 pisos $\Delta_M = 2.0\%$.

Para un edificio de 6 pisos se predimensiono una sección de 65x65 cm para la columna. Por lo que para su diseño se mantienen los procedimientos de las secciones anteriores y se tiene la siguiente configuración. La cual debe cumplir todos los criterios de diseño establecido en el código.

Dimensiones de columna		
Ancho, a	65.00	cm
Prof., p	65.00	cm
Ag real	4,225	cm²
var a	6	u
var p	6	u
Núm. var	20.00	u
db Long	18	mm
db esq.	20	mm
db est	10	mm
rec	2.50	cm
As	53.25	cm²
Chequeo cuantía		
Cuantía	1.26%	OK

Tabla 127. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 6 pisos.

Para el cálculo del confinamiento se aplica los procedimientos explicados de la NEC y del ACI 318.

Área confinada		
Ancho conf., bc	59.00	cm
Prof conf, pc	59.00	cm
Área confinada, Ac	3,481	cm2
Separación entre var		
Sep a	9.36	cm
Sep p	9.36	cm
OK		

Tabla 128. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 2.0\%$

Para las columnas que se utilizaran en el edificio se presenta en el siguiente resumen:

Tabla de resultados de columnas						
a x p [cm]	# varillas/cara	db Long	db esq.	db est	S est	# vinchas
60.00	5.00	18.00	18.00	10.00	10.00	4.00
65.00	5.00	18.00	20.00	10.00	10.00	4.00
65.00	6.00	18.00	20.00	10.00	10.00	4.00

Tabla 129. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. En las losas L4 a L5, se utilizó el diseño de la viga 4. Por último, en la losa 6, se utilizó el diseño de la viga 6. En la figura a continuación se observa la configuración antes mencionada, en donde se resalta las secciones de las vigas. Cabe mencionar que para vigas interiores y exteriores se utilizó las mismas dimensiones, pero sus cuantías cambiaban. Para las columnas esquineras y medianeras ubicadas en este pórtico, desde la base hasta la losa 3 se utilizó una sección de 65 cm y se reduce a una sección de 60 cm hasta la cubierta.

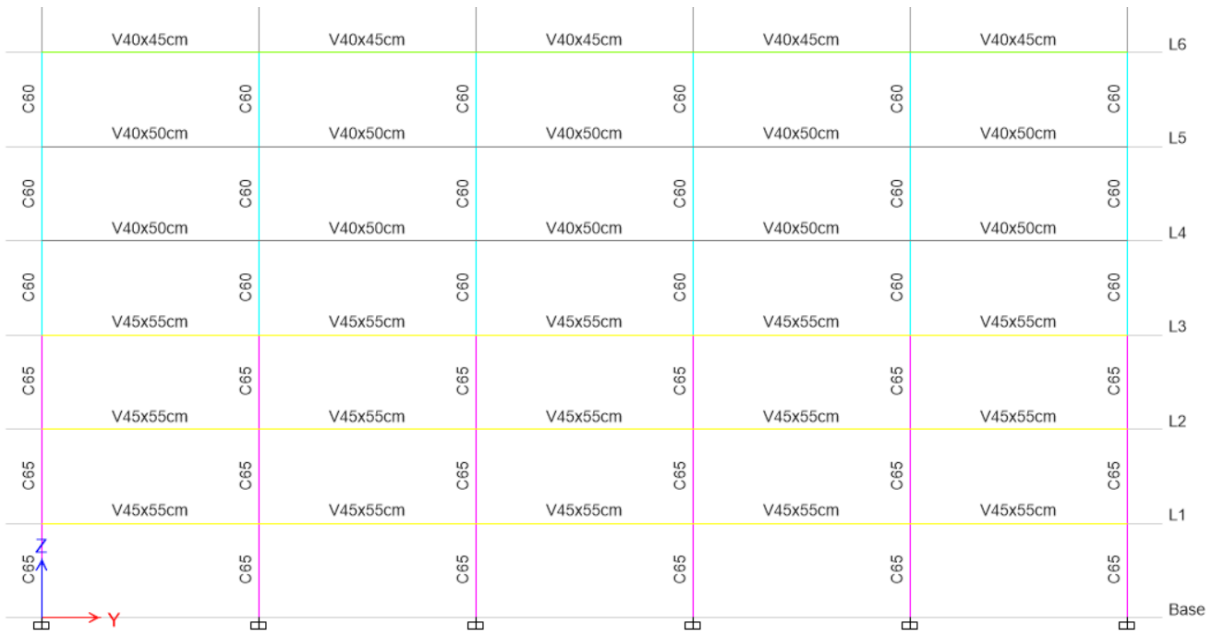


Figura 66. Configuración de las secciones para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 1, que responde a momentos que se encuentran en vanos interiores. En las losas L4 a L5, se utilizó el diseño de la viga 3. Por último, en la losa 6, se utilizó el diseño de la viga 5. La figura 66 se puede usar como referencia para un pórtico interior, debido a que se presentan las mismas secciones, pero su cuantía cambia en el mismo. Para las columnas intermedias y medianeras presentes en este pórtico, se utilizó la misma configuración que para un pórtico exterior, debido a que las columnas medianeras no se pudo reducir su sección, por criterios de capacidad que no cumplían los requerimientos al momento del diseño del cortante en el nudo. La diferencia está en la cuantía para las columnas intermedia, en donde se aumentó varillas longitudinales.

Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores.

Diseño de cortante-1era condición						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
T₁ [tonf]	115.45	98.96	98.96	82.47	80.16	53.44
T₂ [tonf]	65.97	65.97	49.48	49.48	40.08	40.08
Mpr₁ [tonf.m]	50.01	43.88	38.17	32.76	28.04	19.70
Mpr₂ [tonf.m]	30.61	30.61	20.80	20.80	15.15	15.15
V_{col} [tonf]	31.01	28.65	22.68	20.60	16.61	13.40
V_j [tonf]	150.42	136.29	125.76	111.35	103.62	80.12

Tabla 130. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L1 a L3. Se tiene la viga 1 y 2, con una sección de columna idéntica de 65x65 cm para intermedia medianera y esquinera. Por lo que, el cortante nominal de una columna tipo intermedia debe ser superior a 150.42 tonf y para las medianeras y esquineras, debe ser mayor a 136.29 tonf. En la tabla a continuación se observan los resultados.

	V1	V2	
V_j de análisis [tonf]	150.42	136.29	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm²]	3,575.0	3,575.0	3,575.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
V_n [tonf]	176.14	140.91	140.91
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 131. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	55	55	55
p_{col} [cm]	65	65	65
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 132. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L4 a L5. Se tiene la viga 3 y 4, con una sección de columna idéntica de 60x60 cm para intermedia medianera y esquinera. Por lo que, el contante nominal de una columna tipo intermedia debe ser superior a 125.76 tonf y para las medianeras y esquineras, debe ser mayor a 111.35 tonf. En la tabla a continuación se observan los resultados.

	V3	V4	
Vj de análisis [tonf]	125.76	111.35	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	3,150.0	3,150.0	3,150.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	155.20	124.16	124.16
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 133. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 4 a 5 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	50	50	50
p_{col} [cm]	60	60	60
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 134. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 4 a 6 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para la resistencia nominal del nudo en la losa 6. Se tiene la viga 4 y 5, con una sección de columna idéntica de 60x60 cm para intermedia medianera y esquinera. Por lo que, el cortante nominal de una columna tipo intermedia debe ser superior a 103.62 tonf y para las medianeras y esquineras, debe ser mayor a 80.12 tonf. Debido a que las secciones de las vigas en su base son igual y columnas son iguales a las de la losa 4 a 5, el cortante nominal es el mismo presentada en la tabla 133, por lo que cumple la primera condición y la última. Para la segunda se tiene un peralte de 45 cm que es menor a 60 cm. Por lo tanto, todas las condiciones cumplen.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento mostrado en la figura 16 para el material, en la figura 17 y 18 para la definición de la viga y columna, cambiando los valores para las respectivas secciones nuevas, en la figura 19 para la definición de losa. Por lo tanto, el modelo queda de la siguiente manera.

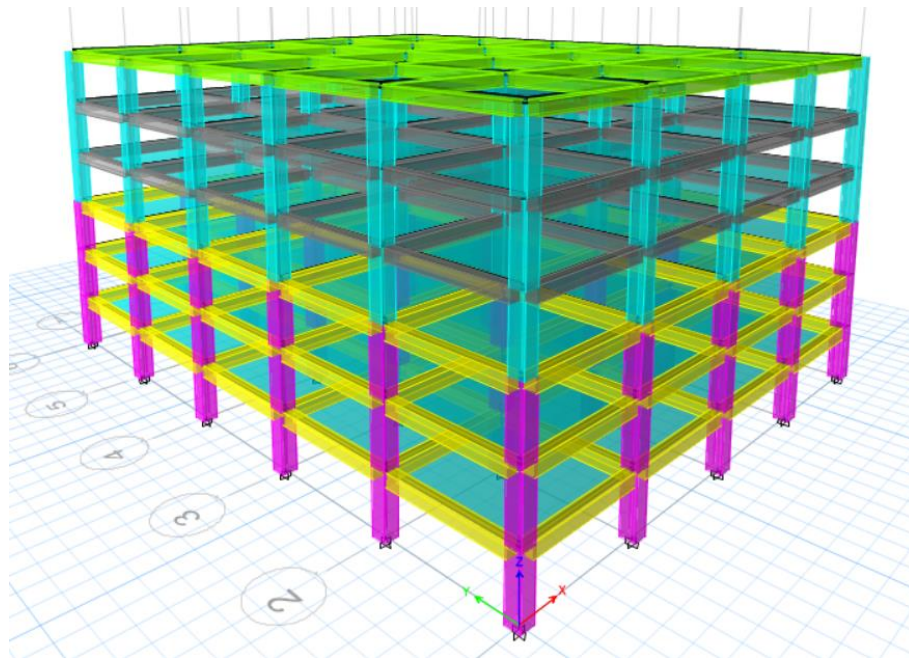


Figura 67. Modelado en ETABS con las nuevas secciones para una deriva máxima del 2.0%.

Para las cargas se mantienen las presentadas en la tabla 24 y su definición como se presenta en la figura 21. De la misma forma la definición de las zonas rígidas y asignación de masa se mantiene como las presentadas en la figura 22 y 23 respectivamente.

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinada por el ETABS.

Análisis estático.

Con el mismo procedimiento del Método 1 del DBF se tiene:

Ta	0.68	seg
Sa (Ta)	1.01	g

Tabla 135. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.

W, peso de la estructura	4490.22	tonf
---------------------------------	----------------	-------------

Tabla 136. Peso de la estructura de un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vb, min	565.77	t
Vetabs	566.21	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.12600	
V real	566.21	t

Factor de látigo		
Descripción	Valor	Condición
k	1.09	

Tabla 137. Cortante basal estático mínimo y factor k.

En la tabla 137 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.12722, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente calculado con el método 1 del DBF.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	566.21	t
Vx - prog	456.18	t
Coef	1.0000	
Vy - prog	454.5	t
Coef	1.0000	

Chequeo V_E vs V_D		
$V_D > 0.80V_E$		
V_D	vs	$0.80V_E$
454.5	>	452.97
OK		

Tabla 138. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

En la tabla 138 se observa los cortantes basales dinámicos corregidos en su factor de la gravedad para que sean mayores al 80% del cortante basal estático. Una vez cumplidos todos los requerimientos dados por la NEC, se obtienen las derivas inelásticas de cada piso y se encuentra la deriva inelástica máxima y se lo compara con el límite permisible del 2%.

Derivas elásticas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L6	EX	15.6	0.001351
L5	EX	13	0.001924
L4	EX	10.4	0.002263
L3	EX	7.8	0.002211
L2	EX	5.2	0.002148

L1	EX	2.6	0.001282
Base	EX	0	0
L6	EY	15.6	0.001249
L5	EY	13	0.001789
L4	EY	10.4	0.002107
L3	EY	7.8	0.002058
L2	EY	5.2	0.002007
L1	EY	2.6	0.001205
Base	EY	0	0

Tabla 139. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 2.0%.



Figura 68. Gráfica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.002263	OK
$\Delta m x$	1.36%	
Deriva y	0.002107	OK
$\Delta m y$	1.26%	

Tabla 140. Deriva máxima inelástica.

Para las secciones presentadas de vigas y columnas se cumple con la deriva inelástica máxima permisible de 2.0%. Pero también resulta inferior al 1.5%.

Diseño final

Una vez que se ve que cumple la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica los momentos a diseño y los cortante a diseño.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante						
T₁ [tonf]	115.45	98.96	98.96	82.47	80.16	53.44
T₂ [tonf]	65.97	65.97	49.48	49.48	40.08	40.08
Mpr₁ [tonf.m]	50.01	43.88	38.17	32.76	28.04	19.70
Mpr₂ [tonf.m]	30.61	30.61	20.80	20.80	15.15	15.15
Va	10.25	5.90	9.90	5.60	9.90	5.40
VP	15.07	13.92	10.92	9.92	8.00	6.45
Vu [tonf]	25.32	19.82	20.82	15.52	17.90	11.85
Vu [tonf]	25.32	19.82	20.82	15.32	17.90	11.85
Check Vp >= 0.5Vu	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc = 0	Vc ≠ 0
Vc [tonf]	17.45	17.45	13.98	13.98	12.47	12.47
Vc definitivo [tonf]	17.45	17.45	13.98	13.98	0.00	12.47
φ	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Vs [tonf]	16.31	8.97	13.78	6.45	23.87	3.33
db estribos	10	10	10	10	10	10
Av. [cm²/m]	7.69	4.23	7.21	3.37	14.00	1.95
As [cm²]	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
# estribos/m	4.89	2.69	4.59	2.15	8.91	1.24
S req [cm]	20.00	37.00	21.00	46.00	11.00	80.00
Zona protegida y zona central						
2h [cm]	110	110	100	100	90	90
Smax [cm]	12	12	11	11	10	10
Zona central [cm]	315	315	335	335	355	355
Smax [cm]	25	25	23	23	20	20

Tabla 141. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

En la tabla 141, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Por lo que, para las vigas 1 y 2, se coloca estribos de 10 mm cada 12 cm en la zona plástica y 25 cm en la

zona elástica. Para las vigas 3 y 4, se coloca estribos de 10 mm cada 11 cm en la zona plástica y 23 cm en la zona elástica. Para las vigas 5 y 6, se coloca estribos cada 10 cm en la zona plástica y 20 cm en la zona elástica.

Chequeo de columnas.

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Se presentan los siguientes resultados para los tres tipos de columnas usadas en los pórticos exteriores e interiores.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	298.50	204.16	131.55
Mu [tonf.m]	52.00	39.36	39.55
Pu/f'cAg<0.3			
Pu [tonf]	298.50	204.16	131.55
c1 [cm]	65	65	65
c2 [cm]	65	65	65
f'cAg	887.25	887.25	887.25
	0.336	0.230	0.148
Check	Check Confinamiento	OK	OK

Tabla 142. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.

65x65cm Tipo 1			65x65cm Tipo 2		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
484.42	0.00	0.00	505.81	0.00	0.00
484.42	0.00	24.72	505.81	0.00	26.81
450.13	0.00	38.41	464.53	0.00	40.94
384.72	0.00	48.95	396.59	0.00	52.15
313.57	0.00	56.92	321.72	0.00	60.90
234.47	0.00	62.92	235.48	0.00	68.03
203.47	0.00	71.32	200.67	0.00	77.60
159.90	0.00	77.08	150.28	0.00	84.21
78.77	0.00	64.33	64.50	0.00	70.87
19.98	0.00	41.20	-43.96	0.00	45.33
163.66	0.00	0.00	-202.31	0.00	0.00

Tabla 143. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 65x65 cm.

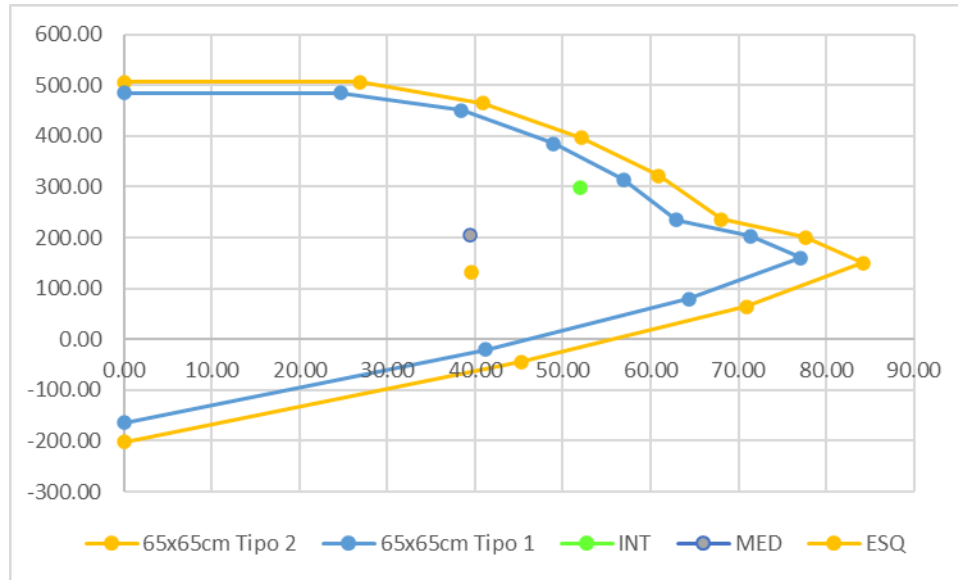


Figura 69. Diagrama de interacción.

Entonces, se observa que las columnas intermedias tienen un comportamiento controlado por compresión, mientras que las medianeras y esquineras tienen un comportamiento controlado por tensión. Solo las columnas esquineras se encuentran dentro de la zona que está por debajo del punto balanceado, lo que indica que el diseño de estas cumple con los criterios de ductilidad, mientras que la medianera se encuentra levemente por encima. Para la columna intermedia al tener un comportamiento controlado por compresión, se chequea si la ecuación (c) del ACI 18.7.5.4 es mayor que la ecuación (b) que predominó en el diseño. Al resultar menor, el diseño de la columna se mantiene igual al predimensionado.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 2.0% en un edificio de 6 pisos se tiene las siguientes secciones utilizadas.

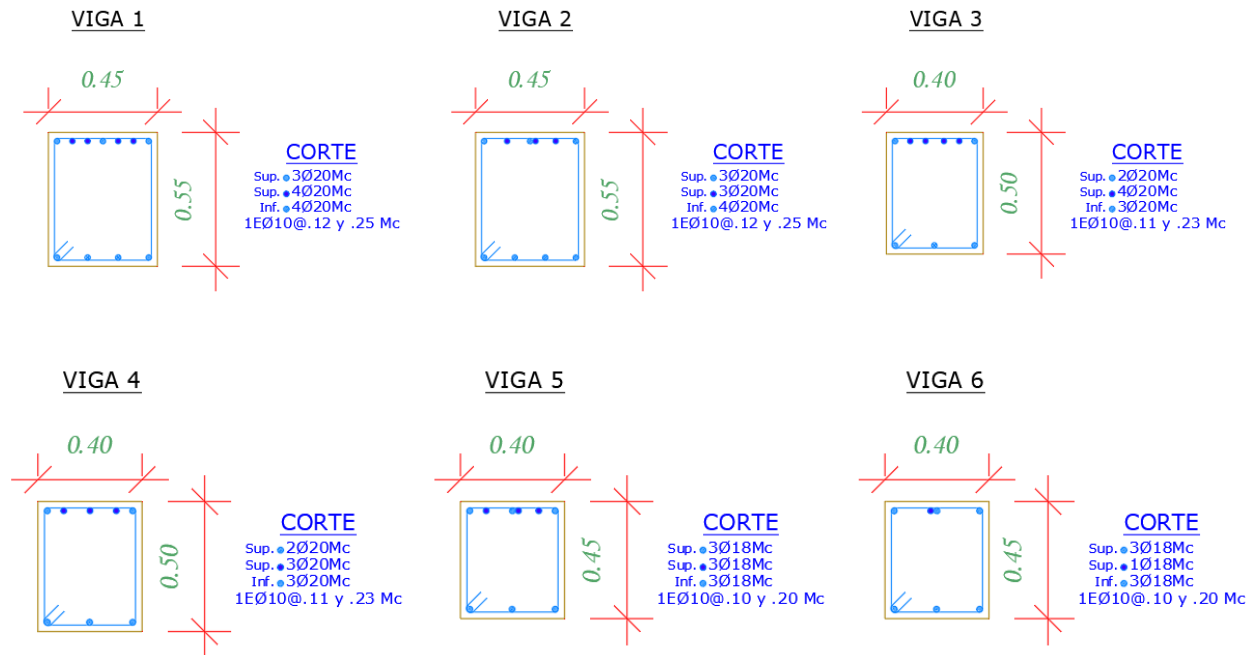


Figura 70. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 6 pisos

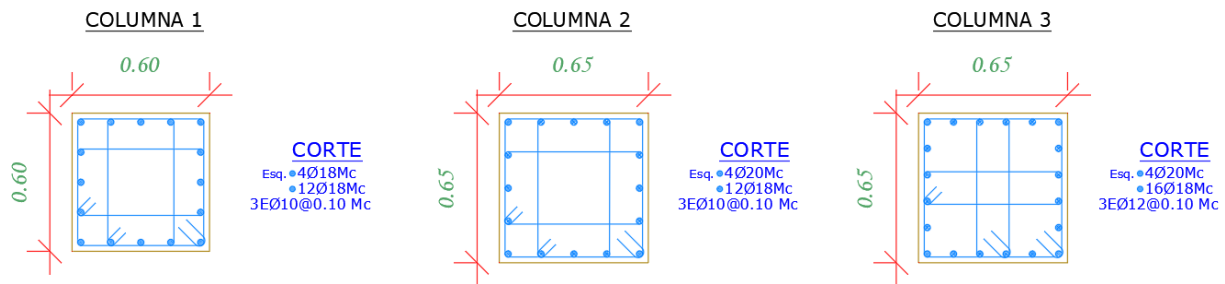


Figura 71. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 6 pisos.

Deriva máxima del 1.5%.

Para el análisis de la deriva máxima permisible del 1.5% se utilizan los mismos resultados que se encontró en la sección de la deriva máxima permisible del 2.0%, debido a que el diseño presento una deriva inferior a 1.5%.

Deriva máxima del 1.0%.

Para el análisis de la deriva el procedimiento es el mismo ya planteado, se itera las secciones de 5 cm en 5 cm.

Diseño de elementos a flexión.

Los momentos de diseño son los siguientes:

Momento estático de losa						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b col (ancho columna) [m]	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Mom estático, M_E [tonf.m]	25.42	25.42	25.42	25.42	25.42	25.42
Factor de mayorización	2.61	2.35	2.01	1.71	1.28	0.88
M de diseño, M_d [tonf.m]	36.60	33.00	28.30	23.95	18.00	12.40

Tabla 144. Momentos de diseño para un edificio de 6 pisos con $\Delta_M = 1.0\%$

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b viga [cm]	50.00	50.00	45.00	45.00	45.00	45.00
d [cm]	49	47	45	42	36	30
h [cm]	52	49	48	44	39	33
hdef [cm]	60.00	60.00	55.00	55.00	50.00	50.00
rel h/b	1.20	1.20	1.22	1.22	1.11	1.11
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
d [cm]	55.50	55.50	50.50	50.50	45.50	45.50

Tabla 145. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 6 pisos con $\Delta_M = 1.0\%$.

Para el cálculo del acero se mantuvo el mismo procedimiento en donde se obtuvo los siguientes resultados para el acero negativo y positivo. En donde se comprueba en cada diseño se cumplan todos los criterios de sismo resistencia.

Acero negativo						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
a [cm]	8.93	7.98	8.46	7.05	5.82	3.92
c_{max} [cm]	20.81	20.81	18.94	18.94	17.14	17.14
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	17.69	17.69	16.10	16.10	14.57	14.57
A_s min [cm²]	9.25	9.25	7.58	7.58	6.86	6.86
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	16	16
# varillas	3	3	3	3	4	4

As (-) [cm ²]	18.97	16.95	16.18	13.49	11.13	7.50
# varillas refuerzo	4	3	3	2	2	0
As total negativo [cm ²]	21.99	18.85	18.85	15.71	12.06	8.04

Separación entre varilla

S, dist. entre var [cm]	4.83	6.20	5.20	7.00	5.68	10.53
S min	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54
	OK	OK	OK	OK	OK	OK

1. Chequeo de la cuantía

Cuantía	0.73%	0.63%	0.76%	0.63%	0.54%	0.36%
	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 146. Acero negativo de vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$

Acero Positivo

Md (+) [tonf.m]	19.00	22.70	10.90	14.10	8.70	5.61
a [cm]	4.44	5.35	3.08	4.02	2.71	1.73
c _{max} [cm]	20.81	20.81	18.94	18.94	17.14	17.14
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a _{max}	17.69	17.69	16.10	16.10	14.57	14.57
As min [cm ²]	9.25	9.25	7.58	7.58	6.86	6.86
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	16	16
# varillas	4	4	3	3	4	3
As (+) [cm ²]	9.85	11.66	6.23	7.94	5.38	3.39
# varillas	0	0	0	0	0	0
As total positivo [cm ²]	12.57	12.57	9.42	9.42	8.04	6.03

2. As(+) \geq 0.5As(-)

As+	12.57	12.57	9.42	9.42	8.04	6.03
0.5As-	11.00	9.42	9.42	7.85	6.03	4.02
chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 147. Acero positivo para las vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$

Momento nominal

a (M -) [cm]	10.35	8.87	9.86	8.21	6.31	4.21
ϕM_n (-)	41.83	36.38	32.47	27.55	19.40	13.25
Mu(-) \leq ϕM_n (-)	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. (-)	0.87	0.91	0.87	0.87	0.93	0.94
a + [cm]	5.91	5.91	4.93	4.93	4.21	3.15
ϕM_n +	24.96	24.96	17.11	17.11	13.25	10.06
Mu + \leq ϕM_n +	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. +	0.76	0.91	0.64	0.82	0.66	0.56

Tabla 148. Momento nominal para las vigas en edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$

Diseño de elementos a flexo-compresión.

La nueva columna de base para cumplir la nueva deriva quedo de la siguiente forma. En donde el predimensionamiento de la sección para cumplir esta deriva no se puede usar

Dimensiones de columna		
Ancho, a	70.00	cm
Prof, p	70.00	cm
Ag real	4,900	cm2
var a	6	u
var p	6	u
Núm. var	20.00	u
db Long	18	mm
db esq.	18	mm
db est	10	mm
rec	2.50	cm
As	50.87	cm2
Chequeo cuantía		
Cuantía	1.04%	OK

Tabla 149. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para el cálculo del confinamiento se aplica los procedimientos explicados de la NEC y del ACI 318.

Área confinada		
Ancho conf, bc	64.00	cm
Prof conf, pc	64.00	cm
Área confinada, Ac	4,096	cm2
Separación entre var		
Sep a	10.44	cm
Sep p	10.44	cm
OK		

Tabla 150. Área confinada para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 1.0\%$.

CONFINAMIENTO		
Lo	70.00	cm
S max	10	cm
Zona central, Le	120.00	cm
S max	11	cm
VINCHAS		

Ash	2.88	cm ²
# vinchas	3.7	u

Tabla 151. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para las columnas que se utilizaran en el edificio se presenta en el siguiente resumen:

Tabla de resultados de columnas						
a x p [cm]	# varillas/cara	db Long	db esq.	db est	S est	# vinchas
65.00	5.00	18.00	20.00	10.00	10.00	4.00
70.00	6.00	18.00	18.00	10.00	10.00	4.00
70.00	7.00	18.00	18.00	10.00	10.00	4.00

Tabla 152. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 6 pisos con $\Delta_M = 1.0\%$.

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. En las losas L4 a L5, se utilizó el diseño de la viga 4. Por último, en la losa 6, se utilizó el diseño de la viga 6. En la figura a continuación se observa la configuración antes mencionada, en donde se resalta las secciones de las vigas. Cabe mencionar que para vigas interiores y exteriores se utilizó las mismas dimensiones, pero sus cuantías cambiaban y que la nomenclatura responde a la de la tabla 80. Para las columnas esquineras y medianeras ubicadas en este pórtico, desde la base hasta la losa 3 se utilizó una sección de 70 cm y se reduce a una sección de 65 cm hasta la cubierta.

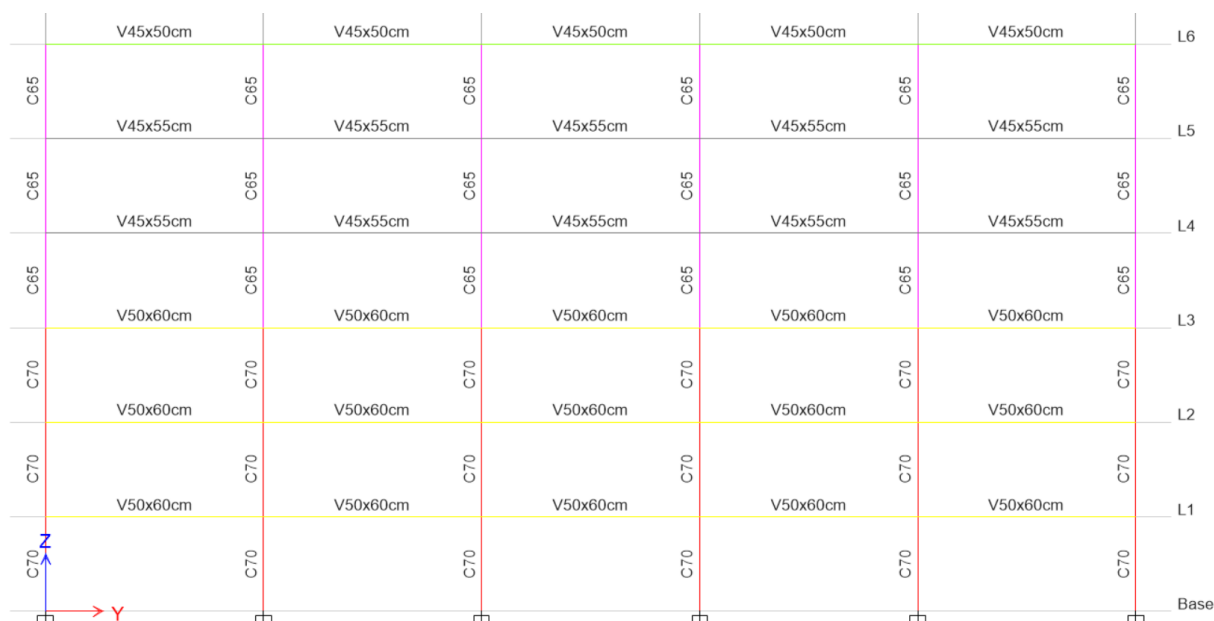


Figura 72. Configuración de las secciones para un edificio de 6 pisos con $\Delta_M = 1.0\%$.

Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 1, que responde a momentos que se encuentran en vanos interiores. En las losas L4 a L5, se utilizó el diseño de la viga 3. Por último, en la losa 6, se utilizó el diseño de la viga 5. La figura 72 se puede usar como referencia para un pórtico interior, debido a que se presentan las mismas secciones, pero su cuantía cambia en el mismo. Para las columnas intermedias y medianeras presentes en este pórtico, se utilizó la misma configuración que para un pórtico exterior.

Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores.

Diseño de cortante-1era condición						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
T ₁ [tonf]	115.45	98.96	98.96	82.47	63.33	42.22
T ₂ [tonf]	65.97	65.97	49.48	49.48	42.22	31.67
Mpr ₁ [tonf.m]	56.61	49.44	43.88	37.41	26.45	18.19
Mpr ₂ [tonf.m]	34.18	34.18	23.46	23.46	18.19	13.85
V _{col} [tonf]	34.92	32.16	25.90	23.41	17.17	12.32
V _j [tonf]	146.51	132.77	122.54	108.53	88.39	61.57

Tabla 153. Diseño por capacidad del cortante para un edificio de 6 pisos con $\Delta_M = 1.0\%$.

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L1 a L3. Se tiene la viga 1 y 2, con una sección de columna idéntica de 70x70 cm para intermedia medianera y esquinera. Por lo que, el contante nominal de una columna tipo intermedia debe ser superior a 146.51 tonf y para las medianeras y esquineras, debe ser mayor a 132.77 tonf. En la tabla a continuación se observan los resultados.

	V1	V2	
V _j de análisis [tonf]	146.51	132.77	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75 a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	4,200.0	4,200.0	4,200.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
V _n [tonf]	206.94	165.55	165.55
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 154. Resistencia nominal de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Geometría-2da condición			
h _{viga} [cm]	60	60	60
p _{col} [cm]	70	70	70
Check: h _{viga} < p _{col}	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: 20db ≤ p _{col}	OK	OK	OK

Tabla 155. Chequeo de la 2da y 3ra condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L4 a L5. Se tiene la viga 3 y 4, con una sección de columna idéntica de 65x65 cm para intermedia, medianera y esquinera. Por lo que, el cortante nominal de una columna tipo intermedia debe ser superior a 122.54 tonf y para las medianeras y esquineras, debe ser mayor a 108.53 tonf. En la tabla a continuación se observan los resultados.

	V3	V4	
Vj de análisis [tonf]	122.54	108.53	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	4,200.0	4,200.0	4,200.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	206.94	165.55	165.55
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 156. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 4 a 5 en un edificio de 6 pisos con $\Delta_M = 1.0\%$.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	55	55	55
p_{col} [cm]	65	65	65
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 157. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 4 a 6 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para la resistencia nominal del nudo en la losa 6. Se tiene la viga 4 y 5, con una sección de columna idéntica de 65x65 cm para intermedia medianera y esquinera. Por lo que, el cortante nominal de una columna tipo intermedia debe ser superior a 88.39 tonf y para las medianeras y esquineras, debe ser mayor a 61.57 tonf. Debido a que la sección de la viga en su base y las columnas son iguales a las de la losa 4 a 5, el cortante es el mismo presentado en la tabla 156,

por lo que la primera y tercera condición se cumplen. Para la tercera se tiene un peralte de viga de 50cm menor a un ancho de 65 cm.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento con el que se modeló en el análisis de una deriva máxima del 1.0%

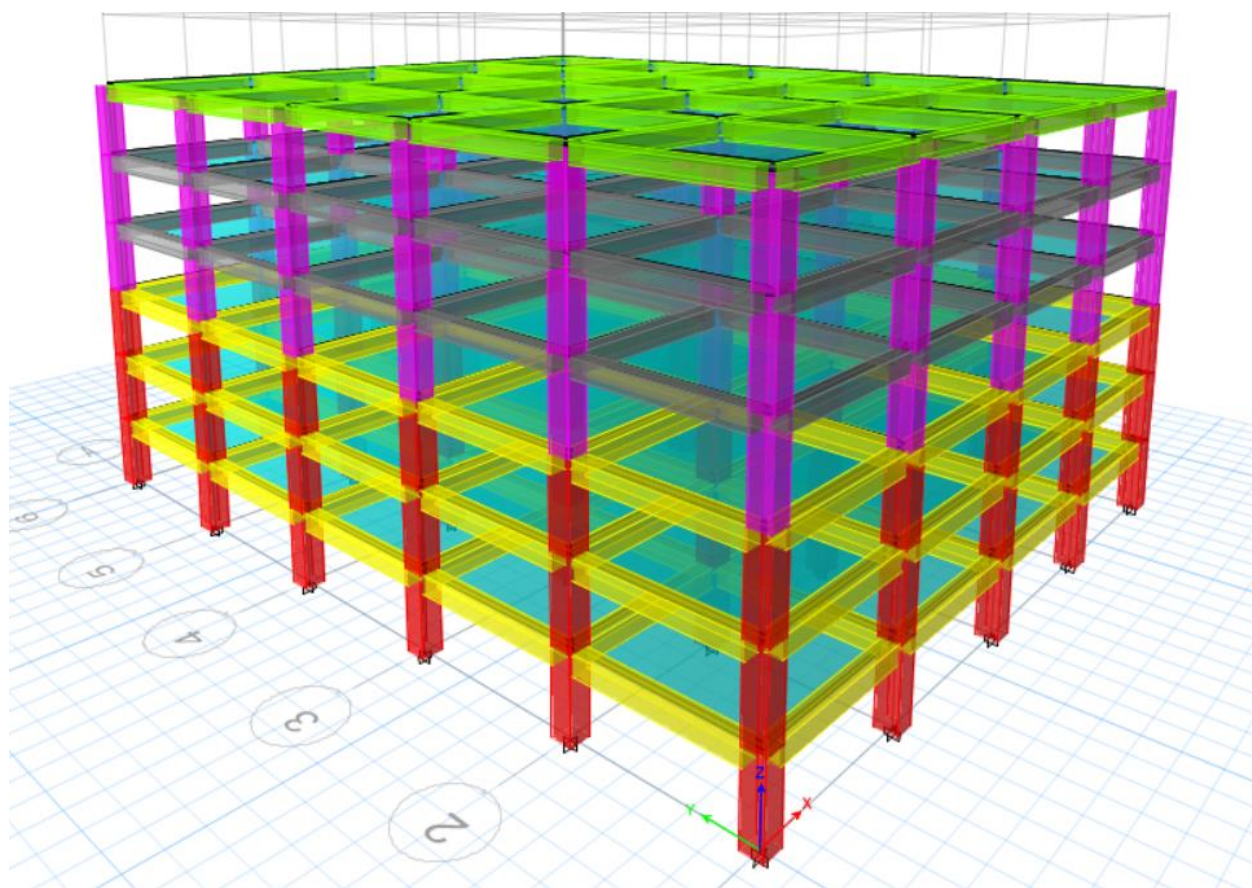


Figura 73. Modelado en ETABS de un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinada por el ETABS.

Análisis estático.

Como se indicó, se realizó la corrección del coeficiente del cortante basal y del factor k en función del periodo fundamental de la estructura.

Ta	0.58	seg
Sa (Ta)	1.01	g

Tabla 158. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.

W, peso de la estructura	4741.99	tonf
---------------------------------	----------------	-------------

Tabla 159. Peso de la estructura de un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vb, min	597.49	t
Vetabs	597.95	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.12600	
V real	597.95	t
Factor de látigo		
Descripción	Valor	Condición
k	1.04	

Tabla 160. Cortante basal estático mínimo y factor k.

En la tabla 160 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.12722, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente calculado con el método 1 del DBF.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	597.95	t

V _x - prog	478.37	t
Coef	1.00000	
V _y - prog	478.37	t
Coef	1.00000	

Chequeo V_E vs V_D		
VD > 0.80VE		
V _D	vs	0.80V _E
478.37	>	478.36
OK		

Tabla 161. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$. En la tabla 161 se observa los cortantes basales dinámicos corregidos en su factor de la gravedad para que sean mayores al 80% del cortante basal estático. Una vez cumplidos todos los requerimientos dados por la NEC, se obtienen las derivas inelásticas de cada piso y se encuentra la deriva inelástica máxima y se lo compara con el límite permisible del 1.0%.

Derivas elásticas			
Story	Caso	h [m]	Max Δ
L6	EX	15.6	0.000939
L5	EX	13	0.001367
L4	EX	10.4	0.001633
L3	EX	7.8	0.001621
L2	EX	5.2	0.00159
L1	EX	2.6	0.000966
Base	EX	0	0

L6	EY	15.6	0.000869
L5	EY	13	0.001271
L4	EY	10.4	0.001521
L3	EY	7.8	0.001509
L2	EY	5.2	0.001485
L1	EY	2.6	0.000908
Base	EY	0	0

Tabla 162. Derivas para un análisis para $\Delta_M = 1.0\%$.



Figura 74. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.001633	OK
Δm x	0.98%	
Deriva y	0.001521	OK
Δm y	0.91%	

Tabla 163. Deriva máxima inelástica.

En la tabla 163 se ve que con las secciones presentadas de vigas y columnas se cumple que la deriva máxima inelástica no es superior a 1.0%.

Diseño final

Una vez que se ve que cumple la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica los momentos a diseño y los cortante a diseño.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante						
T₁ [tonf]	115.45	98.96	98.96	82.47	63.33	42.22
T₂ [tonf]	65.97	65.97	49.48	49.48	42.22	31.67
Mpr₁ [tonf.m]	56.61	49.44	43.88	37.41	26.45	18.19
Mpr₂ [tonf.m]	34.18	34.18	23.46	23.46	18.19	13.85
V_a [tonf]	10.60	6.20	10.15	5.90	10.13	5.82
V_p [tonf]	17.13	15.78	12.59	11.38	8.34	5.99
V_u [tonf]	27.73	21.98	22.74	17.28	18.47	11.81
V_u [tonf]	27.73	21.98	22.74	17.28	18.47	11.81
Check V_p ≥ 0.5V_u	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c = 0	V_c ≠ 0
V_c [tonf]	21.31	21.31	17.45	17.45	15.79	15.79
V_c def [tonf]	21.31	21.31	17.45	17.45	0.00	15.79
φ	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
V_s [tonf]	15.66	7.99	12.86	5.58	24.63	0.05
db estribos	10	10	10	10	10	10
Av. [cm²/m]	6.72	3.43	6.06	2.63	12.83	-0.03
As [cm²]	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
# estribos/m	4.28	2.18	3.86	1.68	8.17	0.02
S req [cm]	23.00	45.00	25.00	59.00	12.00	100
Zona protegida y zona central						
2h [cm]	120	120	110	110	100	100
S_{max} [cm]	12	12	12	12	11	11
Zona central [cm]	290	290	310	310	330	330
S_{max} [cm]	28	28	25	25	23	23

Tabla 164. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

En la tabla 164, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Por lo que, para las vigas 1 y 2, se coloca estribos de 10 mm cada 12 cm en la zona plástica y 28 cm en la zona elástica. Para las vigas 3 y 4, se coloca estribos de 10 mm cada 12 cm en la zona plástica y 25 cm en la zona elástica. Para las vigas 5 y 6, se coloca estribos cada 11 cm en la zona plástica y 23 cm en la zona elástica.

Chequeo de columnas.

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Se presentan los siguientes resultados para los tres tipos de columnas usadas en los pórticos exteriores e interiores.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	311.20	218.63	144.00
Mu [tonf.m]	44.13	42.27	42.90
Pu/f'cAg<0.3			
Pu [tonf]	311.20	218.63	144.00
c1 [cm]	70	70	70
c2 [cm]	70	70	70
f'cAg	1,029.00	1,029.00	1,029.00
	0.302	0.212	0.140
Check	Check Confinamiento	OK	OK

Tabla 165. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.

70x70cm Tipo 1			70x70cm Tipo 2		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
563.72	0.00	0.00	585.10	0.00	0.00
563.72	0.00	30.88	585.10	0.00	33.23
523.62	0.00	47.91	538.89	0.00	50.62
448.40	0.00	61.17	459.71	0.00	64.62
366.72	0.00	71.15	374.24	0.00	75.56
274.21	0.00	78.64	275.90	0.00	84.30
237.10	0.00	89.45	234.61	0.00	96.12
182.99	0.00	96.50	175.86	0.00	104.34
86.65	0.00	80.25	73.20	0.00	87.41
-26.76	0.00	51.76	50.09	0.00	56.45
-193.25	0.00	0.00	231.89	0.00	0.00

Tabla 166. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 70x70 cm.

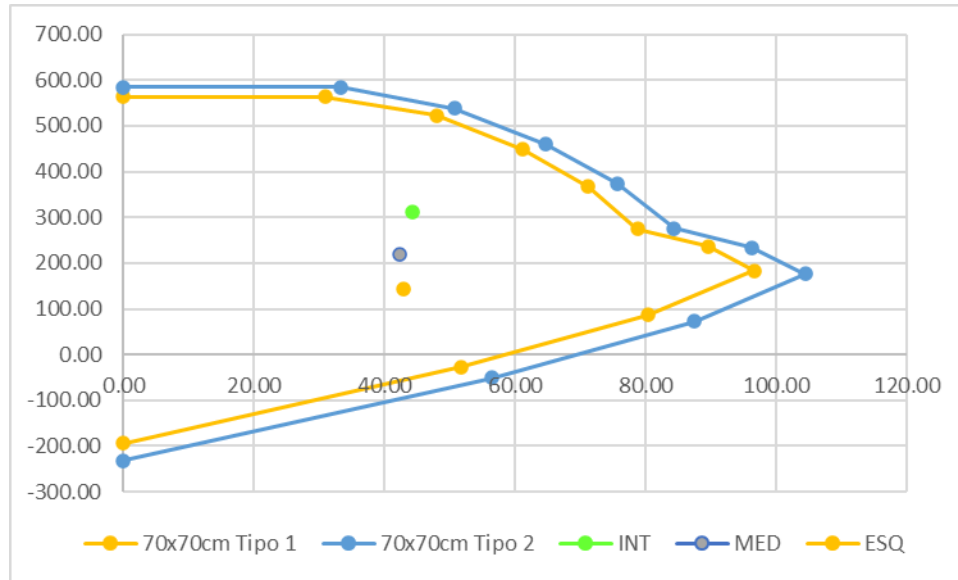
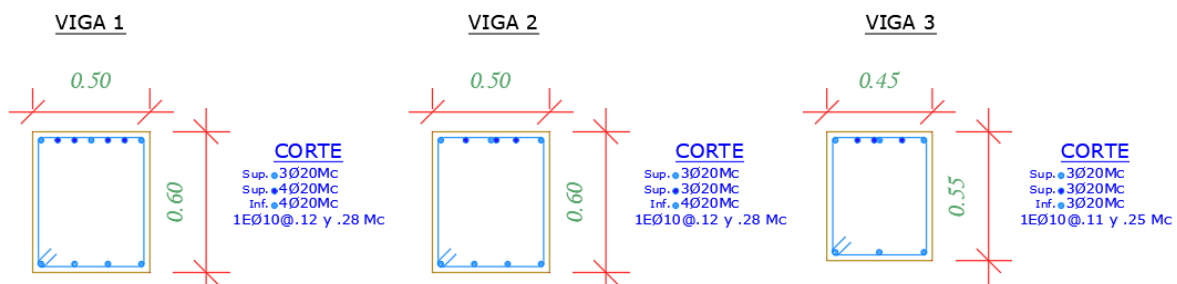


Figura 75. Diagrama de interacción.

Entonces, se observa como los tres tipos de columnas van cada vez ubicándose en la zona de ductilidad del diagrama de interacción. A pesar de eso, aun se ve que las columnas intermedias tienen un comportamiento controlado a compresión. Entonces, se realizó el chequeo en el confinamiento de esta y se verifico que el diseño predimensionado cumple con los nuevos criterios.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 1.0% en un edificio de 6 pisos se tiene las siguientes secciones utilizadas.



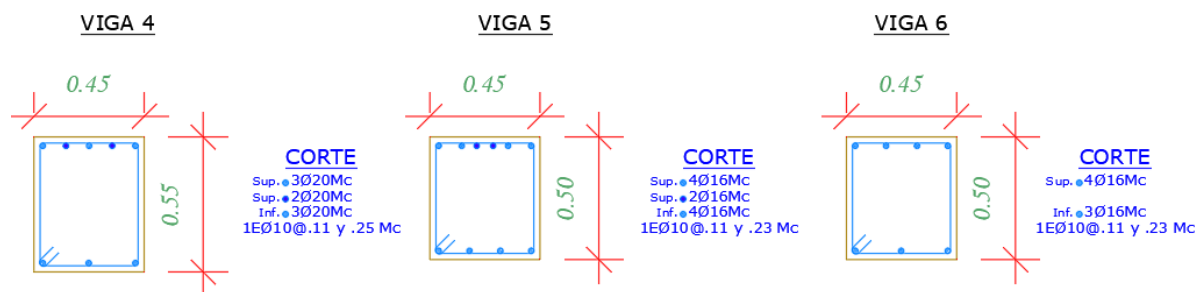


Figura 76. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 6 pisos

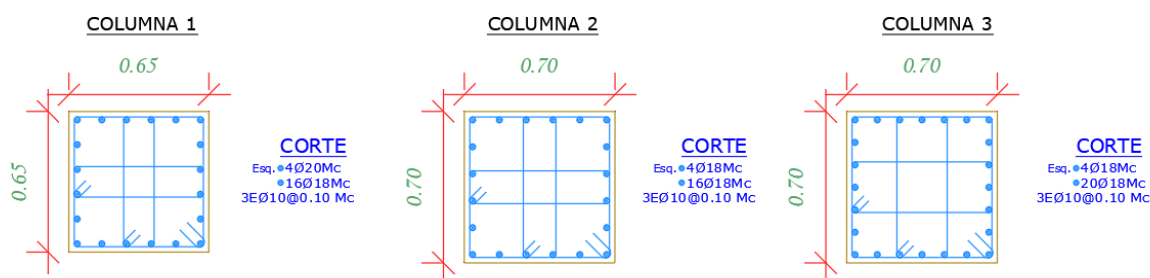


Figura 77. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 6 pisos.

Deriva máxima del 0.5%.

Para el análisis de la deriva el procedimiento es el mismo ya planteado, se itera las secciones de 5 cm en 5 cm.

Diseño de elementos a flexión.

Los momentos de diseño son los siguientes:

Momento estático de losa						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b col(ancho columna) [m]	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Mom estático, M_E [tonf.m]	23.54	23.54	23.54	23.54	23.54	23.54
Factor de mayorización	2.98	2.74	2.40	2.13	1.51	1.17
M de diseño, M_d [tonf.m]	38.80	35.70	31.20	27.70	19.70	15.28

Tabla 167. Momentos de diseño para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b viga [cm]	65.00	65.00	60.00	60.00	60.00	60.00
d [cm]	44	42	41	39	33	29
h [cm]	47	45	44	41	35	31
hdef [cm]	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00	70.00
rel h/b	1.08	1.08	1.17	1.17	1.17	1.17
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
d [cm]	65.50	65.50	65.50	65.50	65.50	65.50

Tabla 168. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para el cálculo del acero se mantuvo el mismo procedimiento en donde se obtuvo los siguientes resultados para el acero negativo y positivo. En donde se comprueba en cada diseño se cumplan todos los criterios de sismo resistencia.

Acero negativo						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
a [cm]	5.94	5.45	5.14	4.55	3.20	2.47
c_{max} [cm]	24.56	24.56	24.56	24.56	24.56	24.56
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	20.88	20.88	20.88	20.88	20.88	20.88
As min [cm ²]	14.19	14.19	13.10	13.10	13.10	13.10
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	20	20
# varillas	5	5	5	5	5	5
As (-) [cm ²]	16.42	15.04	13.12	11.59	8.16	6.29
# varillas refuerzo	1	0	0	0	0	0
As total negativo [cm²]	5.94	5.45	5.14	4.55	3.20	2.47

Separación entre varilla						
S, dist entre var [cm]	9.20	12.00	10.75	10.75	10.75	10.75
S min	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
1. Chequeo de la cuantía						
Cuantía	0.41%	0.35%	0.37%	0.37%	0.37%	0.37%
	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 169. Acero negativo de vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Acero Positivo						
Md (+) [tonf.m]	21.00	24.70	13.50	16.90	9.60	6.90
a [cm]	3.15	3.72	2.17	2.73	1.54	1.10

c_{max} [cm]	24.56	24.56	24.56	24.56	24.56	24.56
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	20.88	20.88	20.88	20.88	20.88	20.88
As min [cm ²]	14.19	14.19	13.10	13.10	13.10	13.10
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	20	20
# varillas	5	5	5	5	5	5
As (+) [cm ²]	8.88	10.41	5.68	7.07	3.97	2.84
# varillas	0	0	0	0	0	0
As total positivo [cm ²]	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71

2. As(+) >= 0.5As(-)

As+	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71
0.5As-	9.42	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 170. Acero positivo de vigas para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Momento nominal						
a (M -) [cm]	6.82	5.69	6.16	6.16	6.16	6.16
ϕM_n (-)	44.24	37.20	37.06	37.06	37.06	37.06
$\mu_{(-)} \leq \phi M_n$ (-)	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. (-)	0.88	0.96	0.84	0.75	0.53	0.41
a + [cm]	5.69	5.69	6.16	6.16	6.16	6.16
ϕM_n +	37.20	37.20	37.06	37.06	37.06	37.06
$\mu_{(+)} \leq \phi M_n$ +	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. +	0.56	0.66	0.36	0.46	0.26	0.19

Tabla 171. Momento nominal de las vigas para $\Delta_M = 0.5\%$

Diseño de elementos a flexo-compresión.

La nueva columna de base para cumplir la nueva deriva quedo de la siguiente forma. En

donde el predimensionamiento de la sección para cumplir esta deriva no se puede usar

Dimensiones de columna		
Ancho, a	85.00	cm
Prof, p	85.00	cm
Ag real	7,225	cm ²
var a	8	u
var p	8	u
Núm. var	28.00	u
db Long	20	mm
db esq.	20	mm
db est	12	mm

rec	2.50	cm
As	87.92	cm ²
Chequeo cuantía		
Cuantía	1.22%	OK

Tabla 172. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$

Para el cálculo del confinamiento se aplica los procedimientos explicados de la NEC y del ACI 318.

Área confinada		
Ancho conf, bc	78.80	cm
Prof conf, pc	78.80	cm
Área confinada, Ac	6,209	cm ²
Separación entre var		
Sep a	8.80	cm
Sep p	8.80	cm
OK		

Tabla 173. Área confinada para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 0.5\%$.

CONFINAMIENTO		
Lo	85.00	cm
S max	10	cm
Zona central, Le	90.00	cm
S max	12	cm
VINCHAS		
Ash	3.55	cm ²
# vinchas	3.1	u

Tabla 174. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para las columnas que se utilizaran en el edificio se presenta en el siguiente resumen:

Tabla de resultados de columnas						
a x p [cm]	# varillas/cara	db Long	db esq.	db est	S est	# vinchas
85.00	8.00	20.00	20.00	12.00	10.00	4.00
90.00	8.00	20.00	20.00	12.00	10.00	4.00

Tabla 175. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. En las losas L4 a

L5, se utilizó el diseño de la viga 4. Por último, en la losa 6, se utilizó el diseño de la viga 6. En la figura a continuación se observa la configuración antes mencionada, en donde se resalta las secciones de las vigas. Cabe mencionar que para vigas interiores y exteriores se utilizó las mismas dimensiones, pero sus cuantías cambiaban. Para las columnas esquineras y medianeras ubicadas en este pórtico, desde la base hasta la losa 3 se utilizó una sección de 90 cm y se reduce a una sección de 85 cm hasta la cubierta.

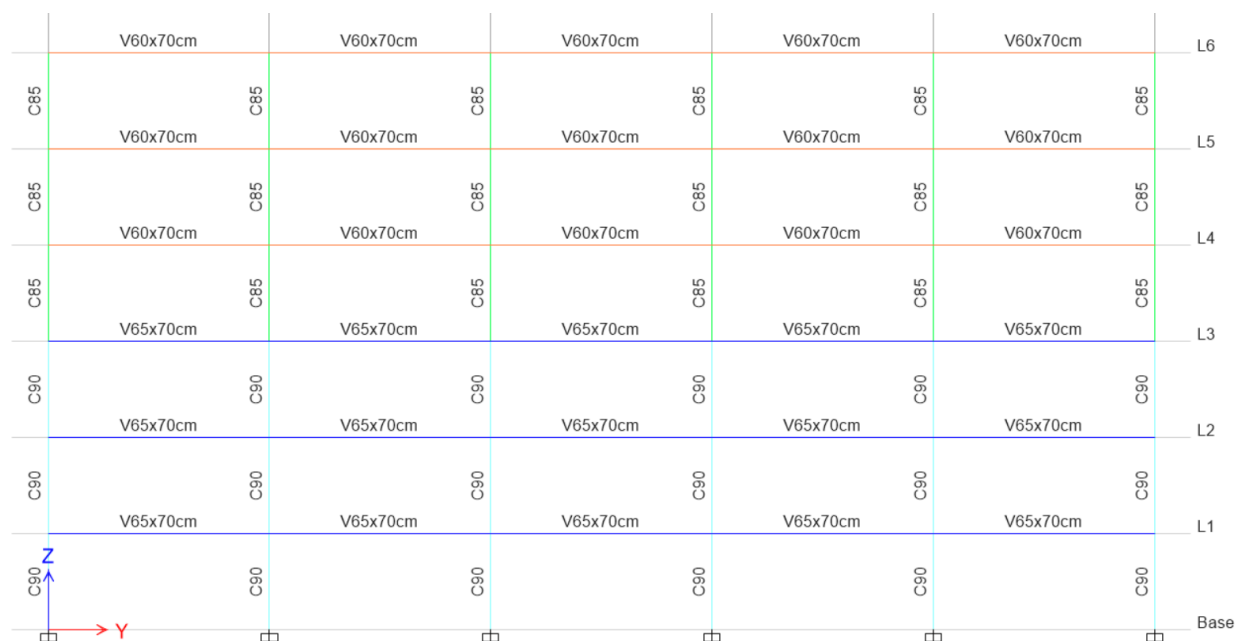


Figura 78. Configuración de las secciones para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$

Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L3 se usa el diseño de la viga 1, que responde a momentos que se encuentran en vanos interiores. En las losas L4 a L5, se utilizó el diseño de la viga 3. Por último, en la losa 6, se utilizó el diseño de la viga 5. La figura 78 se puede usar como referencia para un pórtico interior, debido a que se presentan las mismas secciones, pero su cuantía cambia en el mismo. Para las columnas intermedias y medianeras presentes en este pórtico, se utilizó la misma configuración que para un pórtico exterior.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores.

Diseño de cortante-1era condición						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
T₁ [tonf]	98.96	82.47	82.47	82.47	82.47	82.47
T₂ [tonf]	82.47	82.47	82.47	82.47	82.47	82.47
Mpr₁ [tonf.m]	60.60	51.09	50.84	50.84	50.84	50.84
Mpr₂ [tonf.m]	51.09	51.09	50.84	50.84	50.84	50.84
V_{col} [tonf]	42.96	39.30	39.11	39.11	39.11	39.11
V_j [tonf]	138.47	125.64	125.83	125.83	125.83	125.83

Tabla 176. Diseño por capacidad del cortante para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L1 a L3. Se tiene la viga 1 y 2, con una sección de columna idéntica de 90x90 cm para intermedia medianera y esquinera. Por lo que, el cortante nominal de una columna tipo intermedia debe ser superior a 138.47 tonf y para las medianeras y esquineras, debe ser mayor a 125.64 tonf. En la tabla a continuación se observan los resultados.

	V1	V2	
V_j de análisis [tonf]	138.47	125.64	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm²]	6,975.0	6,975.0	6,975.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
V_n [tonf]	343.66	274.93	274.93
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 177. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	70	70	70
p_{col} [cm]	90	90	90
Check: $h_{\text{viga}} < p_{\text{col}}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20\text{db} \leq p_{\text{col}}$	OK	OK	OK

Tabla 178. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 3 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L4 a L5. Se tiene la viga 3 y 4, con una sección de columna idéntica de 85x85 cm para intermedia, medianera y esquinera. Por lo que, el contante nominal de los tres tipos de columnas debe ser superior a 125.83 tonf. En la tabla a continuación se observan los resultados.

	V3	V4	
Vj de análisis [tonf]	125.83	125.83	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	6,375.0	6,375.0	6,375.0
φ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	314.10	251.28	251.28
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 179. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 4 a 5 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	70	70	70
p_{col} [cm]	85	85	85
Check: $h_{\text{viga}} < p_{\text{col}}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20\text{db} \leq p_{\text{col}}$	OK	OK	OK

Tabla 180. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 4 a 6 en un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$

Para la resistencia nominal del nudo en la losa 6. Se tiene la viga 4 y 5, con una sección de columna idéntica de 60x60 cm para intermedia medianera y esquinera. Por lo que, el cortante nominal de los tres tipos de columnas debe ser superior a 125.83 tonf. Debido a que las secciones de las vigas y columnas son iguales a las de la losa 4 a 5, el cortante es el mismo presentado en la tabla 179, por lo que las 3 condiciones se cumplen.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento con el que se modelo en el análisis de una deriva máxima del 0.5%

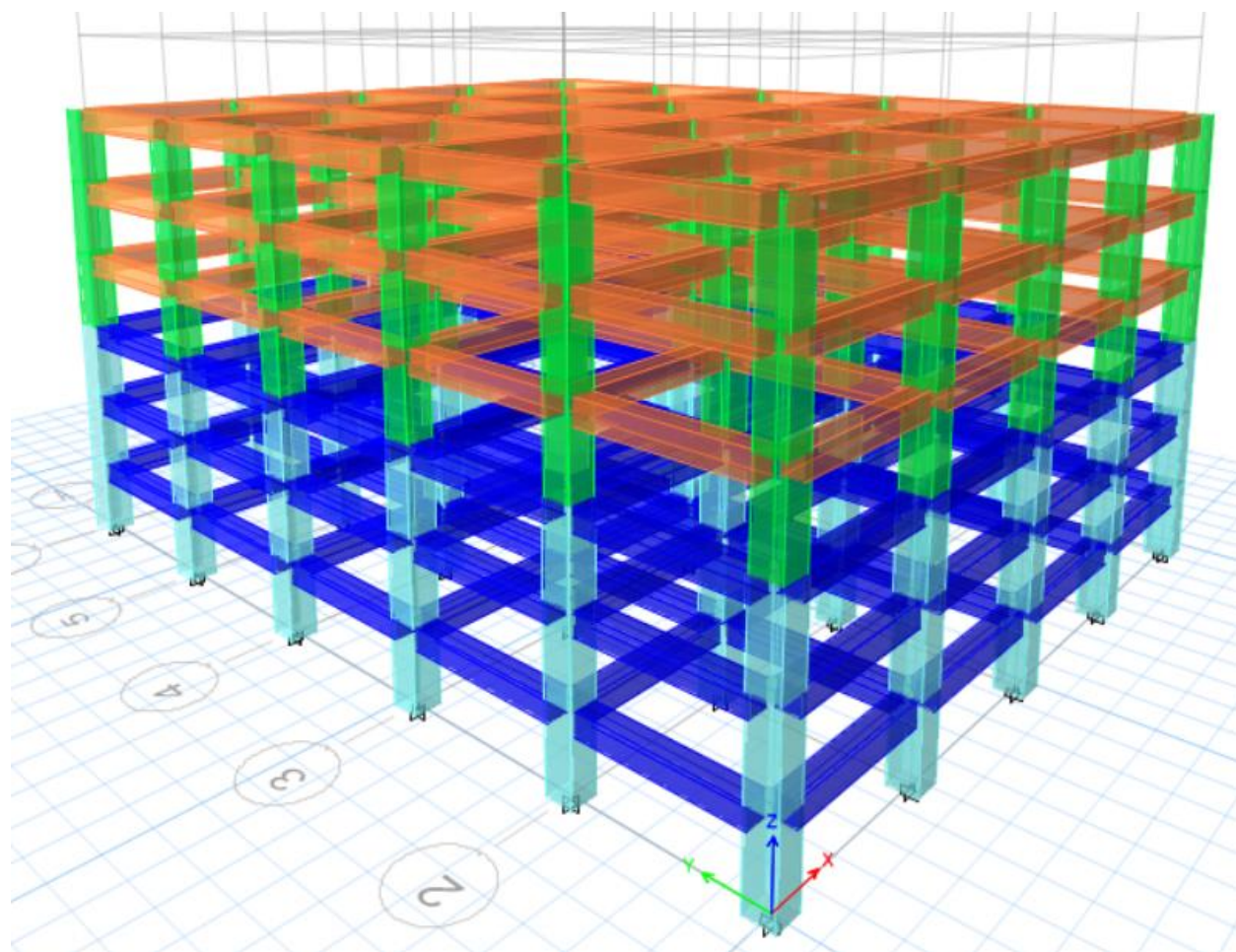


Figura 79. Modelado en ETABS con las nuevas secciones para $\Delta_M = 0.5\%$

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinada por el ETABS.

Análisis estático.

Como se indicó, se realizó la corrección del coeficiente del cortante basal y del factor k en función del periodo fundamental de la estructura.

Ta	0.41	seg
Sa (Ta)	1.01	g

Tabla 181. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.

W, peso de la estructura	5659.07	tonf
---------------------------------	----------------	-------------

Tabla 182. Peso de la estructura de un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vbe, min	713.04	t
Vetabs	714.10	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.12600	
V real	714.10	t

Factor k		
Descripción	Valor	Condición
k	1.00	

Tabla 183. Cortante basal estático mínimo y factor k.

En la tabla 183 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.12722, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente calculado con el método 1 del DBF.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	714.10	t
V _x - prog	571.79	t
Coef	1.0000	
V _y - prog	571.41	t
Coef	1.0000	

Chequeo V _E vs V _D		
VD > 0.80VE		
V _D	vs	0.8V _E
571.41	>	571.28
OK		

Tabla 184. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$
 En la tabla 184 se observa los cortantes basales dinámicos corregidos en su factor de la gravedad para que sean mayores al 80% del cortante basal estático. Una vez cumplidos todos los requerimientos dados por la NEC, se obtienen las derivas inelásticas de cada piso y se encuentra la deriva inelástica máxima y se lo compara con el límite permisible del 0.5%.

Derivas elásticas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L6	EX	15.6	0.000353
L5	EX	13	0.000565
L4	EX	10.4	0.000743
L3	EX	7.8	0.000822
L2	EX	5.2	0.00081
L1	EX	2.6	0.000486
Base	EX	0	0

L6	EY	15.6	0.000326
L5	EY	13	0.000525
L4	EY	10.4	0.000692

L3	EY	7.8	0.000766
L2	EY	5.2	0.000757
L1	EY	2.6	0.000457
Base	EY	0	0

Tabla 185. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 0.5%.

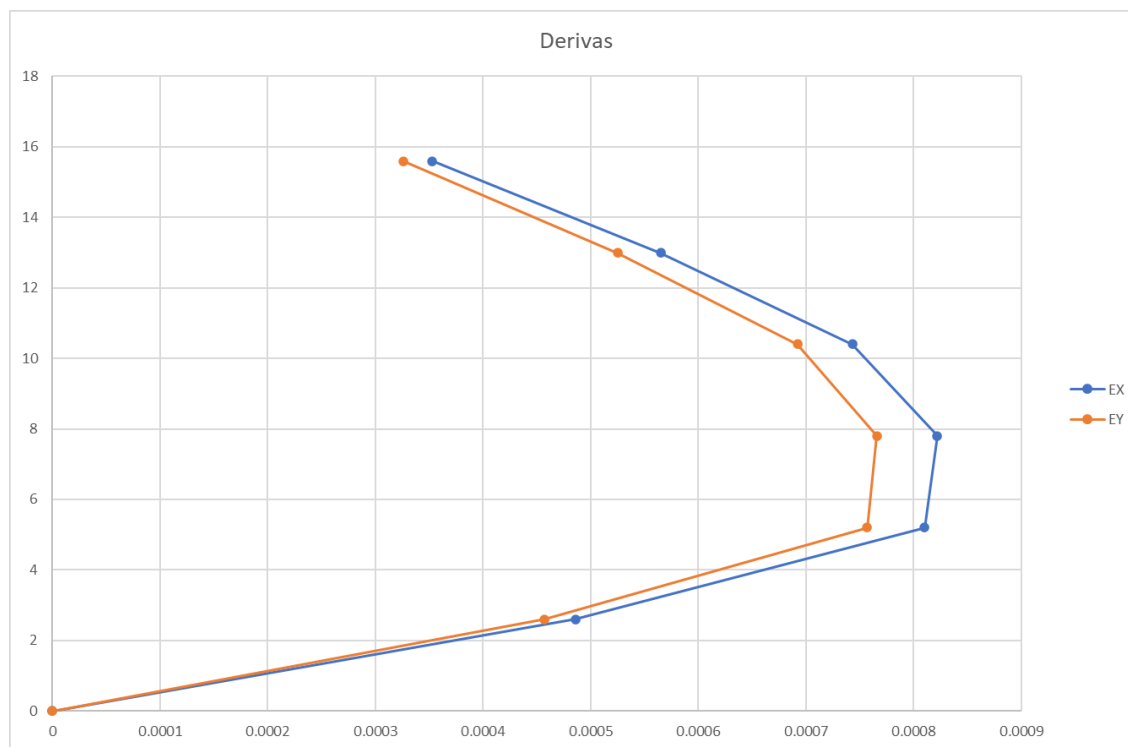


Figura 80. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos para una deriva máxima del 0.5%

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.000822	OK
Δm x	0.49%	
Deriva y	0.000766	OK
Δm y	0.46%	

Tabla 186. Deriva máxima inelástica.

En la tabla 184 se ve que con las secciones presentadas de vigas y columnas se cumple que la deriva máxima inelástica no es superior a 0.5%

Diseño final

Una vez que se ve que cumple la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica los momentos a diseño y los cortante a diseño.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante						
T₁ [tonf]	98.96	82.47	82.47	82.47	82.47	82.47
T₂ [tonf]	82.47	82.47	82.47	82.47	82.47	82.47
M_{pr1} [tonf.m]	60.60	51.09	50.84	50.84	50.84	50.84
M_{pr2} [tonf.m]	51.09	51.09	50.84	50.84	50.84	50.84
Va isostático [tonf]	11.31	7.10	11.65	6.96	11.25	7.00
Vp hiperestático [tonf]	21.90	20.03	19.74	19.74	19.74	19.74
Vu [tonf]	33.21	27.13	31.39	26.70	30.99	26.74
Vu [tonf]	33.21	27.13	31.39	26.70	30.99	26.74
Check Vp ≥ 0.5Vu	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0
Vc [tonf]	32.70	32.70	30.18	30.18	30.18	30.18
Vc def [tonf]	32.70	32.70	30.18	30.18	30.18	30.18
φ	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Vs [tonf]	11.58	3.48	11.67	5.42	11.14	5.47
db estribos	10	10	10	10	10	10
Av [cm²/m]	4.21	1.26	4.24	1.97	4.05	1.99
As [cm²]	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
# estribos/m	2.68	0.80	2.70	1.25	2.58	1.27
S req [cm]	37.00	100.00	37.00	79.00	38.00	78.00
Zona protegida y zona central						
2h [cm]	140	140	140	140	140	140
Smax [cm]	12	12	12	12	12	12
Zona central [cm]	230	230	230	230	230	230
Smax [cm]	33	33	33	33	33	33

Tabla 187. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 6 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$

En la tabla 187, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Todas las vigas

llevan una misma configuración de espaciamiento para un estribo de 10 mm, 12cm y 33cm en la zona plástica y elástica respectivamente.

Chequeo de columnas.

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Se presentan los siguientes resultados para los tres tipos de columnas usadas en los pórticos exteriores e interiores.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	352.52	259.80	177.90
Mu [tonf.m]	48.20	53.93	55.08
Pu/f'cAg<0.3			
Pu [tonf]	352.52	259.80	177.90
c1 [cm]	90	90	90
c2 [cm]	90	90	90
f'cAg	1,701.00	1,701.00	1,701.00
	0.207	0.153	0.105
Check	OK	OK	OK

Tabla 188. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.

90x90cm		
P	M2	M3
tonf	tonf.m	tonf.m
939.92	0.00	0.00
939.92	0.00	67.39
873.24	0.00	103.52
748.12	0.00	132.11
612.52	0.00	154.24
461.21	0.00	171.44
398.82	0.00	195.49
306.51	0.00	211.99
142.67	0.00	176.49
41.14	0.00	118.20
334.01	0.00	0.00

Tabla 189. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 90x90 cm.

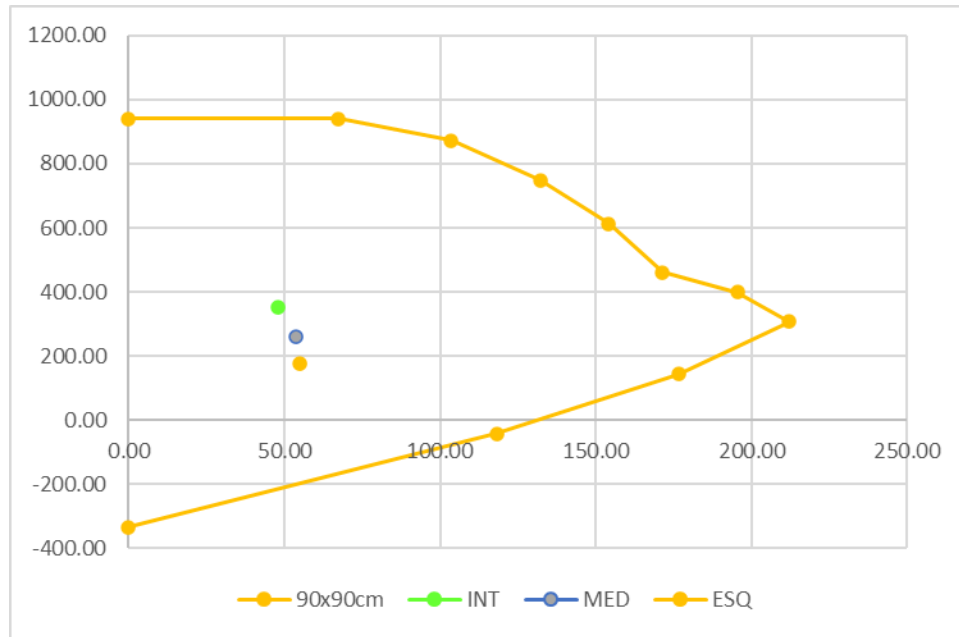
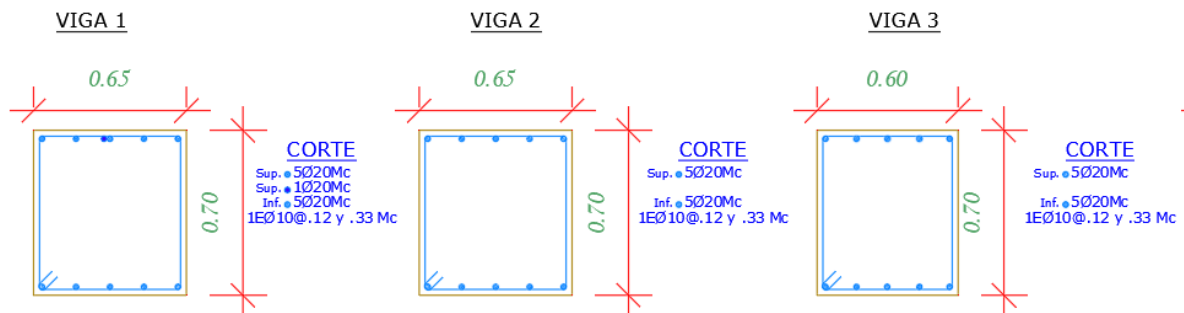


Figura 81. Diagrama de interacción.

Las columnas medianeras y esquineras se encuentran en la zona de ductilidad por debajo del punto de balance, mientras que las columnas intermedias están casi sobre el límite de la zona. En consecuencia, los tres tipos de columna se pueden considerar que presentan ductilidad.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 0.5% en un edificio de 6 pisos se tiene las siguientes secciones utilizadas.



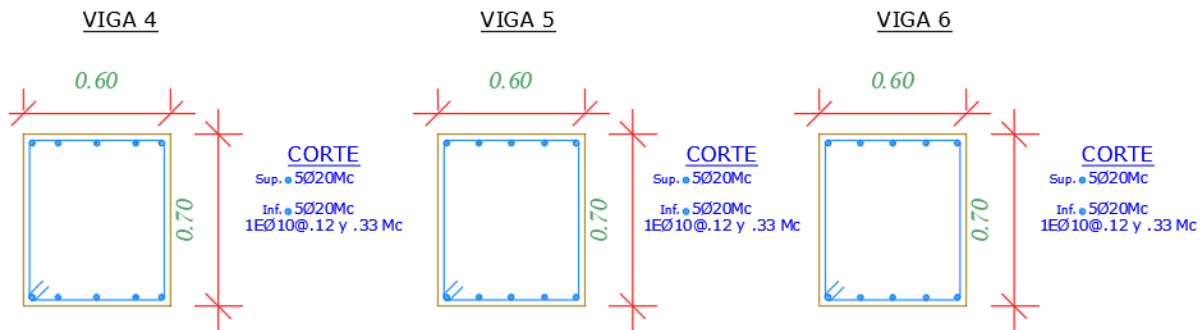


Figura 82. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 6 pisos.

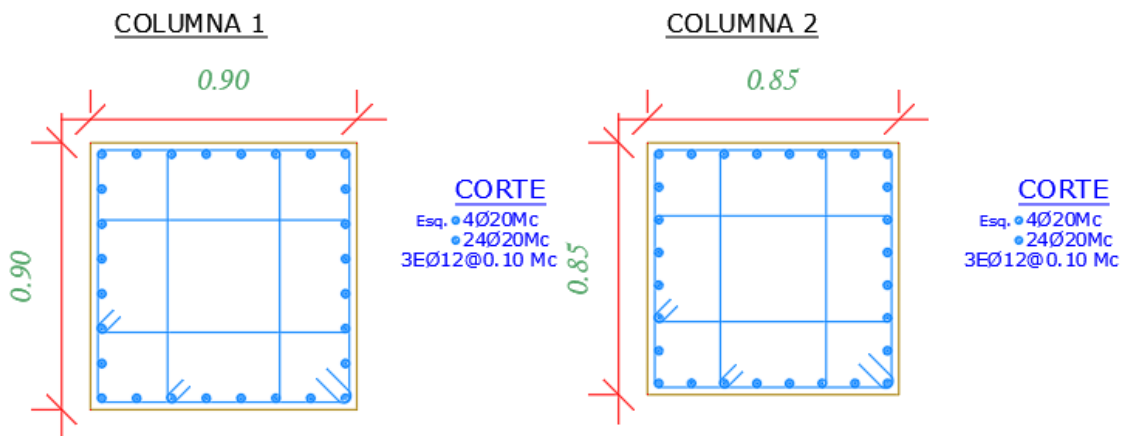


Figura 83. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 6 pisos.

Edificio de 9 pisos

Geometría Inicial.

Para continuar con el análisis se ha mantenido con la geometría mostrada en la figura 1. Se ha determinado una geometría con 9 losas aéreas, con una altura entre ejes de losas de 2.6 metros como se aprecia en la figura siguiente.



Figura 84. Vista en elevación de la geometría de la estructura de análisis.
Deriva máxima del 2.0%.

Para los datos de altura de losa y peso de losa equivalente, se mantiene el uso de la tabla 5.

Las cargas son las mismas presentadas en la tabla 7 y 8.

Diseño de elementos a flexión.

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

Momento estático de losa						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b col(ancho columna) [m]	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Mom estático, M_E [tonf.m]	23.54	23.54	23.54	23.54	23.54	23.54
Factor de mayorización	3.51	3.28	2.98	2.61	2.07	1.50
M de diseño, M_d [tonf.m]	45.60	42.70	38.70	34.00	26.90	19.50

Tabla 190. Momentos de diseño para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b viga [cm]	45.00	45.00	45.00	45.00	40.00	40.00
d [cm]	58	56	53	50	47	40
h [cm]	60	58	56	52	49	43
hdef [cm]	60.00	60.00	60.00	55.00	50.00	45.00
rel h/b	1.33	1.33	1.33	1.22	1.25	1.13
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
d [cm]	55.50	55.50	55.50	50.50	45.50	40.50

Tabla 191. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$

Para el cálculo del acero se mantuvo el mismo procedimiento en donde se obtuvo los siguientes resultados para el acero negativo y positivo. En donde se comprueba en cada diseño se cumplan todos los criterios de sismo resistencia.

Acero negativo						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
a [cm]	12.85	11.92	10.67	10.38	10.39	8.35
c_{max} [cm]	20.81	20.81	20.81	18.94	17.06	15.19
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	17.69	17.69	17.69	16.10	14.50	12.91
As min [cm²]	8.33	8.33	8.33	7.58	6.07	5.40
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	20	20
# varillas	3	3	3	3	2	2
As (-) [cm²]	24.58	22.80	20.41	19.85	17.66	14.20
# varillas refuerzo	5	5	4	4	4	3
As total negativo [cm²]	25.13	25.13	21.99	21.99	18.85	15.71

Separación entre varilla						
S, dist entre var [cm]	3.14	3.14	4.00	4.00	4.20	5.75
S min	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
1. Chequeo de la cuantía						
Cuantía	0.93%	0.93%	0.81%	0.89%	0.94%	0.87%
	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 192. Acero negativo de vigas para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Acero Positivo						
Md (+) [tonf.m]	25.65	24.02	21.77	19.13	15.13	10.97
a [cm]	6.81	6.35	5.72	5.54	5.51	4.46
c _{max} [cm]	20.81	20.81	20.81	18.94	17.06	15.19
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a _{max}	17.69	17.69	17.69	16.10	14.50	12.91
As min [cm ²]	8.33	8.33	8.33	7.58	6.07	5.40
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	20	20
# varillas	5	5	5	4	4	3
As (+) [cm ²]	13.83	12.83	11.48	11.17	9.93	7.99
# varillas	0	0	0	0	0	0
As total positivo [cm ²]	15.71	15.71	15.71	12.57	12.57	9.42

2. As(+) $\geq 0.5As(-)$						
As+	15.71	15.71	15.71	12.57	12.57	9.42
0.5As-	12.57	12.57	11.00	11.00	9.42	7.85
chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 193. Acero positivo de vigas para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Momento nominal						
a (M -) [cm]	13.14	13.14	11.50	11.50	11.09	9.24
$\phi M_n (-)$	46.48	46.48	41.36	37.20	28.47	21.30
$M_u(-) \leq \phi M_n(-)$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. (-)	0.98	0.92	0.94	0.91	0.94	0.92
a + [cm]	8.21	8.21	8.21	6.57	7.39	5.54
$\phi M_n +$	30.52	30.52	30.52	22.43	19.86	13.44
$M_u + \leq \phi M_n +$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. +	0.84	0.79	0.71	0.85	0.76	0.82

Tabla 194. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M =$

2.0%.

Diseño de elementos a flexo-compresión.

Para el diseño de las columnas se mantiene el mismo procedimiento de las secciones anteriores. El predimensionamiento de la carga axial queda de la siguiente manera

Predimensionamiento de columna		
Área tributaria, A_t	36.00	m ²
fm	1.20	-
C_u	10.86	T.m ²
Pu	469.17	T
Área de columna		
Ag	6,149	cm²
Lado pred	78.42	cm

Tabla 195. Predimensionamiento de la carga axial en un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$. Para un edificio de 9 pisos se predimensiono una sección de 80x80 cm para la columna. Por lo que para su diseño se mantienen los procedimientos de las secciones anteriores y se tiene la siguiente configuración. La cual debe cumplir todos los criterios de diseño establecido en el código.

Dimensiones de columna		
Ancho, a	80.00	cm
Prof, p	80.00	cm
Ag real	6,400	cm²
var a	7	u
var p	7	u
Núm. var	24.00	u
db Long	20	mm
db esq.	20	mm
db est	12	mm
rec	2.50	cm
As	75.36	cm²
Chequeo cuantía		
Cuantía	1.18%	OK

Tabla 196. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para el cálculo del confinamiento se aplica los procedimientos explicados de la NEC y del ACI 318.

Área confinada		
Ancho conf, bc	73.80	cm
Prof conf, pc	73.80	cm
Área confinada, Ac	5,446	cm²
Separación entre var		
Sep a	9.77	cm
Sep p	9.77	cm
OK		

Tabla 197. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para una deriva máxima del 2.0%.

Para las columnas que se utilizaran en el edificio se presenta en el siguiente resumen:

Tabla de resultados de columnas						
a x p [cm]	# varillas/cara	db Long	db esq.	db est	S est	# vinchas
60.00	6.00	16.00	18.00	10.00	10.00	3.00
65.00	6.00	18.00	18.00	10.00	10.00	4.00
70.00	6.00	18.00	18.00	10.00	10.00	4.00
75.00	7.00	18.00	18.00	10.00	10.00	4.00
80.00	7.00	20.00	20.00	12.00	10.00	4.00

Tabla 198. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L4 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. En las losas L5 a L7, se utilizó el diseño de la viga 4. Por último, en la losa 8 y 9, se utilizó el diseño de la viga 6. En la figura a continuación se observa la configuración antes mencionada, en donde se resalta las secciones de las vigas. A su vez, se presenta que para columnas medianeras y esquineras se utilizaron columnas de 75 cm hasta la losa 4, de ahí su sección cambia a 70 cm hasta la losa 7 y para los ultimas losas se utilizó una columna de 60 cm.

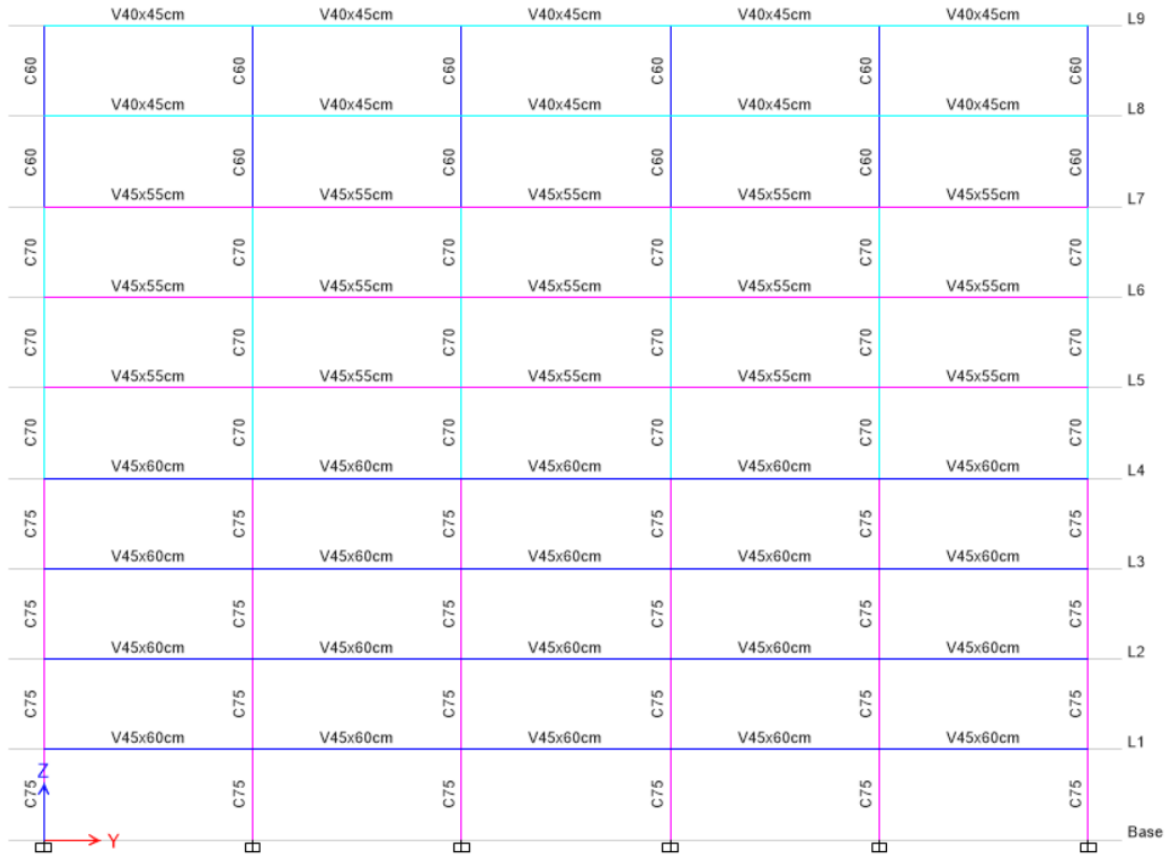


Figura 85. Configuración de un pórtico exterior de las secciones para un edificio de 9 pisos. Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L4 se utilizó la viga 1. Para las losas L5 a L7 se utilizó la viga 3 y para la dos últimas losa se utilizó la viga 5. Para las columnas intermedias se usó una columna de 80 cm, la cual llega hasta L4, de ahí cambia de sección a 70 cm hasta L7, terminando con una sección de 60 cm para las ultimas losas.

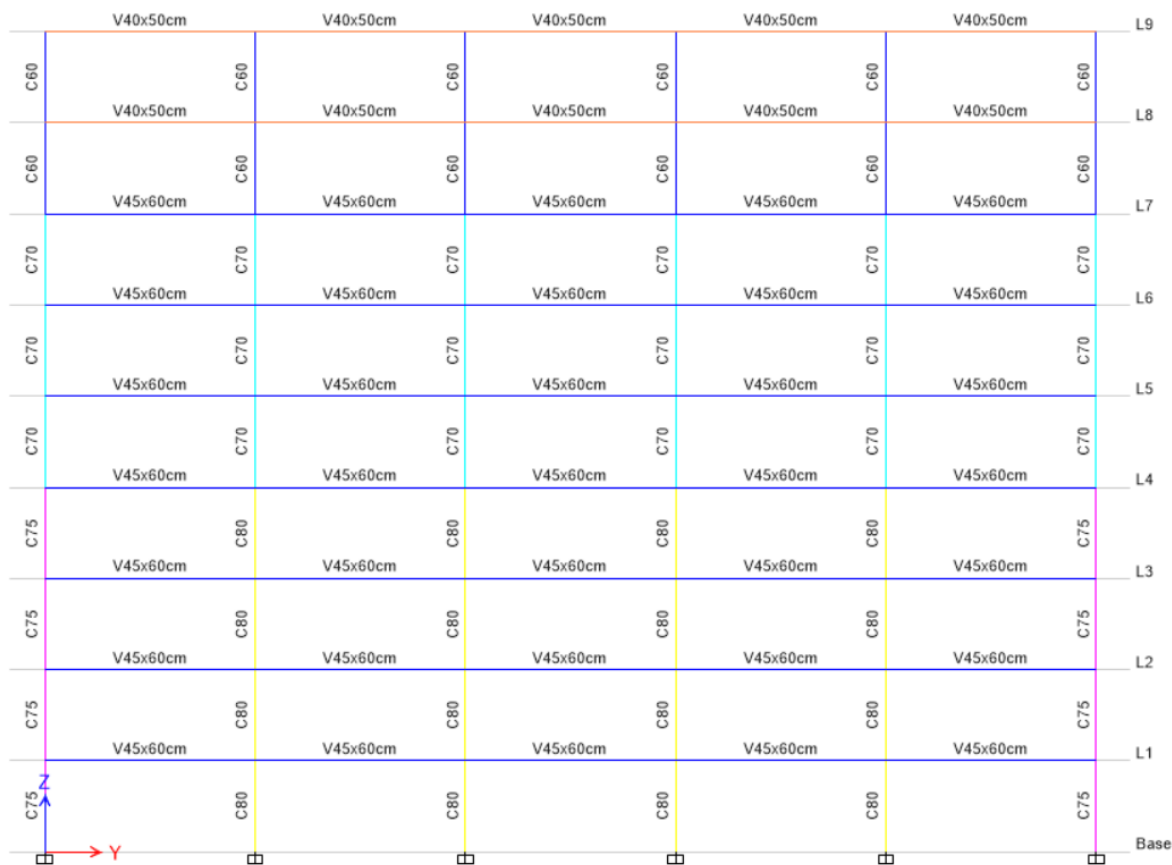


Figura 86. Configuración de un pórtico interior de las secciones para un edificio de 9 pisos. Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores.

Diseño de cortante-1era condición						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
T₁ [tonf]	131.95	131.95	115.45	115.45	98.96	82.47
T₂ [tonf]	82.47	82.47	82.47	65.97	65.97	49.48
Mpr₁ [tonf.m]	62.39	62.39	55.78	50.01	38.17	28.64
Mpr₂ [tonf.m]	41.54	41.54	41.54	30.61	26.97	18.32

V_{col} [tonf]	39.97	39.97	37.43	31.01	25.05	18.06
V_j [tonf]	174.44	174.44	160.49	150.42	139.88	113.88

Tabla 199. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 9 pisos.

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L1 a L4. Se tiene la viga 1 y 2, con una sección de columna para intermedias de 80 cm y para medianeras y esquineras de 75cm. Para columnas esquineras y medianeras se tiene el mismo cortante nominal debido a que ambas vigas tienen las mismas secciones.

	V1	V2	
V_j de análisis [tonf]	174.44	174.44	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	5,000.0	4,500.0	4,500.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
V_n [tonf]	246.35	177.37	177.37
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 200. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	60	60	60
p_{col} [cm]	80	75	75
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 201. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.

Para la resistencia nominal de los nudos en las losas L5 a L7, se tiene las vigas 3 y 4. Los tres tipos de columnas son de 70 cm.

	V3	V4
V_j de análisis [tonf]	160.49	150.42
Resistencia nominal del nudo		

Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	4,025.0	4,025.0	4,025.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	198.31	158.65	158.65
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 202. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	60	55	55
p_{col} [cm]	70	70	70
Check: $h_{\text{viga}} < p_{\text{col}}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{\text{col}}$	OK	OK	OK

Tabla 203. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.

Para la resistencia nominal de los nudos en las losas L7 a L9, se tiene las vigas 5 y 6.

Los tres tipos de columnas son de 60 cm.

	V5	V6	
Vj de análisis [tonf]	139.88	113.88	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	3,000.0	3,000.0	3,000.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	147.81	118.25	118.25
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 204. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	50	45	45
p_{col} [cm]	60	60	60
Check: $h_{\text{viga}} < p_{\text{col}}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			

20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 205. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento mostrado en la figura 16 para el material, en la figura 17 y 18 para la definición de la viga y columna, cambiando los valores para las respectivas secciones nuevas, en la figura 19 para la definición de losa. Por lo tanto, el modelo queda de la siguiente manera.

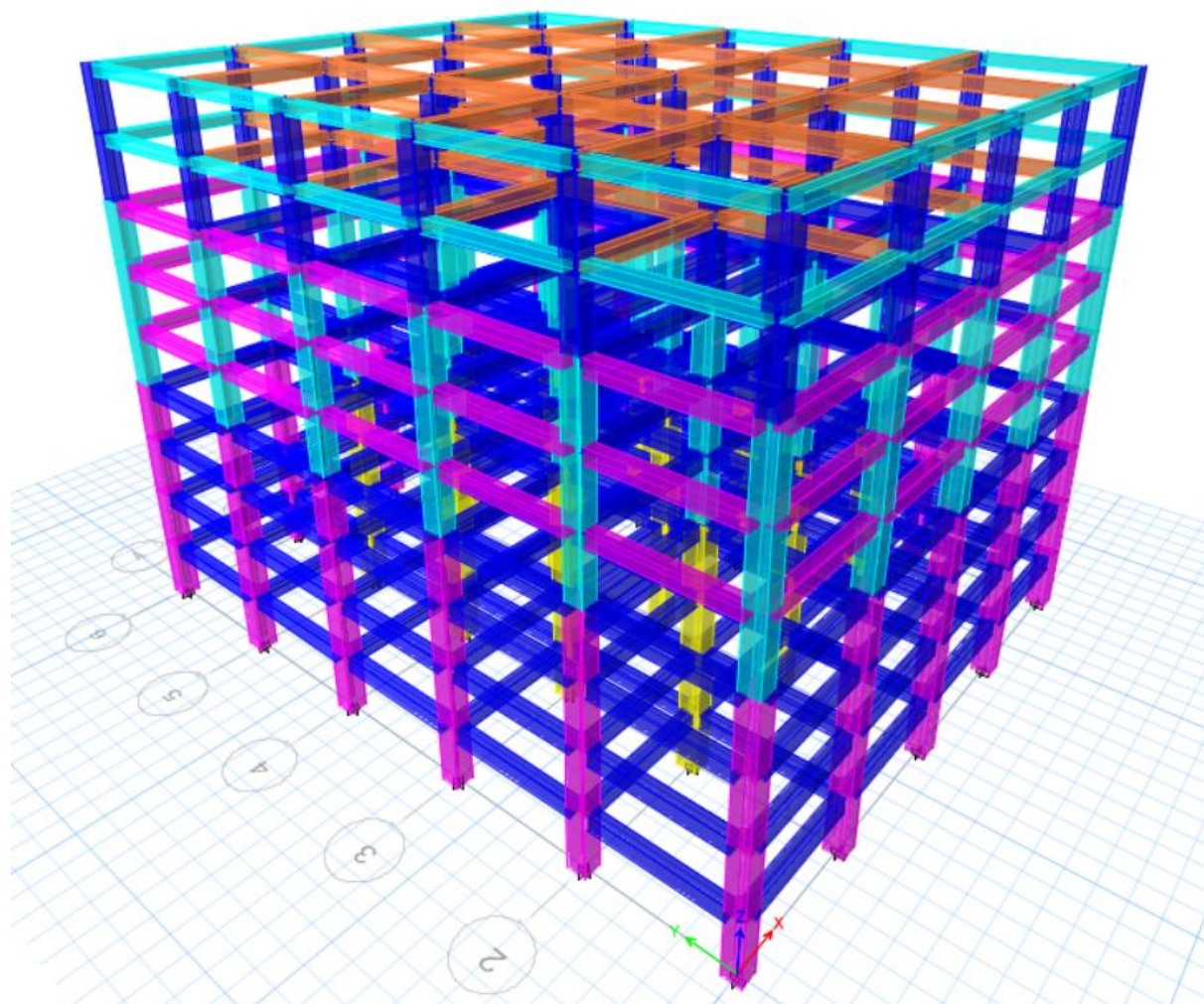


Figura 87. Modelado en ETABS con las nuevas secciones para una deriva máxima del 2.0%.

Para las cargas se mantienen las presentadas en la tabla 24 y su definición como se presenta en la figura 21. De la misma forma la definición de las zonas rígidas y asignación de masa se mantiene como las presentadas en la figura 22 y 23 respectivamente.

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinado por el ETABS.

Análisis estático.

Con el mismo procedimiento del Método 1 del DBF se tiene:

Ta	0.86	seg
Sa (Ta)	0.89	g

Tabla 206. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.

W, peso de la estructura	7075.48	tonf
---------------------------------	----------------	-------------

Tabla 207. Peso de la estructura de un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 2.0\%$.

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.112	
Vbe, min	791.09	t
Vetabs	792.54	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.111807	
V real	792.54	t

Tabla 208. Cortante basal estático mínimo y factor k.

En la tabla 208 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.1129, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente.

Análisis dinámico.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	792.54	t
Vx - prog	634.13	t
Coef	1.0000	
Vy - prog	635.64	t
Coef	1.0000	

Chequeo V_E vs V_D		
$V_D > 0.80V_E$		
V_D	vs	$0.80V_E$
634.13	>	634.03
OK		

Tabla 209. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 9 pisos.

En la tabla 209 se observa los cortantes basales dinámicos corregidos en su factor de la gravedad para que sean mayores al 80% del cortante basal estático. Una vez cumplidos todos los requerimientos dados por la NEC, se obtienen las derivas inelásticas de cada piso y se encuentra la deriva inelástica máxima y se lo compara con el límite permisible del 2%.

Derivas elásticas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L9	EX	23.4	0.001207
L8	EX	20.8	0.001626
L7	EX	18.2	0.001699
L6	EX	15.6	0.002014
L5	EX	13	0.002249
L4	EX	10.4	0.00227
L3	EX	7.8	0.00231
L2	EX	5.2	0.002099
L1	EX	2.6	0.001163

Base	EX	0	0
L9	EY	23.4	0.001132
L8	EY	20.8	0.001528
L7	EY	18.2	0.001591
L6	EY	15.6	0.001886
L5	EY	13	0.002101
L4	EY	10.4	0.002113
L3	EY	7.8	0.002152
L2	EY	5.2	0.001961
L1	EY	2.6	0.001092
Base	EY	0	0

Tabla 210. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 2.0%.

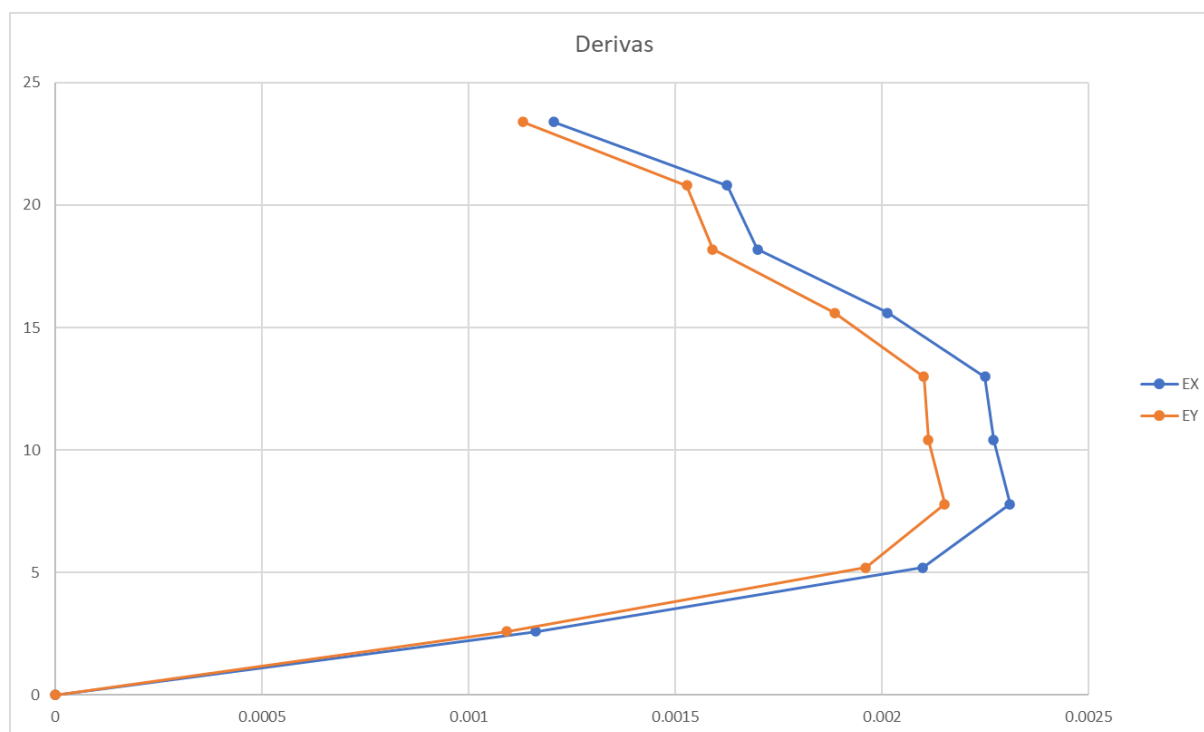


Figura 88. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.002310	OK
Δm x	1.39%	
Deriva y	0.002152	OK
Δm y	1.29%	

Tabla 211. Deriva máxima inelástica.

Para las secciones presentadas de vigas y columnas se cumple con la deriva inelástica máxima permisible de 2.0%. Pero también resulta inferior al 1.5%.

Diseño final

Una vez que se ve que cumple la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica los momentos a diseño y los cortante a diseño.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante						
T₁ [tonf]	131.95	131.95	115.45	115.45	98.96	82.47
T₂ [tonf]	82.47	82.47	82.47	65.97	65.97	49.48
Mpr₁ [tonf.m]	62.39	62.39	55.78	50.01	38.17	28.64
Mpr₂ [tonf.m]	41.54	41.54	41.54	30.61	26.97	18.32
V_a [tonf]	10.25	6.00	10.20	5.80	10.00	5.50
V_p [tonf]	19.99	19.99	18.54	15.36	12.41	8.95
V_u [tonf]	30.24	25.99	28.74	21.16	22.41	14.45
V_u [tonf]	30.24	25.99	28.74	21.16	22.41	14.45
Check V_p ≥ 0.5V_u	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0
V_c [tonf]	19.18	19.18	19.18	17.45	13.98	12.44
V_c def [tonf]	19.18	19.18	19.18	17.45	13.98	12.44
φ	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
V_s [tonf]	21.13	15.47	19.13	10.75	15.90	6.82
db estribos	10	10	10	10	10	10
Av [cm²/m]	9.07	6.64	8.21	5.07	8.32	4.01
As [cm²]	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
# estribos/m	5.77	4.22	5.23	3.23	5.30	2.55
S req [cm]	17.00	23.00	19.00	30.00	18.00	39.00
Zona protegida y zona central						
2h [cm]	120	120	120	110	100	90
Smax [cm]	12	12	12	12	11	10
Zona central [cm]	270	270	270	290	310	330
Smax [cm]	28	28	28	25	23	20

Tabla 212. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 9 pisos.

En la tabla 212, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Por lo que, para las vigas 1, 2 y 3 se coloca estribos de 10 mm cada 12 cm en la zona plástica y 28 cm en la

zona elástica. Para la viga 4 se coloca estribos de 10 mm cada 12 cm en la zona plástica y 25 cm en la zona elástica. Para la viga 5 se coloca estribos de 10 mm cada 11 cm en la zona plástica y 23 cm en la zona elástica. Por último, la viga 6 se coloca estribos de 10 mm cada 10 cm en la zona plástica y 20 cm en la zona elástica.

Chequeo de columnas.

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Se presentan los siguientes resultados para los tres tipos de columnas usadas en los pórticos exteriores e interiores.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	459.96	350.45	231.17
Mu [tonf.m]	66.72	60.43	61.85
Pu/f'cAg<0.3			
Pu [tonf]	459.96	350.45	231.17
c1 [cm]	80	75	75
c2 [cm]	80	75	75
f'cAg	1,344.00	1,181.25	1,181.25
	0.342	0.297	0.196
Check	Check Confinamiento	OK	OK

Tabla 213. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.

80x80cm			75x75cm		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
755.03	0.00	0.00	652.69	0.00	0.00
755.03	0.00	48.66	652.69	0.00	38.77
697.83	0.00	74.36	605.82	0.00	59.67
596.16	0.00	94.96	518.06	0.00	76.28
486.79	0.00	110.96	424.07	0.00	88.96
361.92	0.00	123.55	317.52	0.00	98.63
309.72	0.00	140.86	273.62	0.00	112.26
235.31	0.00	152.80	210.85	0.00	121.47
102.91	0.00	127.78	96.87	0.00	101.15
51.31	0.00	83.84	34.74	0.00	65.99
286.29	0.00	0.00	231.89	0.00	0.00

Tabla 214. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 80 y 75 cm.

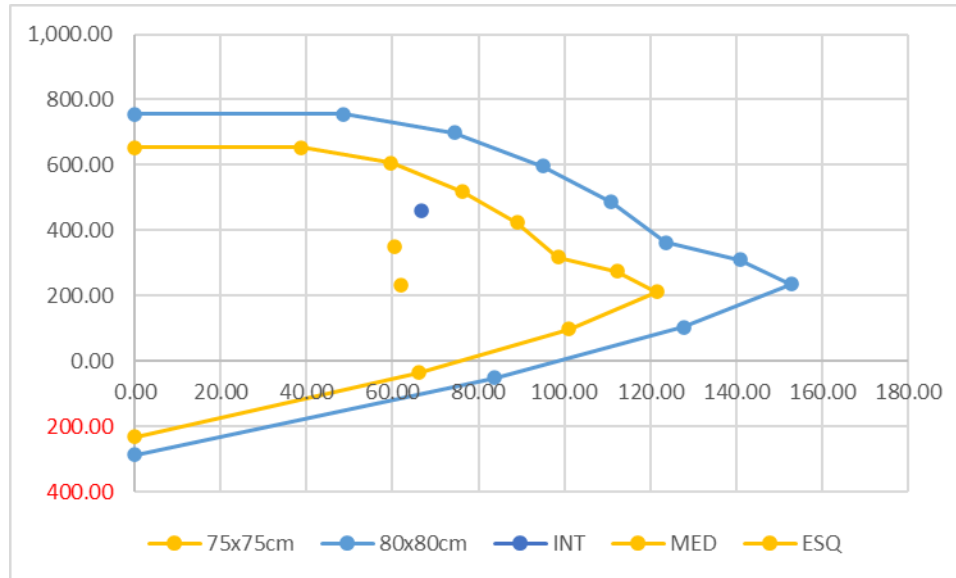


Figura 89. Diagrama de interacción.

Entonces, se observa que para la columna intermedia se tiene un $\frac{P_U}{f'_{cAg}} > 0.3$, por lo que se realiza su chequeo por confinamiento y se verifica que la distancia entre ramas de estribos no sea mayor a 200mm. Sola columna esquinera se encuentra bajo el punto de balance por lo que su diseño se considera dúctil.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 2.0% en un edificio de 9 pisos se tiene las siguientes secciones utilizadas.

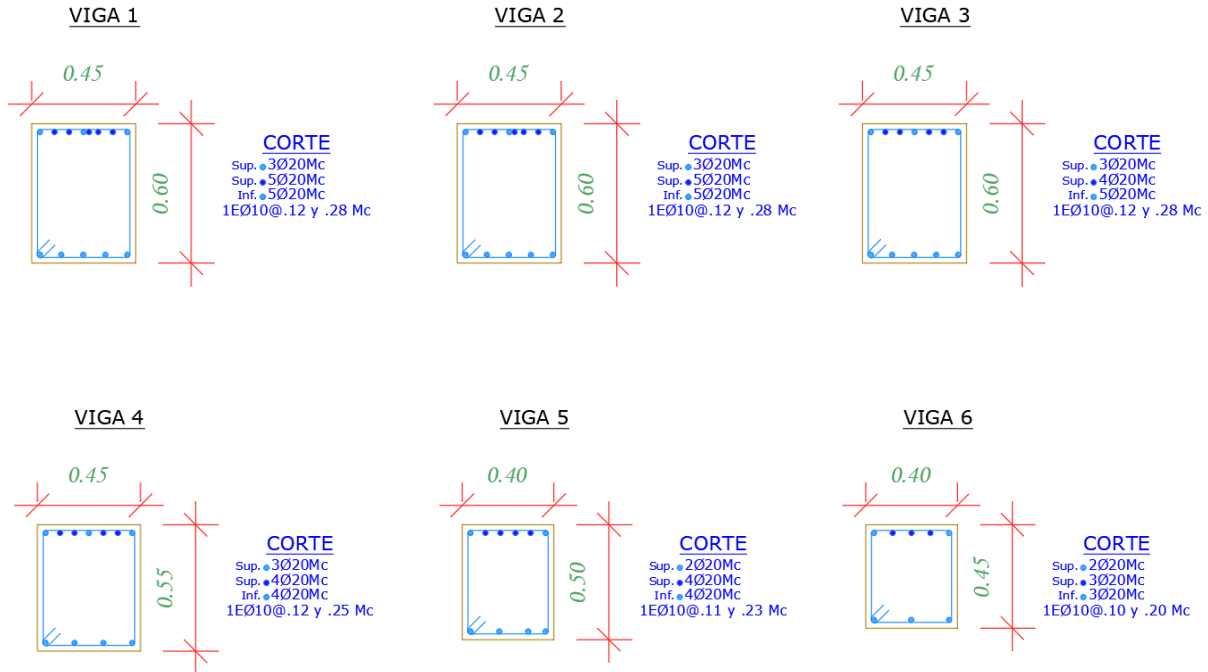


Figura 90. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 6 pisos

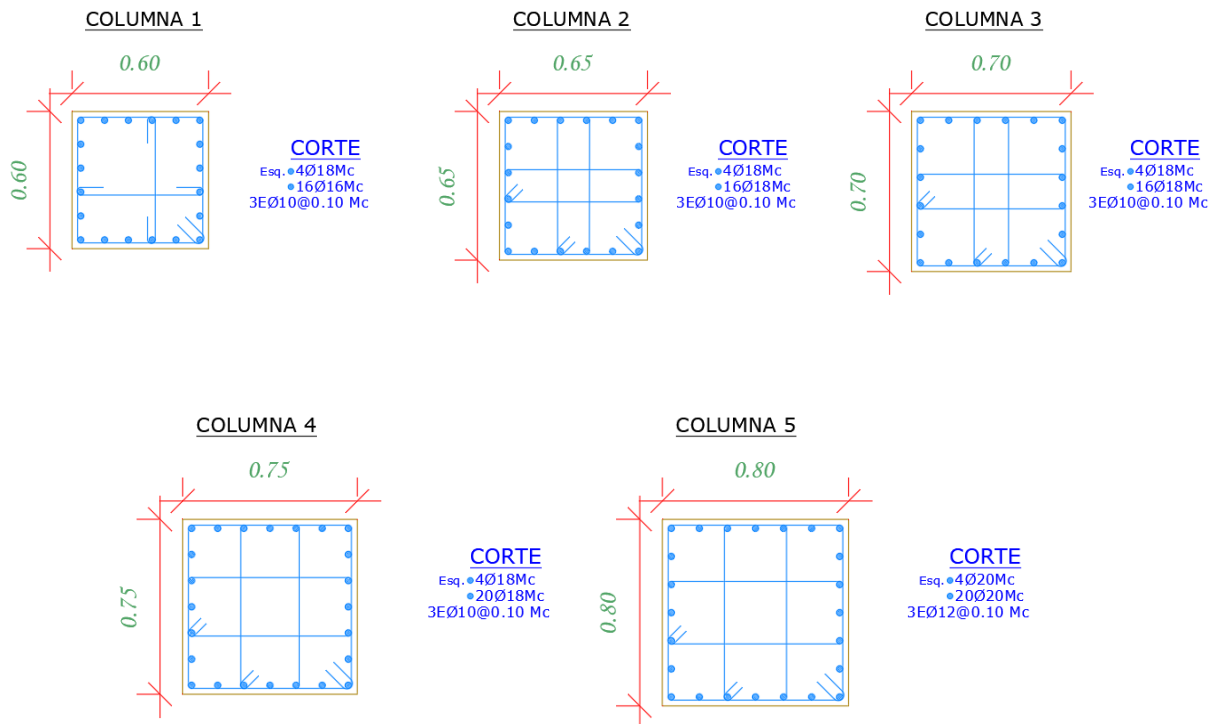


Figura 91. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 6 pisos.

Deriva máxima del 1.5%.

Para el análisis de la deriva máxima permisible del 1.5% se utilizan los mismos resultados que se encontró en la sección de la deriva máxima permisible del 2.0%, debido a que el diseño presentó una deriva inferior a 1.5%.

Deriva máxima del 1.0%.

Para el análisis de la deriva el procedimiento es el mismo ya planteado, se itera las secciones de 5 cm en 5 cm.

Diseño de elementos a flexión.

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

Momento estático de losa						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b col(ancho columna) [m]	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Mom estático, M_E [tonf.m]	23.54	23.54	23.54	23.54	23.54	23.54
Factor de mayorización	4.07	3.84	3.69	2.97	1.89	1.02
M de diseño, M_d [tonf.m]	52.94	49.90	48.04	38.60	24.52	13.28

Tabla 215. Momentos de diseño para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b viga [cm]	55.00	55.00	55.00	55.00	50.00	50.00
d [cm]	56	55	54	48	40	30
h [cm]	59	57	56	51	43	32
hdef [cm]	70.00	70.00	70.00	60.00	60.00	55.00
rel h/b	1.27	1.27	1.27	1.09	1.20	1.10
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
d [cm]	65.50	65.50	65.50	55.50	55.60	50.60

Tabla 216. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para el cálculo del acero se mantuvo el mismo procedimiento en donde se obtuvo los siguientes resultados para el acero negativo y positivo. En donde se comprueba en cada diseño se cumplan todos los criterios de sismo resistencia.

Acero negativo						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
a [cm]	9.89	9.28	8.91	8.53	5.79	3.38
c _{max} [cm]	24.56	24.56	24.56	20.81	20.85	18.98
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a _{max}	20.88	20.88	20.88	17.69	17.72	16.13
As min [cm ²]	12.01	12.01	12.01	10.18	9.27	8.43
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	18	18
# varillas	4	4	4	4	4	4
As (-) [cm ²]	23.13	21.69	20.82	19.93	12.31	7.18
# varillas refuerzo	4	3	3	3	1	0
As total negativo [cm ²]	25.13	21.99	21.99	21.99	12.72	10.18
Separación entre varilla						
S, dist entre var [cm]	4.57	5.67	5.67	5.67	8.50	11.93
S min	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
1. Chequeo de la cuantía						
Cuantía	0.65%	0.57%	0.57%	0.67%	0.42%	0.37%
	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 217. Acero negativo de vigas para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Acero Positivo						
Md (+) [tonf.m]	35.50	39.17	30.13	27.90	10.10	7.10
a [cm]	6.45	7.16	5.43	6.02	2.31	1.78
c _{max} [cm]	24.56	24.56	24.56	20.81	20.85	18.98
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a _{max}	20.88	20.88	20.88	17.69	17.72	16.13
As min [cm ²]	12.01	12.01	12.01	10.18	9.27	8.43
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	16	16
# varillas	5	6	5	5	5	5
As (+) [cm ²]	15.51	17.03	13.06	14.41	5.07	3.84
# varillas	0	0	0	0	0	0
As total positivo [cm ²]	15.71	18.85	15.71	15.71	10.05	10.05
2. As(+) >= 0.5As(-)						
As+	15.71	18.85	15.71	15.71	10.05	10.05
0.5As-	12.57	11.00	11.00	11.00	6.36	5.09
chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 218. Acero positivo de vigas para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Momento nominal						
a (M -) [cm]	10.75	9.41	9.41	9.41	5.99	4.79
$\phi M_n (-)$	57.12	50.54	50.54	42.22	25.30	18.55
$M_u (-) \leq \phi M_n (-)$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. (-)	0.93	0.99	0.95	0.91	0.97	0.72
a + [cm]	6.72	8.06	6.72	6.72	4.73	4.73
$\phi M_n +$	36.90	43.80	36.90	30.96	20.23	18.33
$M_u + \leq \phi M_n +$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. +	0.96	0.89	0.82	0.90	0.50	0.39

Tabla 219. Momento nominal de viga para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Diseño de elementos a flexo-compresión.

Para el diseño de las columnas se incrementa la sección cada 5 cm.

Dimensiones de columna		
Ancho, a	90.00	cm
Prof, p	90.00	cm
Ag real	8,100	cm²
var a	8	u
var p	8	u
Num var	28.00	u
db long	20	mm
db esq	20	mm
db est	12	mm
rec	2.50	cm
As	87.92	cm²
Chequeo cuantía		
Cuantía	1.09%	OK

Tabla 220. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para el cálculo del confinamiento se aplica los procedimientos explicados de la NEC y del

ACI 318.

Área confinada		
Ancho conf, bc	83.80	cm
Prof conf, pc	83.80	cm
Área confinada, Ac	7,022	cm²
Separación entre var		
Sep a	9.51	cm
Sep p	9.51	cm
OK		

Tabla 221. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para una deriva máxima del 1.0%.

Para las columnas que se utilizaran en el edificio se presenta en el siguiente resumen:

Tabla de resultados de columnas						
a x p [cm]	# varillas/cara	db long	db esq	db est	S est	# vinchas
90.00	8.00	20.00	20.00	12.00	10.00	4.00
85.00	7.00	20.00	20.00	12.00	10.00	4.00
80.00	7.00	20.00	20.00	12.00	10.00	4.00
65.00	6.00	18.00	18.00	10.00	10.00	4.00
75.00	7.00	18.00	18.00	10.00	10.00	4.00

Tabla 222. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para un pórtico exterior en una vista $y-z$, se tiene que en las losas L1 a L4 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. En las losas L5 a L7, se utilizó el diseño de la viga 4. Por último, en la losa 8 y 9, se utilizó el diseño de la viga 6. En la figura a continuación se observa la configuración antes mencionada, en donde se resalta las secciones de las vigas. A su vez, se presenta que para columnas medianeras y esquineras se utilizaron columnas de 85 cm hasta la losa 4, de ahí su sección cambia a 80 cm hasta la losa 7 y para los ultimas losas se utilizó una columna de 70 cm.

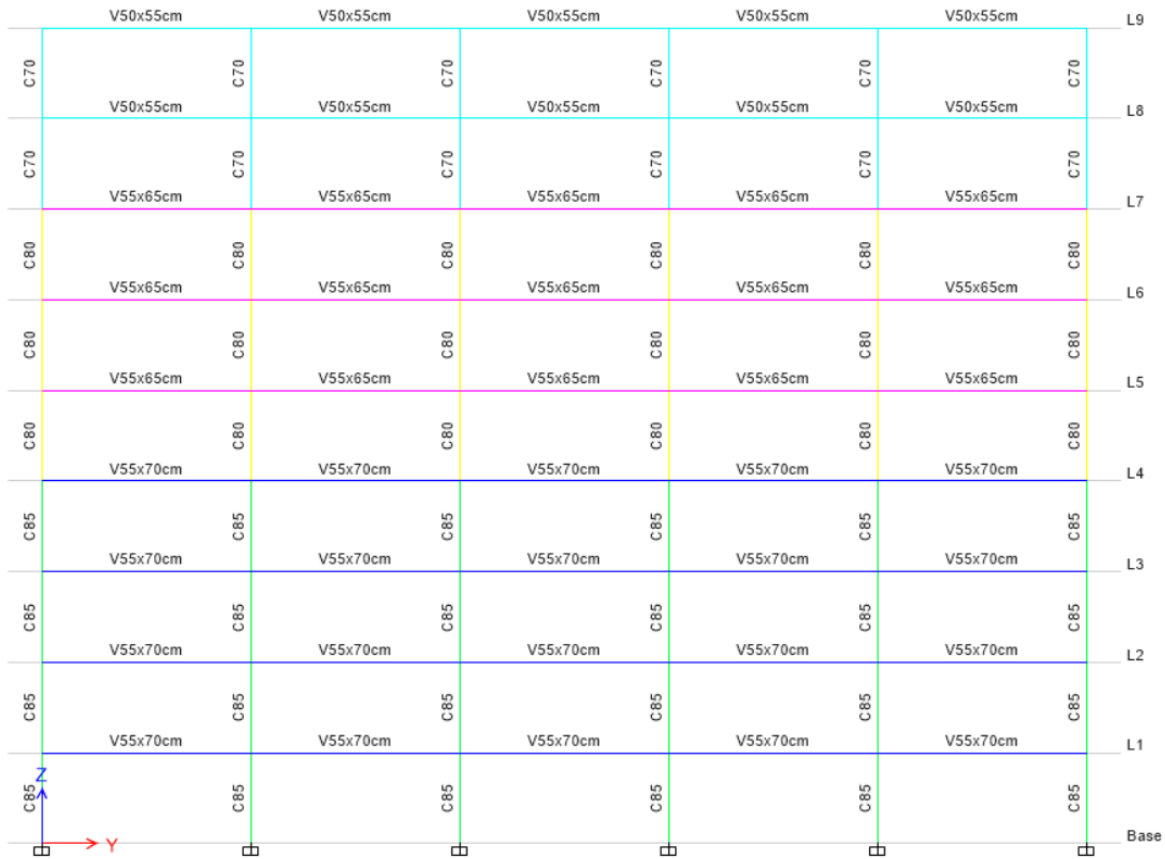


Figura 92. Configuración de un pórtico exterior de las secciones para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para un pórtico interior en una vista $y-z$, se tiene que en las losas L1 a L4 se utilizó la viga 1. Para las losas L5 a L7 se utilizó la viga 3 y para la dos últimas losa se utilizó la viga 5. Para las columnas intermedias se usó una columna de 90 cm, la cual llega hasta L4, de ahí cambia de sección a 80 cm hasta L7, terminando con una sección de 70 cm para las últimas losas.

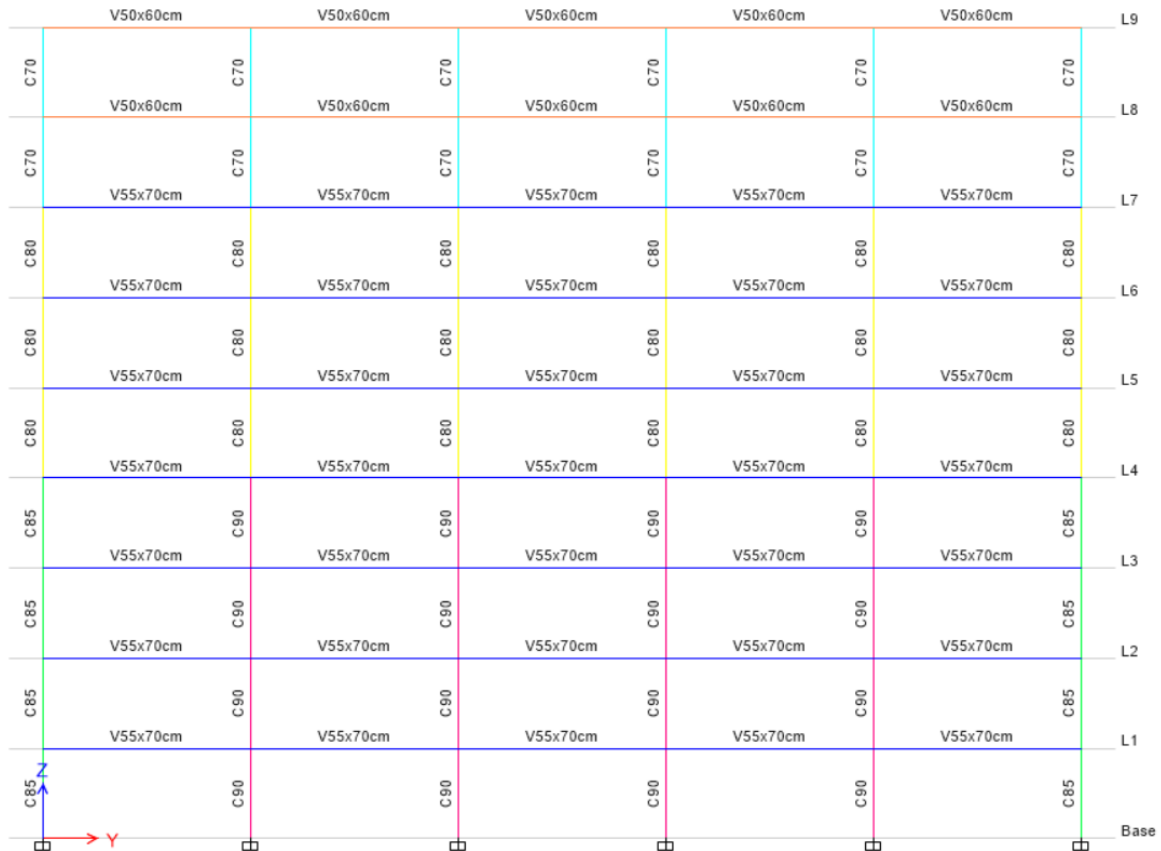


Figura 93. Configuración de un pórtico interior de las secciones para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores.

Diseño de cortante-1era condición						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
T₁ [tonf]	131.95	115.45	115.45	115.45	66.80	53.44
T₂ [tonf]	82.47	98.96	82.47	82.47	52.78	52.78
Mpr₁ [tonf.m]	77.56	68.83	68.83	57.29	34.64	25.44

M_{pr2} [tonf.m]	50.55	59.83	50.55	42.31	27.78	25.15
V_{col} [tonf]	49.27	49.49	45.92	38.31	24.01	19.46
V_j [tonf]	165.14	164.93	152.00	159.62	95.57	86.76

Tabla 223. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L1 a L4. Se tiene la viga 1 y 2, con una sección de columna para intermedias de 90 cm y para medianeras y esquineras de 85cm. Para columnas esquineras y medianeras se tiene el mismo cortante nominal debido a que ambas vigas tienen las mismas secciones.

	V1	V2	
V_j de análisis [tonf]	165.14	164.93	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm²]	6,525.0	5,950.0	5,950.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
V_n [tonf]	321.49	234.53	234.53
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 224. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	70	70	70
p_{col} [cm]	90	85	85
Check: h_{viga} < p_{col}	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: 20db ≤ p_{col}	OK	OK	OK

Tabla 225. Chequeo de la 2da y 3ra condición para las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.

Para la resistencia nominal de los nudos en las losas L5 a L7, se tiene las vigas 3 y 4. Los tres tipos de columnas son de 80 cm.

	V3	V4	
Vj de análisis [tonf]	152.00	159.62	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	5,400.0	5,400.0	5,400.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	266.06	212.85	212.85
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 226. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	70	70	70
p_{col} [cm]	80	80	80
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 227. Chequeo de la 2da y 3ra condición para las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.

Para la resistencia nominal de los nudos en las losas L7 a L9, se tiene las vigas 5 y 6. Los tres tipos de columnas son de 70 cm.

	V5	V6	
Vj de análisis [tonf]	95.57	86.76	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	4,200.0	4,200.0	4,200.0
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	206.94	165.55	165.55
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 228. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	60	60	60
p_{col} [cm]	70	70	70

Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 229. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento mostrado en la figura 16 para el material, en la figura 17 y 18 para la definición de la viga y columna, cambiando los valores para las respectivas secciones nuevas, en la figura 19 para la definición de losa. Por lo tanto, el modelo queda de la siguiente manera.

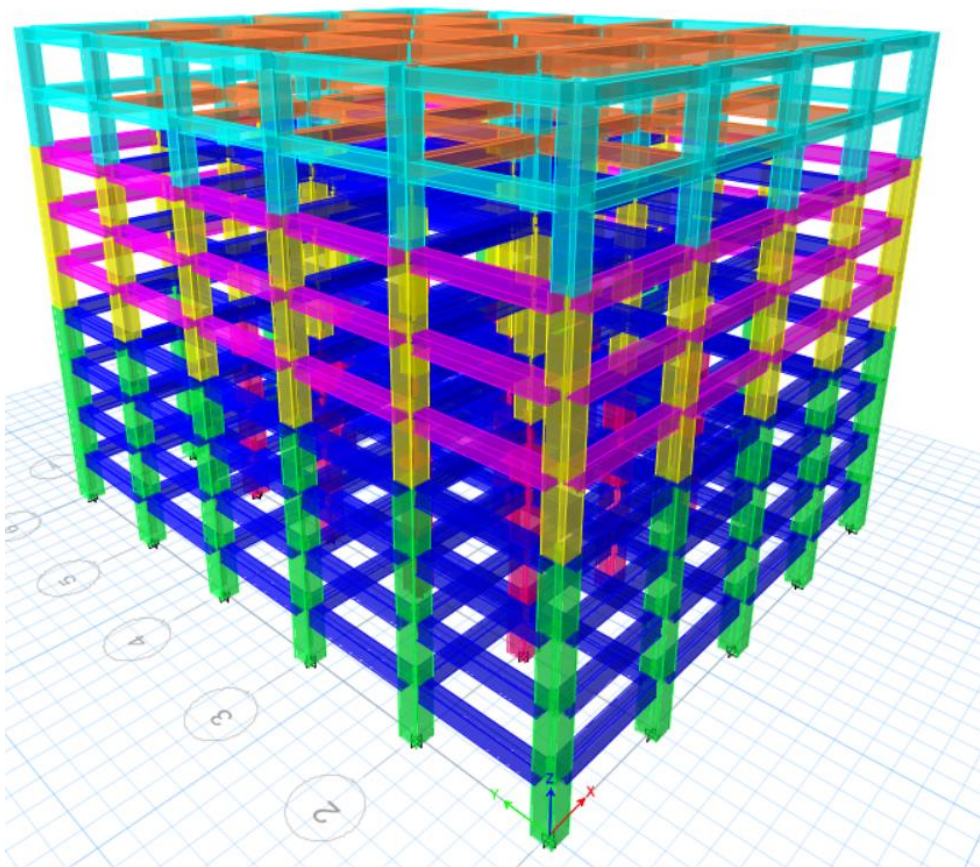


Figura 94. Modelado en ETABS con las nuevas secciones para una deriva máxima del 2.0%.

Para las cargas se mantienen las presentadas en la tabla 24 y su definición como se presenta en la figura 21. De la misma forma la definición de las zonas rígidas y asignación de masa se mantiene como las presentadas en la figura 22 y 23 respectivamente.

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinado por el ETABS.

Análisis estático.

Con el mismo procedimiento del Método 1 del DBF se tiene:

Ta	0.66	seg
Sa (Ta)	1.01	g

Tabla 230. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.

W, peso de la estructura	7912.94	tonf
---------------------------------	----------------	-------------

Tabla 231. Peso de la estructura de un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 1.0\%$.

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vbe, min	997.03	t
Vetabs	997.03	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.126000	
V real	997.03	t

Tabla 232. Cortante basal estático mínimo y factor k.

En la tabla 232 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.127141, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	997.03	t
V _x - prog	798.08	t
Coef	1.00000	
V _y - prog	798.18	t
Coef	1.00000	

Chequeo V _E vs V _D		
VD > 0.80VE		
V _D	vs	0.80V _E
798.08	>	797.62
OK		

Tabla 233. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 9 pisos.

En la tabla 233 se observa los cortantes basales dinámicos corregidos en su factor de la gravedad para que sean mayores al 80% del cortante basal estático. Una vez cumplidos todos los requerimientos dados por la NEC, se obtienen las derivas inelásticas de cada piso y se encuentra la deriva inelástica máxima y se lo compara con el límite permisible del 1%.

Derivas elásticas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L9	EX	23.4	0.000675
L8	EX	20.8	0.000959
L7	EX	18.2	0.001049
L6	EX	15.6	0.001265
L5	EX	13	0.001431
L4	EX	10.4	0.001464
L3	EX	7.8	0.001511
L2	EX	5.2	0.001402
L1	EX	2.6	0.00081
Base	EX	0	0
L9	EY	23.4	0.000631

L8	EY	20.8	0.000899
L7	EY	18.2	0.000981
L6	EY	15.6	0.001183
L5	EY	13	0.001336
L4	EY	10.4	0.001363
L3	EY	7.8	0.001407
L2	EY	5.2	0.00131
L1	EY	2.6	0.000761
Base	EY	0	0

Tabla 234. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 2.0%.

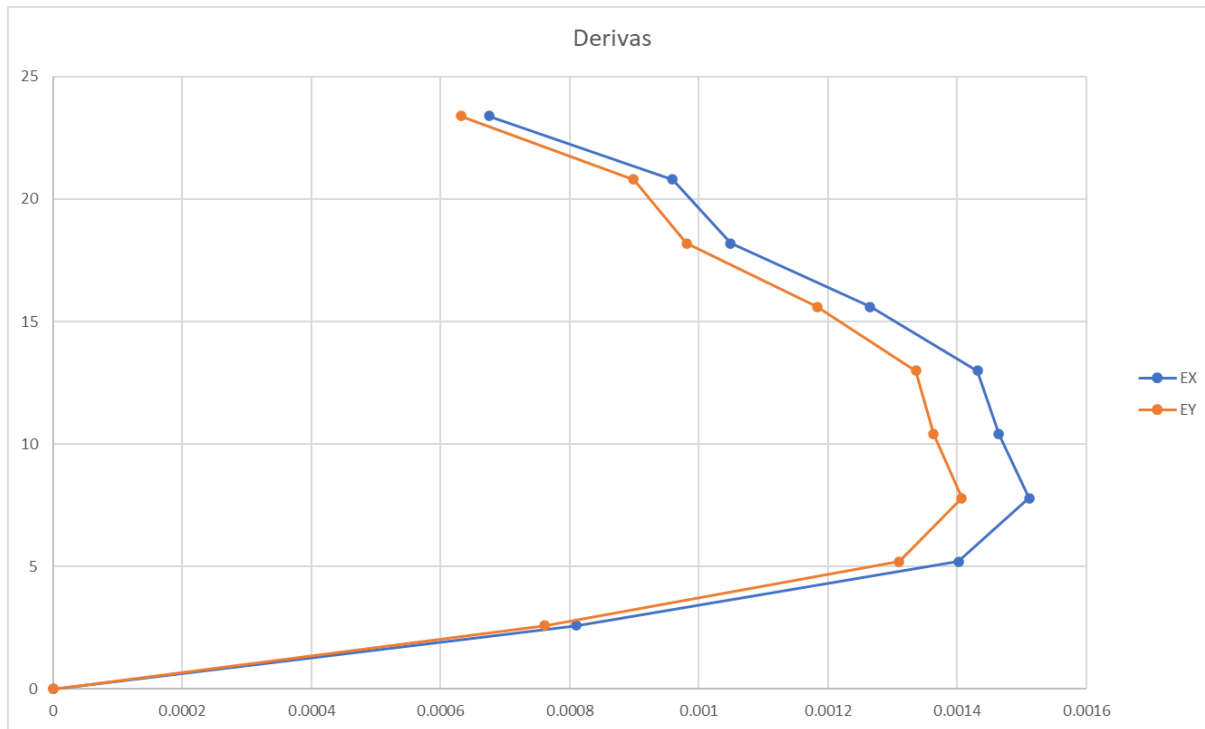


Figura 95. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 9 pisos.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.001511	OK
Δm x	0.91%	
Deriva y	0.001407	OK
Δm y	0.84%	

Tabla 235. Deriva máxima inelástica.

Para las secciones presentadas de vigas y columnas se cumple con la deriva inelástica máxima permisible de 1.0%.

Diseño final

Una vez que se ve que cumple la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica los momentos a diseño y los cortante a diseño.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante						
T₁ [tonf]	131.95	115.45	115.45	115.45	66.80	53.44
T₂ [tonf]	82.47	98.96	82.47	82.47	52.78	52.78
Mpr₁ [tonf.m]	77.56	68.83	68.83	57.29	34.64	25.44
Mpr₂ [tonf.m]	50.55	59.83	50.55	42.31	27.78	25.15
Va [tonf]	10.90	6.60	10.85	6.45	10.61	6.10
Vp [tonf]	25.12	25.23	22.96	19.15	11.78	9.54
Vu [tonf]	36.02	31.83	33.81	25.60	22.39	15.64
Vu [tonf]	36.02	31.83	33.81	25.60	22.39	15.64
Check Vp >= 0.5Vu	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0	Vc ≠ 0
Vc [tonf]	27.67	27.67	27.67	23.44	21.35	19.43
Vc def [tonf]	27.67	27.67	27.67	23.44	21.35	19.43
φ	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Vs [tonf]	20.36	14.77	17.41	10.69	8.50	1.43
db estribos	10	10	10	10	10	10
Av [cm²/m]	7.40	5.37	6.33	4.59	3.64	0.67
As [cm²]	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
# estribos/m	4.71	3.42	4.03	2.92	2.32	0.43
S req [cm]	21.00	29.00	24.00	34.00	43.00	233.00
Zona protegida y zona central						
2h [cm]	140	140	140	120	120	110
Smax [cm]	12	12	12	12	10	10
Zona central [cm]	230	230	230	270	270	290
Smax [cm]	33	33	33	28	28	25

Tabla 236. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 9 pisos.

En la tabla 236, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Por lo que, para las vigas 1, 2 y 3 se coloca estribos de 10 mm cada 12 cm en la zona plástica y 33 cm en la

zona elástica. Para la viga 4 se coloca estribos de 10 mm cada 12 cm en la zona plástica y 28 cm en la zona elástica. Para la viga 5 se coloca estribos de 10 mm cada 10 cm en la zona plástica y 28 cm en la zona elástica. Por último, la viga 6 se coloca estribos de 10 mm cada 10 cm en la zona plástica y 25 cm en la zona elástica.

Chequeo de columnas.

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Se presentan los siguientes resultados para los tres tipos de columnas usadas en los pórticos exteriores e interiores.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	504.50	403.33	275.50
Mu [tonf.m]	89.60	70.50	72.40
$Pu/f'cAg < 0.3$			
Pu [tonf]	504.50	403.33	275.50
c1 [cm]	90	85	85
c2 [cm]	90	85	85
f'cAg	1,701.00	1,517.25	1,517.25
	0.297	0.266	0.182
Check	OK	OK	OK

Tabla 237. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.

P tonf	90x90cm		P tonf	85x85cm	
	M2 tonf.m	M3 tonf.m		M2 tonf.m	M3 tonf.m
939.92	0.00	0.00	858.34	0.00	0.00
939.92	0.00	67.39	858.34	0.00	59.38
873.24	0.00	103.52	792.34	0.00	90.39
748.12	0.00	132.11	677.55	0.00	115.19
612.52	0.00	154.24	552.20	0.00	134.79
461.21	0.00	171.44	410.86	0.00	150.61
398.82	0.00	195.49	351.64	0.00	172.01
306.51	0.00	211.99	264.18	0.00	187.04
142.67	0.00	176.49	114.23	0.00	156.50
41.14	0.00	118.20	59.84	0.00	104.15
334.01	0.00	0.00	334.01	0.00	0.00

Tabla 238. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 90 y 85 cm.

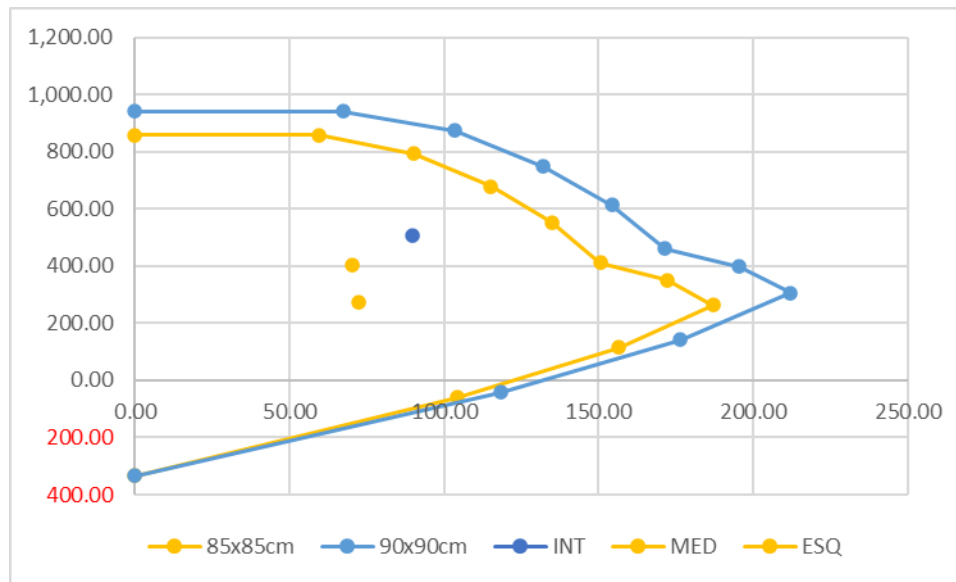


Figura 96. Diagrama de interacción.

Entonces, se observa que para la columna intermedia se tiene un $\frac{P_U}{f'_{cAg}} \leq 0.3$, por lo que la columna no entra a la zona del comportamiento controlado por compresión y se encuentra en la zona del comportamiento controlado por tensión. Lo que indica que tiene más ductilidad al alejarse de la falla por aplastamiento. La columna esquinera se encuentra en la zona por debajo del punto balanceado, lo que indica que es una columna con un diseño dúctil para las cargas a la que está sometida.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 1.0% en un edificio de 9 pisos se tiene las siguientes secciones utilizadas.

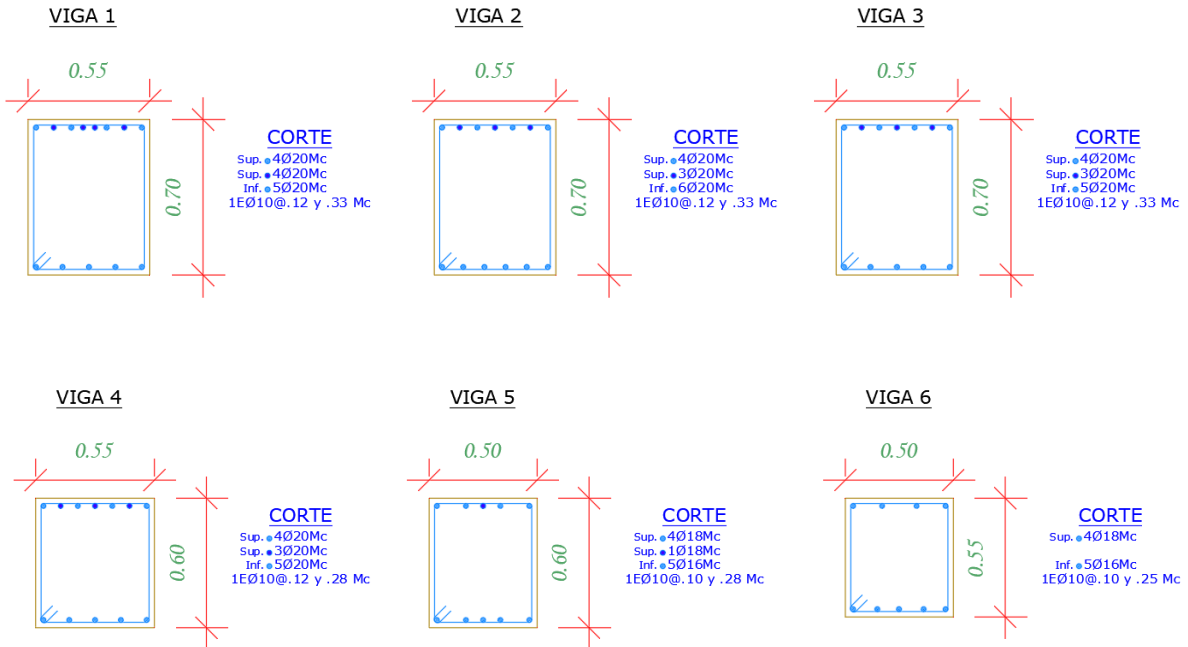


Figura 97. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 9 pisos

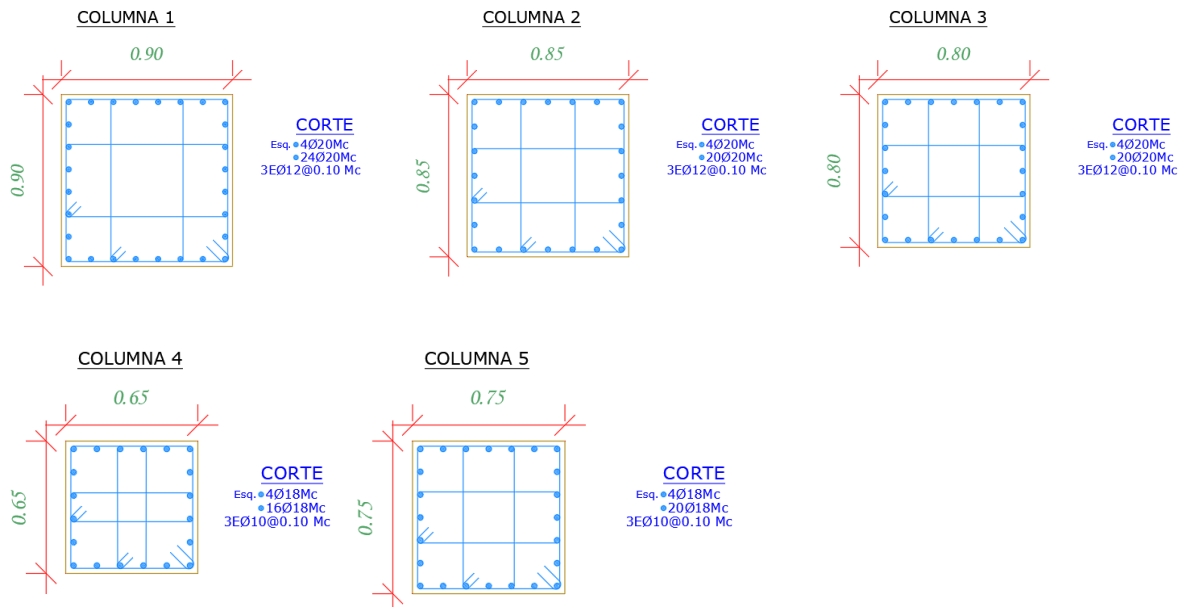


Figura 98. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 9 pisos.

Deriva máxima del 0.5%.

Para el análisis de la deriva el procedimiento es el mismo ya planteado, se itera las secciones de 5 cm en 5 cm.

Diseño de elementos a flexión.

Para los elementos a flexión se obtuvo los siguientes resultados para las secciones de las vigas interiores y exteriores.

Momento estático de losa						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b col(ancho columna) [m]	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Mom estático, M_E [tonf.m]	23.54	23.54	23.54	23.54	23.54	23.54
Factor de mayorización	4.50	4.31	4.03	3.34	1.85	1.55
M de diseño, M_d [Ton. M]	58.56	56.10	52.40	43.40	24.10	20.10

Tabla 239. Momentos de diseño para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

	V1	V2	V3	V4	V5	V6
b viga [cm]	70.00	70.00	70.00	70.00	60.00	60.00
d [cm]	52	51	50	45	36	33
h [cm]	55	54	52	48	39	36
hdef [cm]	85.00	85.00	85.00	80.00	70.00	70.00
rel h/b	1.21	1.21	1.21	1.14	1.17	1.17
	OK	OK	OK	OK	OK	OK
d [cm]	80.50	80.50	80.50	75.50	65.60	65.60

Tabla 240. Secciones de la viga interior y exterior para un edificio de 9 pisos para $\Delta_M = 0.5\%$.

Para el cálculo del acero se mantuvo el mismo procedimiento en donde se obtuvo los siguientes resultados para el acero negativo y positivo. En donde se comprueba en cada diseño se cumplan todos los criterios de sismo resistencia.

Acero negativo						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
a [cm]	6.75	6.46	6.01	5.30	3.93	3.26
c_{max} [cm]	30.19	30.19	30.19	28.31	24.60	24.60
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	25.66	25.66	25.66	24.07	20.91	20.91
As min [cm²]	18.78	18.78	18.78	17.62	13.12	13.12

db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	18	18
# varillas	6	6	6	6	6	6
As (-) [cm²]	20.09	19.21	17.89	15.76	10.02	8.31
# varillas refuerzo	1	1	0	0	0	0
As total negativo [cm²]	21.99	21.99	18.85	18.85	15.27	15.27

Separación entre varilla

S, dist entre var [cm]	8.17	8.17	10.20	10.20	8.44	8.44
S min	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54
	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 241. Acero negativo para las secciones de vigas para un edificio de 9 pisos.

Acero Positivo						
Md (+) [tonf.m]	40.60	44.40	33.80	31.70	21.00	20.40
a [cm]	4.62	5.06	3.82	3.83	3.41	3.31
c_{max} [cm]	30.19	30.19	30.19	28.31	24.60	24.60
β	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
a_{max}	25.66	25.66	25.66	24.07	20.91	20.91
As min [cm²]	18.78	18.78	18.78	17.62	13.12	13.12
db (diam varilla) [mm]	20	20	20	20	18	18
# varillas	6	6	6	6	6	6
As (+) [cm²]	13.93	15.20	11.54	11.51	8.73	8.44
# varillas	0	0	0	0	0	0
As total positivo [cm²]	18.85	18.85	18.85	18.85	15.27	15.27

2. As(+) >= 0.5As(-)

As+	18.85	18.85	18.85	18.85	15.27	15.27
0.5As-	11.00	11.00	9.42	9.42	7.63	7.63
chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabla 242. Acero positivo para las secciones de vigas para un edificio de 9 pisos.

Momento nominal						
a (M -) [cm]	10.75	9.41	9.41	9.41	5.99	3.59
φMn (-)	57.12	50.54	50.54	42.22	25.30	14.08
Mu(-) ≤ φMn(-)	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. (-)	0.93	0.99	0.95	0.91	0.97	0.94
a + [cm]	6.72	8.06	6.72	6.72	3.78	2.84
φMn +	36.90	43.80	36.90	30.96	16.33	11.21
Mu + ≤ φMn +	OK	OK	OK	OK	OK	OK
ef. +	0.96	0.89	0.82	0.90	0.62	0.63

Tabla 243. Momento nominal para las secciones de viga para un edificio de 9 pisos.

Diseño de elementos a flexo-compresión.

Para el diseño de las columnas se incrementa la sección cada 5 cm.

Dimensiones de columna		
Ancho, a	110.00	cm
Prof, p	110.00	cm
Ag real	12,100	cm ²
var a	9	u
var p	9	u
Num var	32.00	u
db long	22	mm
db esq	22	mm
db est	12	mm
rec	2.50	cm
As	121.58	cm ²
Chequeo cuantía		
Cuantía	1.00%	OK

Tabla 244. Dimensiones y refuerzo para un elemento a flexión-compresión para un edificio de 9 pisos.

Para el cálculo del confinamiento se aplica los procedimientos explicados de la NEC y del

ACI 318.

Área confinada		
Ancho conf, bc	103.80	cm
Prof conf, pc	103.80	cm
Área confinada, Ac	10,774	cm ²
Separación entre var		
Sep a	10.35	cm
Sep p	10.35	cm
OK		

Tabla 245. Cálculo de estribos por confinamiento para un elemento a flexión-compresión para una deriva máxima del 0.5%.

Para las columnas que se utilizaran en el edificio se presenta en el siguiente resumen:

Tabla de resultados de columnas						
a x p [cm]	# varillas/cara	db long	db esq	db est	S est	# vinchas
110.00	9.00	22.00	22.00	12.00	10.00	5.00
105.00	9.00	22.00	22.00	12.00	10.00	4.00
100.00	9.00	20.00	20.00	12.00	10.00	4.00

95.00	8.00	20.00	22.00	12.00	10.00	4.00
90.00	8.00	20.00	20.00	12.00	10.00	4.00
85.00	7.00	20.00	20.00	12.00	10.00	4.00

Tabla 246. Resumen de columnas utilizadas en un edificio de 9 pisos.

Para un pórtico exterior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L4 se usa el diseño de la viga 2, que responde a momentos que se encuentran en vanos exteriores. En las losas L5 a L7, se utilizó el diseño de la viga 4. Por último, en la losa 8 y 9, se utilizó el diseño de la viga 6. En la figura a continuación se observa la configuración antes mencionada, en donde se resalta las secciones de las vigas. A su vez, se presenta que para columnas medianeras y esquineras se utilizaron columnas de 105 cm hasta la losa 4, de ahí su sección cambia a 95 cm hasta la losa 7 y para los ultimas losas se utilizó una columna de 85 cm.



Figura 99. Configuración de un pórtico exterior de las secciones para un edificio de 9 pisos.

Para un pórtico interior en una vista y-z, se tiene que en las losas L1 a L4 se utilizó la viga 1. Para las losas L5 a L7 se utilizó la viga 3 y para la dos últimas losa se utilizó la viga 5. Para las columnas intermedias se usó una columna de 110 cm, la cual llega hasta L4, de ahí cambia de sección a 100 cm hasta L7, terminando con una sección de 90 cm para las ultimas losas.

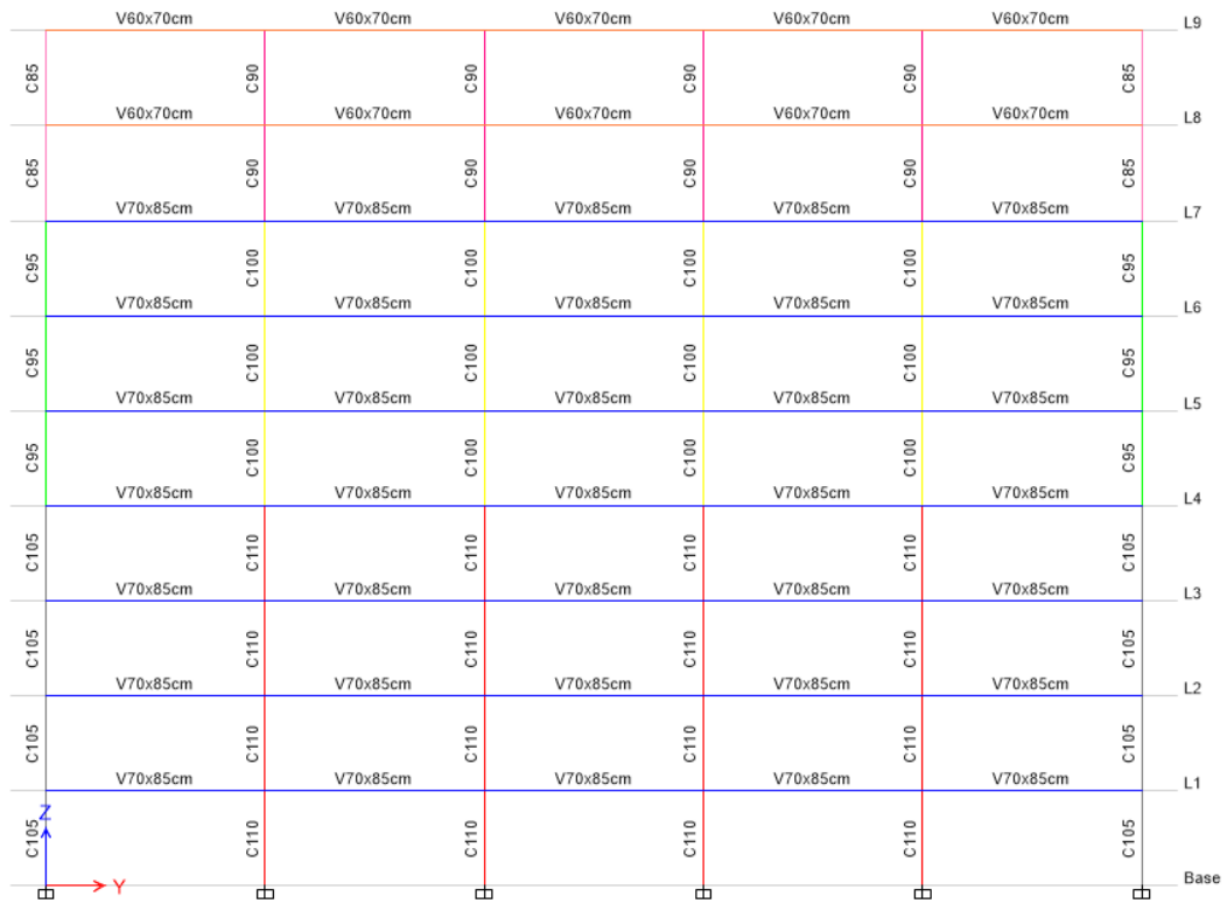


Figura 100. Configuración de un pórtico interior de las secciones para un edificio de 9 pisos.

Para los pórticos exteriores e interiores en una vista x-z, se mantiene las mismas configuraciones que se utilizó para los pórticos en una vista y-z.

Diseño del cortante del nudo.

Para el diseño del cortante nominal en el nudo y cumplir los requerimientos del diseño de nudo fuerte-viga débil, se establece los mismos procedimientos en donde se busca cumplir las 3 condiciones de diseño presentadas en las secciones anteriores.

Diseño de cortante-1era condición						
	V1	V2	V3	V4	V5	V6
T₁ [tonf]	115.45	115.45	98.96	98.96	80.16	80.16
T₂ [tonf]	98.96	98.96	98.96	98.96	80.16	80.16
Mpr₁ [tonf.m]	87.61	87.61	75.74	70.80	49.58	49.58
Mpr₂ [tonf.m]	75.74	75.74	75.74	70.80	49.58	49.58
V_{col} [tonf]	62.83	62.83	58.26	54.46	38.14	38.14
V_j [tonf]	151.59	151.59	139.66	143.46	122.17	122.17

Tabla 247. Diseño por capacidad del cortante de diseño para un edificio de 9 pisos.

Para la resistencia nominal del nudo en las losas L1 a L4. Se tiene la viga 1 y 2, con una sección de columna para intermedias de 110 cm y para medianeras y esquineras de 105cm.

Para columnas esquineras y medianeras se tiene el mismo cortante nominal debido a que ambas vigas tienen las mismas secciones.

	V1	V2	
V_j de análisis [tonf]	151.59	151.59	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm²]	9,900.0	9,187.5	9,187.5
φ	0.85	0.85	0.85
V_n [tonf]	487.78	362.14	362.14
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 248. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	85	85	85
p_{col} [cm]	110	105	105
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK

Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 249. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 1 a 4 en un edificio de 9 pisos.

Para la resistencia nominal de los nudos en las losas L5 a L7, se tiene las vigas 3 y 4. Las columnas intermedias son de 100 cm y las medianeras y esquineras son de 95 cm.

	V3	V4	
Vj de análisis [tonf]	139.66	143.46	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha
α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm2]	8,500.0	7,837.5	7,837.5
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	418.80	308.93	308.93
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 250. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	85	80	80
p_{col} [cm]	100	95	95
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 251. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 5 a 7 en un edificio de 9 pisos.

Para la resistencia nominal de los nudos en las losas L7 a L9, se tiene las vigas 5 y 6. Las columnas intermedias son de 90 cm y las medianeras y esquineras son de 85 cm.

	V5	V6	
Vj de análisis [tonf]	122.17	122.17	
Resistencia nominal del nudo			
Tipo de columna	Intermedia	Medianera	Esquinera
α	5.30	4.00	3.20
Check: $b \leq 0.75a$	Bajar Alpha	Bajar Alpha	Bajar Alpha

α definitivo	4.00	3.20	3.20
Ac [cm ²]	6,750.0	6,162.5	6,162.5
ϕ	0.85	0.85	0.85
Vn [tonf]	332.58	242.90	242.90
Check 1era condición	OK	OK	OK

Tabla 252. Resistencia nominal de los diferentes tipos de nudos en las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.

Geometría-2da condición			
h_{viga} [cm]	70	70	70
p_{col} [cm]	90	85	85
Check: $h_{viga} < p_{col}$	OK	OK	OK
Sección transversal columna-3ra condición			
20db [cm]	40.00	40.00	40.00
Check: $20db \leq p_{col}$	OK	OK	OK

Tabla 253. Chequeo de la segunda y tercera condición para las losas 7 a 9 en un edificio de 9 pisos.

Modelación y comprobación en el ETABS.

Para la modelación en el ETABS se mantiene el mismo procedimiento mostrado en la figura 16 para el material, en la figura 17 y 18 para la definición de la viga y columna, cambiando los valores para las respectivas secciones nuevas, en la figura 19 para la definición de losa. Por lo tanto, el modelo queda de la siguiente manera.

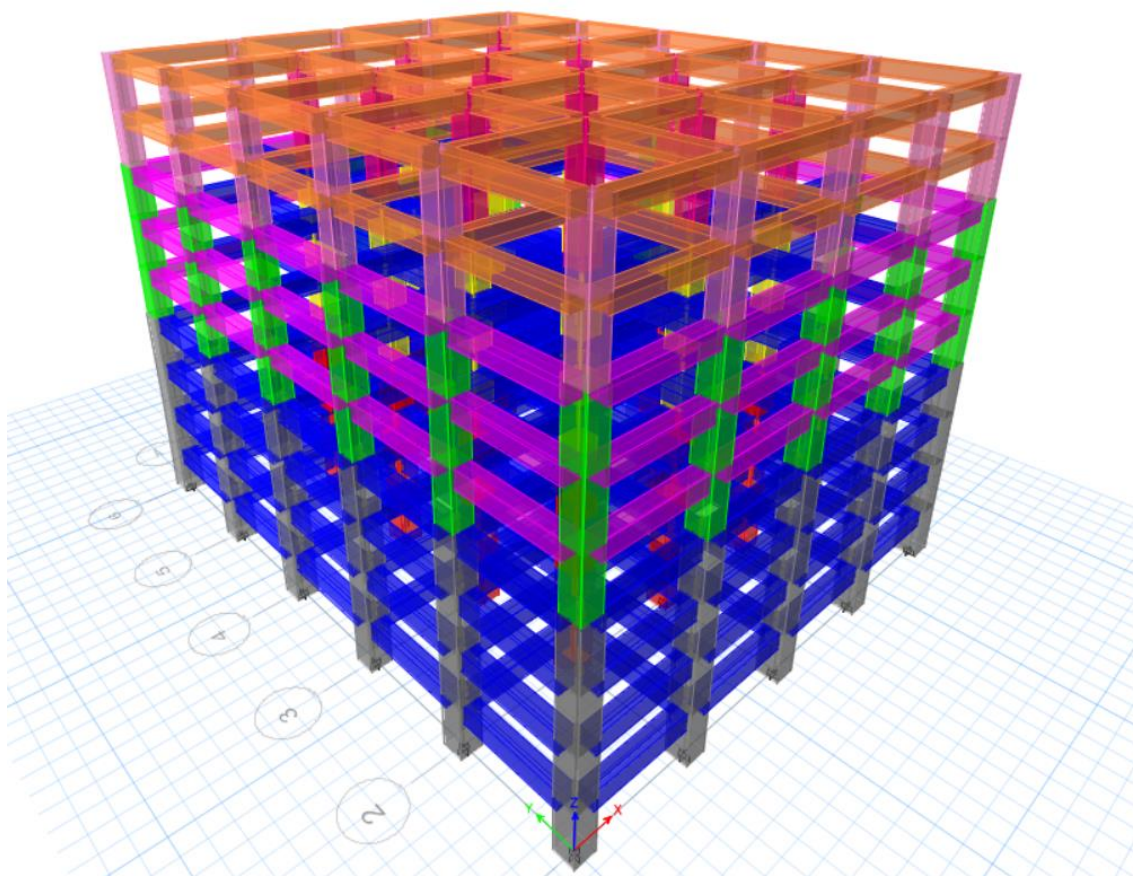


Figura 101. Modelado en ETABS de un edificio de 9 pisos para $\Delta = 0.5\%$.

Para las cargas se mantienen las presentadas en la tabla 24 y su definición como se presenta en la figura 21. De la misma forma la definición de las zonas rígidas y asignación de masa se mantiene como las presentadas en la figura 22 y 23 respectivamente.

Para el análisis del cortante estático, el espectro de diseño se mantiene con los mismos coeficientes sísmicos presentados en la tabla 25 y la gráfica presentada en la figura 25.

El periodo fundamental deberá ser igual corregido en función de lo determinado por el ETABS.

Análisis estático.

Con el mismo procedimiento del Método 1 del DBF se tiene:

Ta	0.47	seg
Sa (Ta)	1.01	g

Tabla 254. Periodo fundamental de la estructura y porcentaje de aceleración de la gravedad del sismo de diseño.

W, peso de la estructura	9413.07	tonf
---------------------------------	----------------	-------------

Tabla 255. Peso de la estructura de un edificio de 6 pisos.

Cálculo del cortante basal de diseño		
%, Coef	0.126	
Vbe, min	1186.05	t
Vetabs	1186.05	t
Factor de corrección	1.0000	
Coef	0.126000	
V real	1186.05	t

Tabla 256. Cortante basal estático mínimo y factor k.

En la tabla 256 se observa el valor del cortante basal estático corregido con un coeficiente 0.127453, que se obtuvo de comparar con el primero valor del cortante obtenido con el coeficiente.

Chequeo del cortante basal estático vs cortante basal dinámico y derivas.

Después de hacer las correcciones del peso y el coeficiente y obtener el cortante basal estático. Se lo compara con el cortante basal dinámico obtenido en el ETABS.

Chequeo dinámico		
Descripción	Valor	Unidad
Vmin	1186.05	t
Vx - prog	948.9017	t
Coef	1.00000	
Vy - prog	952.36	t
Coef	1.00000	
Chequeo V_E vs V_D		
$V_D > 0.80V_E$		
V_D	vs	$0.80V_E$
948.9017	>	948.84
OK		

Tabla 257. Chequeo de cortante basal dinámico para un edificio de 9 pisos.

En la tabla 257 se observa los cortantes basales dinámicos corregidos en su factor de la gravedad para que sean mayores al 80% del cortante basal estático. Una vez cumplidos todos los requerimientos dados por la NEC, se obtienen las derivas inelásticas de cada piso y se encuentra la deriva inelástica máxima y se lo compara con el límite permisible del 0.5%.

Derivas elásticas			
Story	Output Case	h [m]	Max Drift
L9	EX	23.4	0.00034
L8	EX	20.8	0.000471
L7	EX	18.2	0.000514
L6	EX	15.6	0.000625
L5	EX	13	0.000716
L4	EX	10.4	0.000735
L3	EX	7.8	0.000763
L2	EX	5.2	0.000713
L1	EX	2.6	0.000423
Base	EX	0	0
L9	EY	23.4	0.000315
L8	EY	20.8	0.000439
L7	EY	18.2	0.00048
L6	EY	15.6	0.000584
L5	EY	13	0.000668
L4	EY	10.4	0.000683
L3	EY	7.8	0.00071
L2	EY	5.2	0.000666
L1	EY	2.6	0.000397
Base	EY	0	0

Tabla 258. Derivas para un análisis de la deriva máxima del 0.5%.

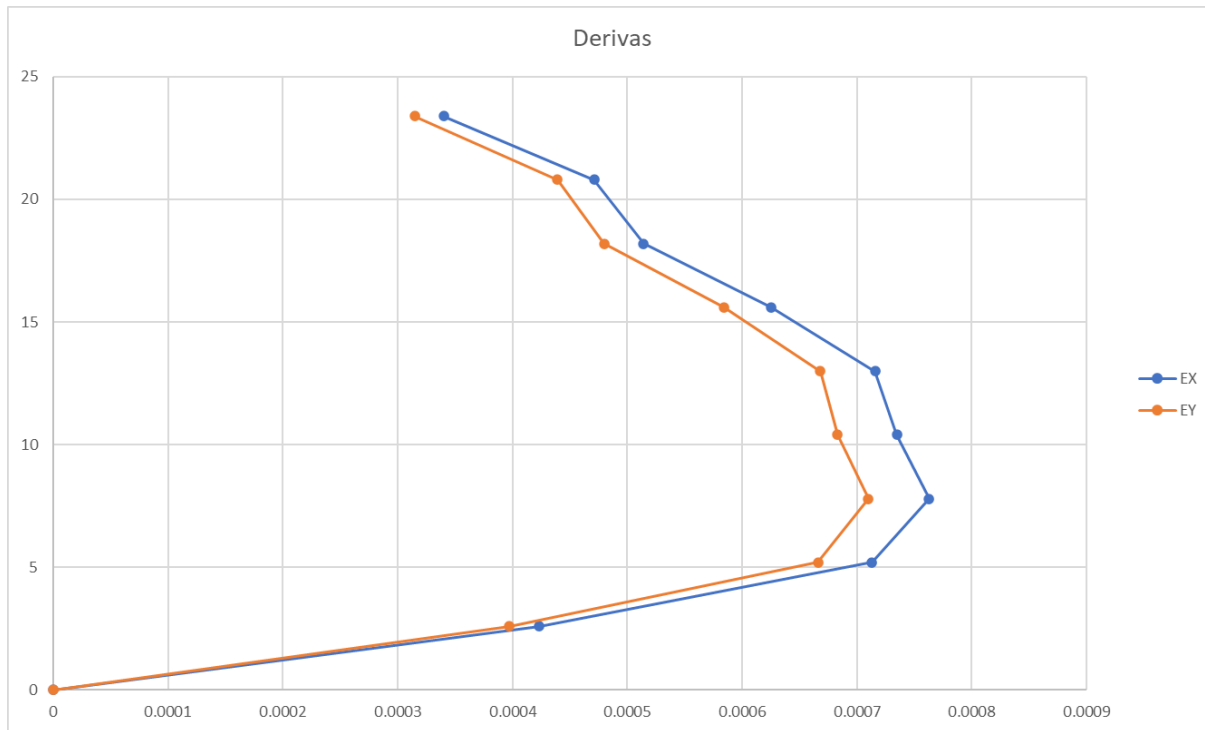


Figura 102. Grafica de las derivas elásticas en cada losa del edificio de 6 pisos.

Chequeo de derivas		
Deriva x	0.000763	OK
$\Delta m x$	0.46%	
Deriva y	0.000710	OK
$\Delta m y$	0.43%	

Tabla 259. Deriva máxima inelástica.

Para las secciones presentadas de vigas y columnas se cumple con la deriva inelástica máxima permisible de 0.5%.

Diseño final

Una vez que se ve que cumpla la deriva se termina haciendo el diseño completo, en donde se verifica los momentos a diseño y los cortante a diseño.

Diseño a cortante.

Para completar el diseño a cortante, se necesita el cortante por cargas gravitacionales a partir del análisis estructural. Por lo tanto, se tiene:

Cortante						
T₁ [tonf]	115.45	115.45	98.96	98.96	80.16	80.16
T₂ [tonf]	98.96	98.96	98.96	98.96	80.16	80.16
M_{pr1} [tonf.m]	87.61	87.61	75.74	70.80	49.58	49.58
M_{pr2} [tonf.m]	75.74	75.74	75.74	70.80	49.58	49.58
V_a [tonf]	12.00	7.80	12.00	7.60	10.90	6.80
V_p [tonf]	32.03	32.03	29.13	27.23	18.71	18.71
V_u [tonf]	44.03	39.83	41.13	34.83	29.61	25.51
V_u [tonf]	44.03	39.83	41.13	34.83	29.61	25.51
Check V_p ≥ 0.5V_u	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0	V_c ≠ 0
V_c [tonf]	43.28	43.28	43.28	40.59	30.23	30.23
V_c def [tonf]	43.28	43.28	43.28	40.59	30.23	30.23
φ	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
V_s [tonf]	15.43	9.83	11.56	5.85	9.25	3.78
db estribos	10	10	10	10	10	10
Av [cm²/m]	4.56	2.91	3.42	1.84	3.36	1.37
As [cm²]	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
# estribos/m	2.90	1.85	2.18	1.17	2.14	0.87
S req [cm]	34.00	54.00	45.00	85.00	46.00	100.00
Zona protegida y zona central						
2h [cm]	170	170	170	160	140	140
S_{max} [cm]	12	12	12	12	10	10
Zona central [cm]	170	170	170	190	230	230
S_{max} [cm]	40	40	40	38	33	33

Tabla 260. Diseño a cortante por capacidad para un edificio de 9 pisos.

En la tabla 260, se observa que, para las secciones de las vigas interiores y exteriores, nuevamente predomina los criterios de espaciamiento máximo para ambas. Por lo que, para las vigas 1, 2 y 3 se coloca estribos de 10 mm cada 12 cm en la zona plástica y 40 cm en la zona elástica. Para la viga 4 se coloca estribos de 10 mm cada 12 cm en la zona plástica y 38 cm en la zona elástica. Para la viga 5 y 6 se coloca estribos de 10 mm cada 10 cm en la zona plástica y 33 cm en la zona elástica.

Chequeo de columnas.

Por último, se chequea las columnas a través del diagrama de interacción. Se presentan los siguientes resultados para los tres tipos de columnas usadas en los pórticos exteriores e interiores.

Fuerzas de diseño columna			
	INT	MED	ESQ
Pu [tonf]	573.16	468.10	333.18
Mu [tonf.m]	96.86	79.29	68.98
$Pu/f'cAg < 0.3$			
Pu [tonf]	573.16	468.10	333.18
c1 [cm]	110	105	105
c2 [cm]	110	105	105
f'cAg	2,541.00	2,315.25	2,315.25
	0.226	0.202	0.144
Check	OK	OK	OK

Tabla 261. Chequeo del comportamiento controlado por compresión o tensión en columnas.

110x110cm			105x105cm		
P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m	P tonf	M2 tonf.m	M3 tonf.m
1,383.51	0.00	0.00	1,283.29	0.00	0.00
1,383.51	0.00	120.13	1,283.29	0.00	108.32
1,291.64	0.00	185.32	1,192.09	0.00	165.86
1,109.41	0.00	236.77	1,022.48	0.00	211.63
913.35	0.00	276.02	839.01	0.00	247.13
695.46	0.00	306.16	633.54	0.00	275.30
606.54	0.00	349.94	548.48	0.00	315.05
474.32	0.00	378.90	422.40	0.00	341.89
228.97	0.00	314.83	194.19	0.00	285.28
21.44	0.00	218.57	42.82	0.00	198.04
461.79	0.00	0.00	461.79	0.00	0.00

Tabla 262. Datos para el diagrama de interacción para la columna de 90 y 85 cm.

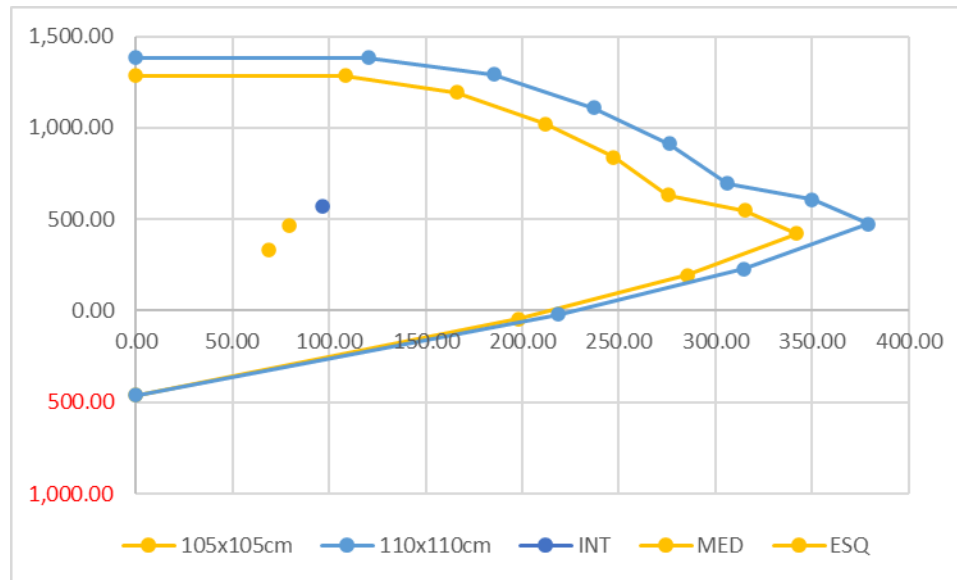


Figura 103. Diagrama de interacción.

Entonces, se observa que para la columna intermedia se tiene un $\frac{P_U}{f'_{cAg}} \leq 0.3$, por lo que la columna no entra a la zona del comportamiento controlado por compresión y se encuentra en la zona del comportamiento controlado por tensión. Lo que indica que tiene más ductilidad al alejarse de la falla por aplastamiento. La columna esquinera se encuentra en la zona por debajo del punto balanceado, lo que indica que es una columna con un diseño dúctil para las cargas a la que está sometida.

Secciones transversales.

Por lo tanto, para una deriva máxima del 0.5% en un edificio de 9 pisos se tiene las siguientes secciones utilizadas.

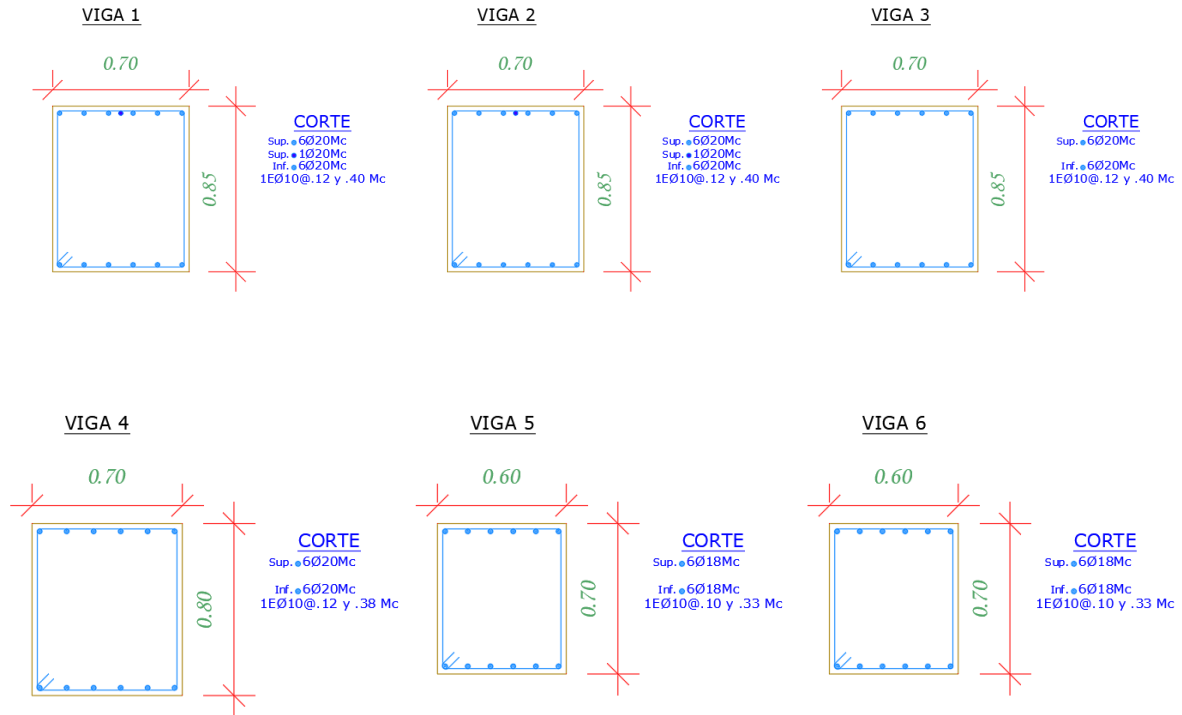


Figura 104. Secciones transversales de las vigas utilizadas en un edificio de 9 pisos

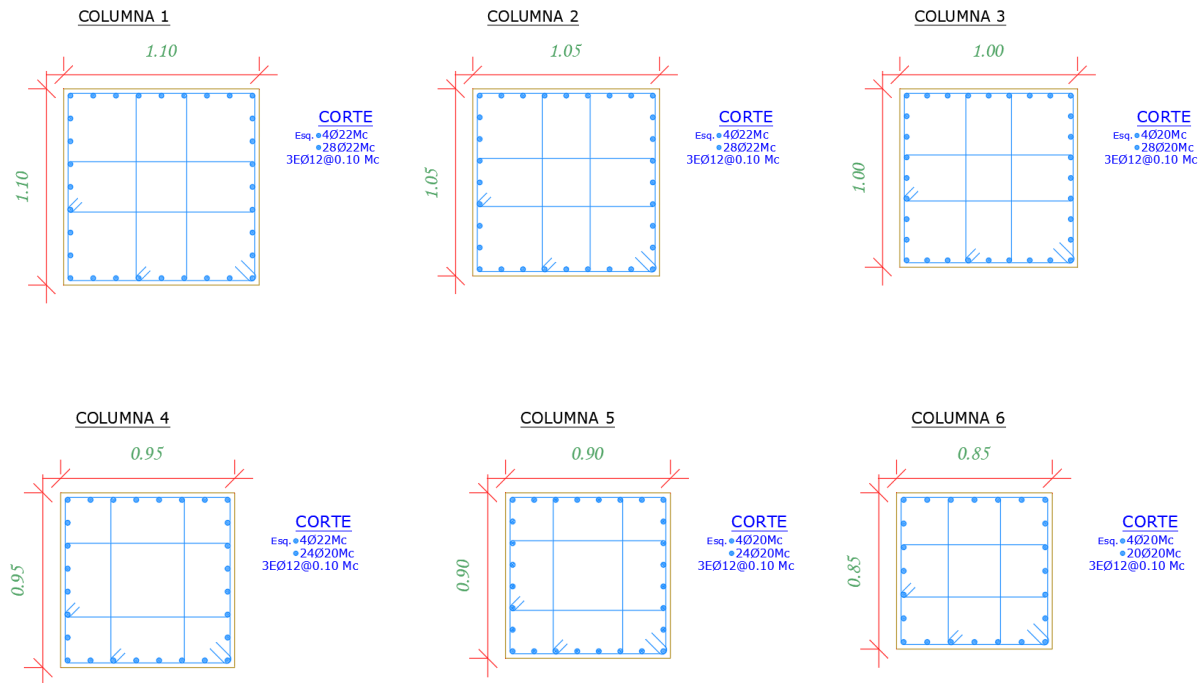


Figura 105. Sección transversal de la columna utilizada en un edificio de 9 pisos.

Resultados

Vigas interiores.

El diseño de las vigas interiores es para poder responder a demandas más altas en los pórticos, por lo que a continuación se presenta las diferentes secciones que se usaron para cada edificio y como estas cambiaron al disminuir Δ_M .

Vigas interiores		2.00%	1.50%	1.00%	0.50%	Criterio de control $\Delta_M=2.0\%$
		Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	
Edificio 2 pisos	Viga 1	40x45	40x45	40x45	42x50	Nudo
Edificio 4 pisos	Viga 1	40x50	40x50	40x55	50x65	Nudo
	Viga 3	40x45	40x45	40x50	50x60	Nudo
Edificio 6 pisos	Viga 1	45x55	45x55	50x60	65x70	Nudo
	Viga 3	40x50	40x50	45x55	60x70	Nudo
	Viga 5	40x45	40x45	45x50	60x70	Nudo
Edificio 9 pisos	Viga 1	45x60	45x60	55x70	70x85	Nudo
	Viga 3	45x60	45x60	55x70	70x85	Nudo
	Viga 5	40x50	40x50	50x60	60x70	Nudo

Tabla 263. Secciones de vigas interiores para diferente Δ_M .

Para entender el impacto que se tuvo en las secciones en los diferentes edificios se comparó como cambiaron sus áreas a medida que Δ_M se reducía.

Vigas interiores		2.00%	Δ área [cm ²]	1.50%	Δ área [cm ²]	1.00%	Δ área [cm ²]	0.50%
		Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]
Edificio 2 pisos	V1	1800	0	1800	0	1800	300	2100
		1.00		1.00		1.17		
Edificio 4 pisos	V1	2000	0	2000	200	2200	1050	3250
		1.00		1.10		1.48		
	V3	1800	0	1800	200	2000	1000	3000
		1.00		1.11		1.50		
Edificio 6 pisos	V1	2475	0	2475	525	3000	1550	4550
		1.00		1.21		1.52		
	V3	2000	0	2000	475	2475	1725	4200

		1.00		1.24		1.70		
	V5	1800	0	1800	450	2250	1950	4200
		1.00		1.25		1.87		
Edificio 9 pisos	V1	2700	0	2700	1150	3850	2100	5950
		1.00		1.43		1.55		
	V3	2700	0	2700	1150	3850	2100	5950
		1.00		1.43		1.55		
	V5	2000	0	2000	1000	3000	1200	4200
		1.00		1.50		1.40		

Tabla 264. Incremento del área de las secciones de vigas interiores.

En la tabla 264, se observa que al reducir Δ_M a 1.0%, se tiene una ratio entre 1.0-1.5 en las secciones. A lo que se reduce consecutivamente a 0.5% se tiene un impacto entre 1.17-1.87 en las secciones. Ahora resulta oportuno saber cuánto es el impacto al reducir Δ_M actual a 0.5%.

Vigas interiores		2.00%		0.50%	
		Área [cm ²]	Δ área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]
Edificio 2 pisos	V1	1800	300		2100
				1.17	
Edificio 4 pisos	V1	2000	1250		3250
				1.63	
	V3	1800	1200		3000
				1.67	
Edificio 6 pisos	V1	2475	2075		4550
				1.84	
	V3	2000	2200		4200
				2.10	
	V5	1800	2400		4200
				2.33	
Edificio 6 pisos	V1	2700	3250		5950
				2.20	
	V3	2700	3250		5950
				2.20	
	V5	2000	2200		4200
				2.10	

Tabla 265. Incremento del área de las secciones de vigas interiores de $\Delta_M = 2.0\%$ a 0.5% . En la tabla 265 se presenta que la ratio esta entre 1.17-2.20, lo que indica que al reducir Δ_M a 0.5% , se espera que las secciones dupliquen su tamaño.

De manera que se tiene el siguiente resumen de las secciones para su respectivo edificio, y se presenta en un gráfico para poder apreciar su tendencia al reducir Δ_M .

Vigas interiores		2.00%	1.50%	1.00%	0.50%
		Área [cm2]	Área [cm2]	Área [cm2]	Área [cm2]
Edificio 2 pisos	Viga 1	1800	1800	1800	2100
Edificio 4 pisos	Viga 1	2000	2000	2200	3250
	Viga 3	1800	1800	2000	3000
Edificio 6 pisos	Viga 1	2475	2475	3000	4550
	Viga 3	2000	2000	2475	4200
	Viga 5	1800	1800	2250	4200
Edificio 9 pisos	Viga 1	2700	2700	3850	5950
	Viga 3	2700	2700	3850	5950
	Viga 5	2000	2000	3000	4200

Tabla 266. Resumen de áreas de las secciones de vigas interiores.

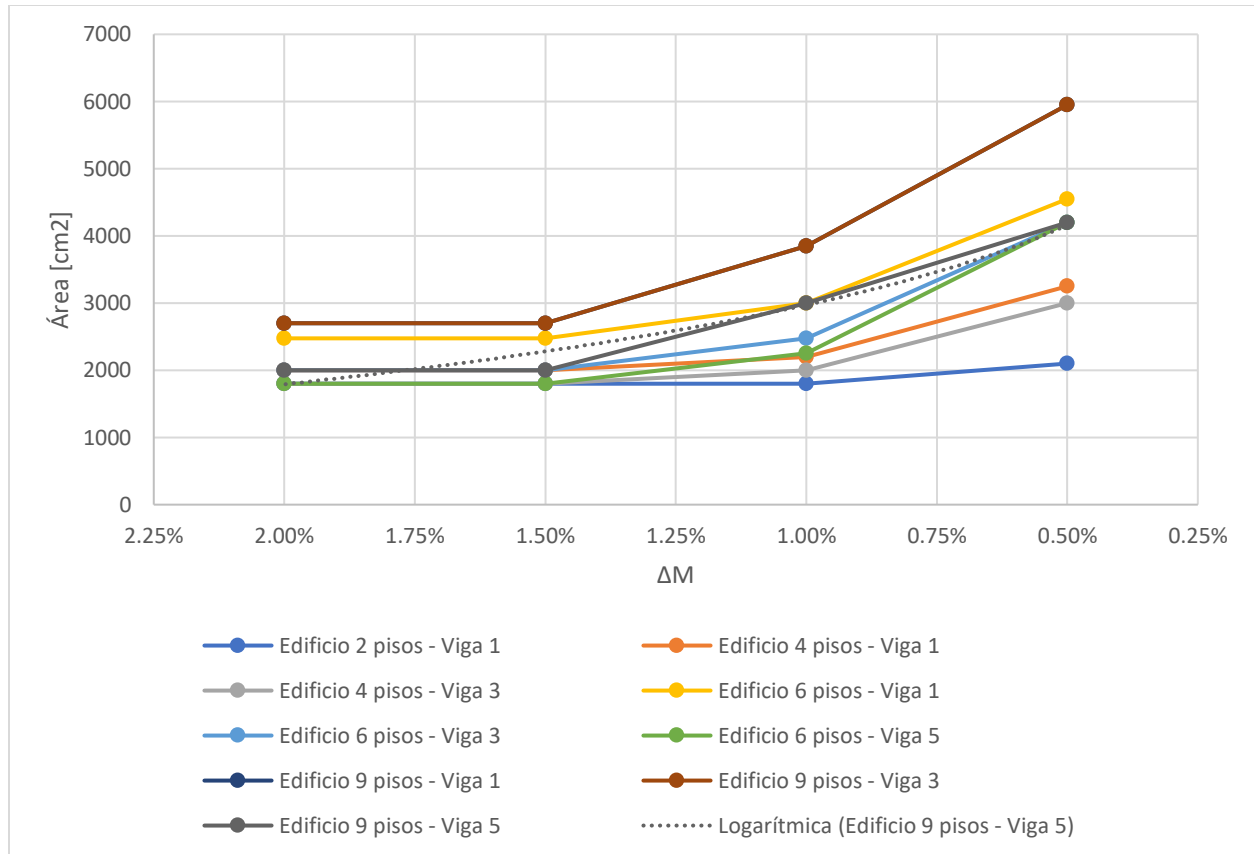


Figura 106. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de vigas interiores. En la figura 106, el edificio 1 con la viga 1, no presenta un cambio significativo y no se aprecia la tendencia de cambio. En el edificio de 4 pisos, la viga 1 y 3 presenta una mayor pendiente en $\Delta_M = 0.5\%$. Además, se su tendencia no es lineal, sino que incrementa a mayor Δ_M . En el edificio de 6 pisos, la viga 3 y 5 tiende a cambiar más su sección al bajar Δ_M a 0.5% versus la viga 1. En el edificio de 9 pisos, la viga 3, presenta la mayor tendencia de cambio en su área a Δ_M igual 0.5% .

Vigas exteriores.

El diseño de las vigas exteriores es para poder responder a demandas más bajas que ocurren en los bordes, por lo que a continuación se presenta las diferentes secciones que se usaron para cada edificio y como estas cambiaron al disminuir Δ_M .

Vigas exteriores		2.00%	1.50%	1.00%	0.50%	Criterio de diseño para $\Delta_M=2.0\%$
		Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	
Edificio 2 pisos	Viga 2	38x43	38x43	38x43	42x50	Nudo
Edificio 4 pisos	Viga 2	40x45	40x45	40x50	50x60	Nudo
	Viga 4	35x40	35x40	40x45	45x50	Nudo
Edificio 6 pisos	Viga 2	45x55	45x55	50x60	65x70	Nudo
	Viga 4	40x50	40x50	45x55	60x70	Nudo
	Viga 6	40x45	40x45	45x50	60x70	Nudo
Edificio 9 pisos	Viga 2	45x60	45x60	55x70	70x85	Nudo
	Viga 4	45x55	45x55	55x60	70x80	Nudo
	Viga 6	40x45	40x45	50x55	60x70	Nudo

Tabla 267. Secciones de vigas exteriores para diferente Δ_M .

De manera análoga que, en las vigas interiores, es necesario cuantificar el impacto que se tuvo en las secciones a medida que cambiaron para poder cumplir un Δ_M cada vez menor.

Vigas exteriores		2.00%	Δ área [cm ²]	1.50%	Δ área [cm ²]	1.00%	Δ área [cm ²]	0.50%
		Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]
Edificio 2 pisos	V1	1634	0	1634	0	1634	466	2100
		1.00		1.00		1.29		
Edificio 4 pisos	V1	1800	0	1800	200	2000	1000	3000
		1.00		1.11		1.50		
	V3	1400	0	1400	400	1800	450	2250
		1.00		1.29		1.25		
Edificio 6 pisos	V1	2475	0	2475	525	3000	1550	4550
		1.00		1.21		1.52		
	V3	2000	0	2000	475	2475	1725	4200
		1.00		1.24		1.70		
	V5	1800	0	1800	450	2250	1950	4200
		1.00		1.25		1.87		
Edificio 9 pisos	V1	2700	0	2700	1150	3850	2100	5950
		1.00		1.43		1.55		
	V3	2475	0	2475	825	3300	2300	5600
		1.00		1.33		1.70		

	V5	1800	0	1800	950	2750	1450	4200
		1.00		1.53		1.53		

Tabla 268. Incremento del área de las secciones de vigas exteriores.

En la tabla 268 se observa que el incremento de las secciones cuando se reduce Δ_M a 1.0%, la ratio varía entre 1.0-1.53. De manera consecutiva al reducirla a 0.5%, se tiene una ratio entre 1.25-1.87 que se incrementa de manera que las secciones tienen a duplicar su tamaño. Sin embargo, resulta oportuno cuantificar el incremento cuando se baja de 2.0% a 0.5%.

Vigas exteriores		2.00%	Δ área [cm ²]		0.50%
		Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	
Edificio 2 pisos	V1	1634	466	2100	
		1.29			
Edificio 4 pisos	V1	1800	1200	3000	
		1.67			
	V3	1400	850	2250	
		1.61			
Edificio 6 pisos	V1	2475	2075	4550	
		1.84			
	V3	2000	2200	4200	
		2.10			
	V5	1800	2400	4200	
		2.33			
Edificio 9 pisos	V1	2700	3250	5950	
		2.20			
	V3	2475	3125	5600	
		2.26			
	V5	1800	2400	4200	
		2.33			

Tabla 269. Incremento del área de las secciones de vigas exteriores de $\Delta_M = 2.0\%$ a 0.5%.

En la tabla 269 se ve que la ratio supera el valor de 2.0 hasta 2.33, en donde en edificios mayores a 6 pisos, sus secciones duplican su tamaño para cumplir el nuevo límite de Δ_M .

Finalmente, se presenta un resumen de las secciones con un gráfico de deriva versus área para poder observar la tendencia de cambio antes presentada.

Vigas exteriores		2.00%	1.50%	1.00%	0.50%
		Área [cm ²]	Área [cm ²]	Área [cm ²]	Área [cm ²]
Edificio 2 pisos	Viga 2	1634	1634	1634	2100
Edificio 4 pisos	Viga 2	1800	1800	2000	3000
	Viga 4	1400	1400	1800	2250
Edificio 6 pisos	Viga 2	2475	2475	3000	4550
	Viga 4	2000	2000	2475	4200
	Viga 6	1800	1800	2250	4200
Edificio 9 pisos	Viga 2	2700	2700	3850	5950
	Viga 4	2475	2475	3300	5600
	Viga 6	1800	1800	2750	4200

Tabla 270. Resumen de áreas de las secciones de vigas exteriores.

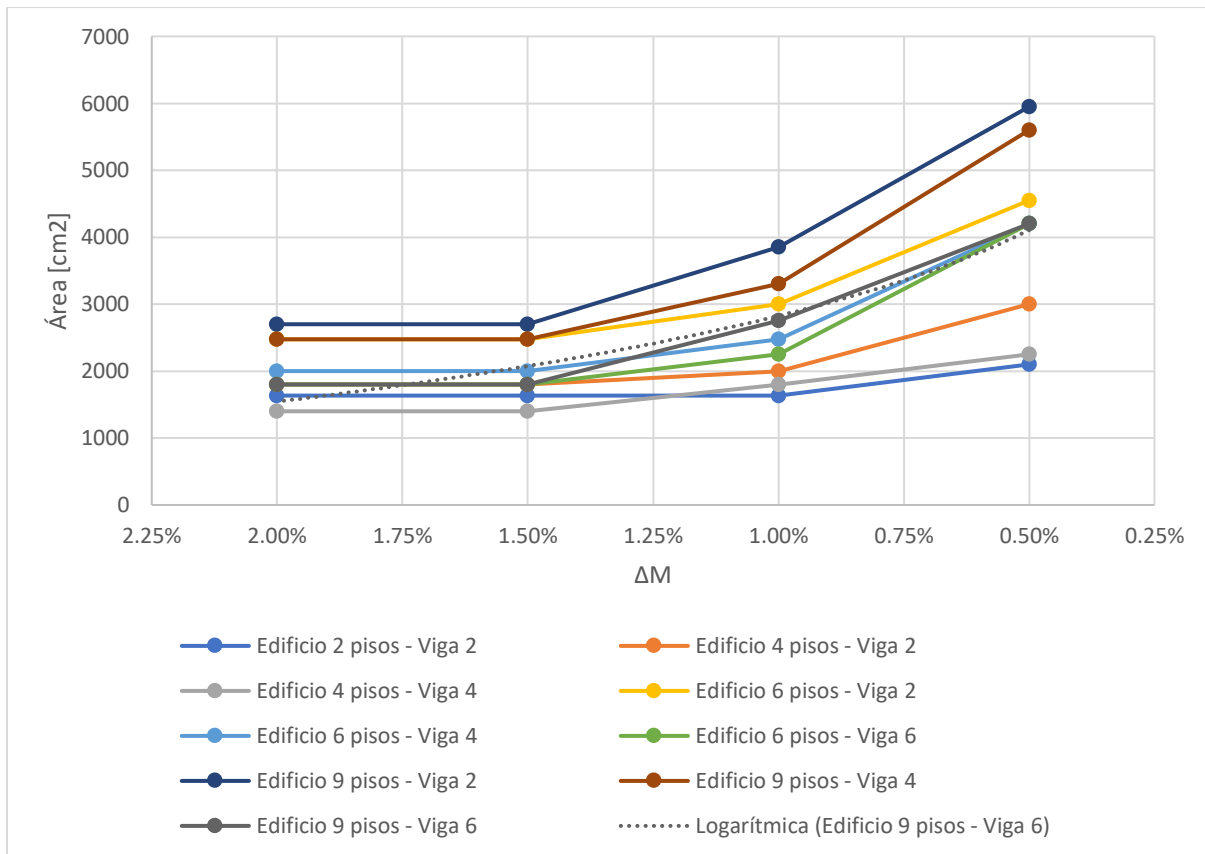


Figura 107. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de vigas exteriores.

En la figura 107, el edificio de 2 pisos tiende a una mostrar una leve tendencia de incremento en su sección a Δ_M igual 0.5%. El edificio de 4 pisos, la viga 2 tiende a cambiar más su área a una a Δ_M igual 0.5%, mientras que la viga 4 tiende a tener un cambio lineal. En el edificio de

6 pisos, la viga 2, 4 y 6, tienden a tener una pendiente más grande a Δ_M igual 0.5%. En el edificio de 9 pisos, la viga 6 tiende a tener un cambio lineal en su sección, la viga 4 presenta un cambio en su pendiente a Δ_M igual 0.5% y la viga 2 tiene un cambio más lineal en sus secciones.

Columnas intermedias.

Las columnas intermedias resultaron las de mayor tamaño, debido a que son las que mayor carga axial recibieron en la configuración planteada. Por lo tanto, se tuvo las siguientes secciones, para los diferentes edificios que se analizó.

Columnas intermedias	2.00%	1.50%	1.00%	0.50%	Criterio de diseño para $\Delta_M=2.0\%$
	Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	
Edificio 2 pisos	50x50	50x50	50x50	55x55	Nudo
Edificio 4 pisos	60x60	60x60	65x65	75x75	Nudo
Edificio 6 pisos	65x65	65x65	70x70	90x90	Nudo
Edificio 9 pisos	80x80	80x80	90x90	110x110	Nudo

Tabla 271. Secciones de columnas intermedias para diferente Δ_M .

Para el diseño de columnas el criterio de control fue la capacidad resistente a corte del nudo.

Por lo que, las secciones que se plantearon para un Δ_M no se pudieron reducir. En consecuencia, las secciones para 2.00% y 1.5% resultaron las mismas.

Para realizar el análisis del cambio de las secciones se cuantifica sus áreas y se obtiene lo siguiente:

Columnas intermedias	2.00%		1.50%		1.00%		0.50%
	Área [cm ²]	Δ área [cm ²] Ratio	Área [cm ²]	Δ área [cm ²] Ratio	Área [cm ²]	Δ área [cm ²] Ratio	Área [cm ²]
Edificio 2 pisos	2500	0	2500	0	2500	525	3025
		1.00		1.00		1.21	
Edificio 4 pisos	3600	0	3600	625	4225	1400	5625

		1.00		1.17		1.33	
Edificio 6 pisos	4225	0	4225	675	4900	3200	8100
	1.00		1.16		1.65		
Edificio 9 pisos	6400	0	6400	1700	8100	4000	12100
	1.00		1.27		1.49		

Tabla 272. Incremento del área de las secciones de columnas intermedias.

En la tabla 272, se ve que al reducir la Δ_M de 2.0% a 1.0% se tiene una ratio de entre 1.0-1.27, el cual el impacto no resulta no muy significativo. Consecutivamente con las secciones nuevas, al reducir Δ_M a 0.5%, la ratio esta entre 1.21-1.65, en donde la presenta un mayor impacto en las secciones. Sin embargo, resulta oportuna analizar la ratio cuando del valor actual de Δ_M se reduce a 0.5%.

Columnas intermedias	2.00%	Δ área [cm2]	0.50%
	Área [cm2]	Ratio	Área [cm2]
Edificio 2 pisos	2025	1000	3025
	1.49		
Edificio 4 pisos	2500	3125	5625
	2.25		
Edificio 6 pisos	4225	3875	8100
	1.92		
Edificio 9 pisos	5625	6475	12100
	2.15		

Tabla 273. Incremento del área de las secciones de columnas intermedias de $\Delta_M = 2.0\%$ a 0.5%.

La tabla 273 permite observa que la ratio en edificios de 4 pisos para adelante se tiende a duplicar la sección de columna cuando Δ_M se reduce a 0.5%.

Por último, se presenta un resumen del área de las secciones con un gráfico de deriva máxima inelástica versus área de las secciones, para poder evaluar las tendencias en los diferentes edificios.

Columnas intermedias	2.00%	1.50%	1.00%	0.50%
	Área [cm ²]	Área [cm ²]	Área [cm ²]	Área [cm ²]
Edificio 2 pisos	2500	2500	2500	3025
Edificio 4 pisos	3600	3600	4225	5625
Edificio 6 pisos	4225	4225	4900	8100
Edificio 9 pisos	6400	6400	8100	12100

Tabla 274. Resumen de áreas de las secciones de columnas intermedias.

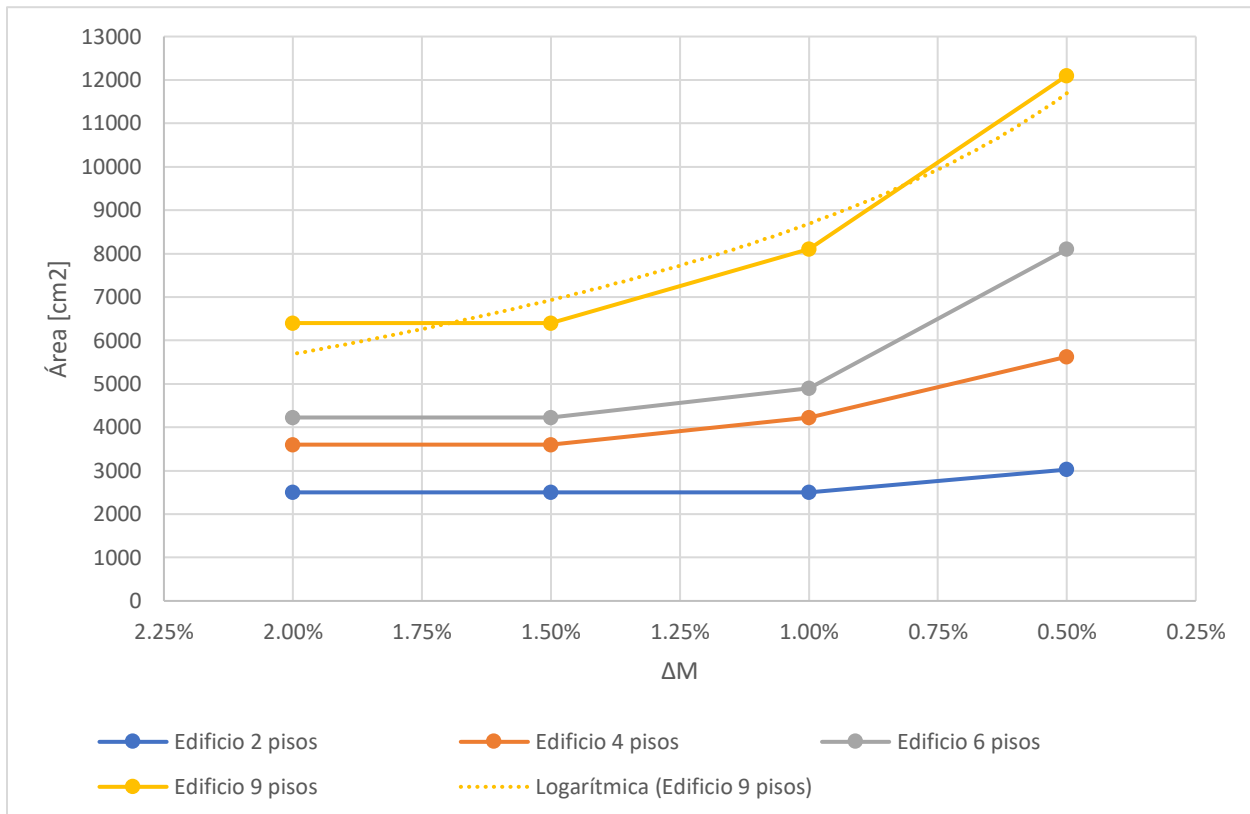


Figura 108. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de columnas intermedias. La figura 108, en el edificio de 2 pisos, el cambio no es muy pronunciado en el área de la columna a Δ_M igual 0.5%. En el edificio de 4 pisos, existe un cambio más lineal en el área de la sección. En el edificio de 6 pisos, se aprecia como el cambio de pendiente es más pronunciado a Δ_M igual 0.5%. En el edificio de 9 pisos se aprecia como el cambio de pendiente es más pronunciado en cada reducción de Δ_M .

Columnas medianeras.

Las columnas medianeras tienden a recibir una sección más pequeña que las columnas intermedias, debido a que la carga axial que reciben es menor. Por lo tanto, las secciones que se utilizó en cada edificio de análisis se presentan a continuación.

Columnas medianeras	2.00%	1.50%	1.00%	0.50%	Criterio de diseño para $\Delta_M=2.0\%$
	Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	
Edificio 2 pisos	45x45	45x45	45x45	55x55	Nudo
Edificio 4 pisos	50x50	50x50	55x55	70x70	Nudo
Edificio 6 pisos	65x65	65x65	70x70	90x90	Nudo
Edificio 9 pisos	75x75	75x75	85x85	105x105	Nudo

Tabla 275. Secciones de columnas medianeras para diferente Δ_M .

De la misma forma, el criterio que controló el diseño de las secciones fue el cortante en el nudo. En consecuencia, las secciones no se pudieron reducir y se terminó obteniendo secciones iguales para un Δ_M de 2.0% y 1.5%. Ahora bien, se presenta la cuantificación del incremento de áreas de columnas medianeras.

Columnas medianeras	2.00%		1.50%		1.00%		0.50%
	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]
Edificio 2 pisos	2025	0	2025	0	2025	1000	3025
		1.00		1.00		1.49	
Edificio 4 pisos	2500	0	2500	525	3025	1875	4900
		1.00		1.21		1.62	
Edificio 6 pisos	4225	0	4225	675	4900	3200	8100
		1.00		1.16		1.65	
Edificio 9 pisos	5625	0	5625	1600	7225	3800	11025
		1.00		1.28		1.53	

Tabla 276. Incremento del área de las secciones de columnas medianeras.

En la tabla 276 se observa que cuando Δ_M se reduce a 1.0%, se presentan ratios entre 1.16-1.28, en donde el impacto no es muy grande. Consecutivamente con las mismas secciones,

cuando Δ_M se reduce a 0.5%, la ratio está entre 1.49-1.65, con impactos más significativos.

Ahora bien, resulta oportuno el análisis cuando de Δ_M cuando vale 2.0% a 0.5%.

Columnas medianeras	2.00%	Δ área [cm2]	0.50%
	Área [cm2]	Ratio	Área [cm2]
Edificio 2 pisos	2500	525	3025
		1.21	
Edificio 4 pisos	3600	1300	4900
		1.36	
Edificio 6 pisos	4225	3875	8100
		1.92	
Edificio 9 pisos	6400	4625	11025
		1.72	

Tabla 277. Incremento del área de las secciones de columnas medianeras de $\Delta_M = 2.0\%$ a 0.5% .

La tabla 277 permite ver el impacto que se tendría en las secciones si Δ_M se redujera directamente a 0.5%. En consecuencia, se tiene que el edificio de 6 pisos casi duplicaría su sección. Le sigue el edificio de 9 pisos con una ratio de 1.72 y en edificios con pisos menores a 4, no se tiene un gran impacto.

Por último, se presenta el resumen de las áreas y como cambiaron a medida que Δ_M se redujo, acompañado de un gráfico de deriva máxima inelástica versus área de las secciones para poder observar la tendencia.

Columnas medianeras	2.00%	1.50%	1.00%	0.50%
	Área [cm2]	Área [cm2]	Área [cm2]	Área [cm2]
Edificio 2 pisos	2025	2025	2025	3025
Edificio 4 pisos	2500	2500	3025	4900
Edificio 6 pisos	4225	4225	4900	8100
Edificio 9 pisos	5625	5625	7225	11025

Tabla 278. Resumen de áreas de las secciones de columnas medianeras.

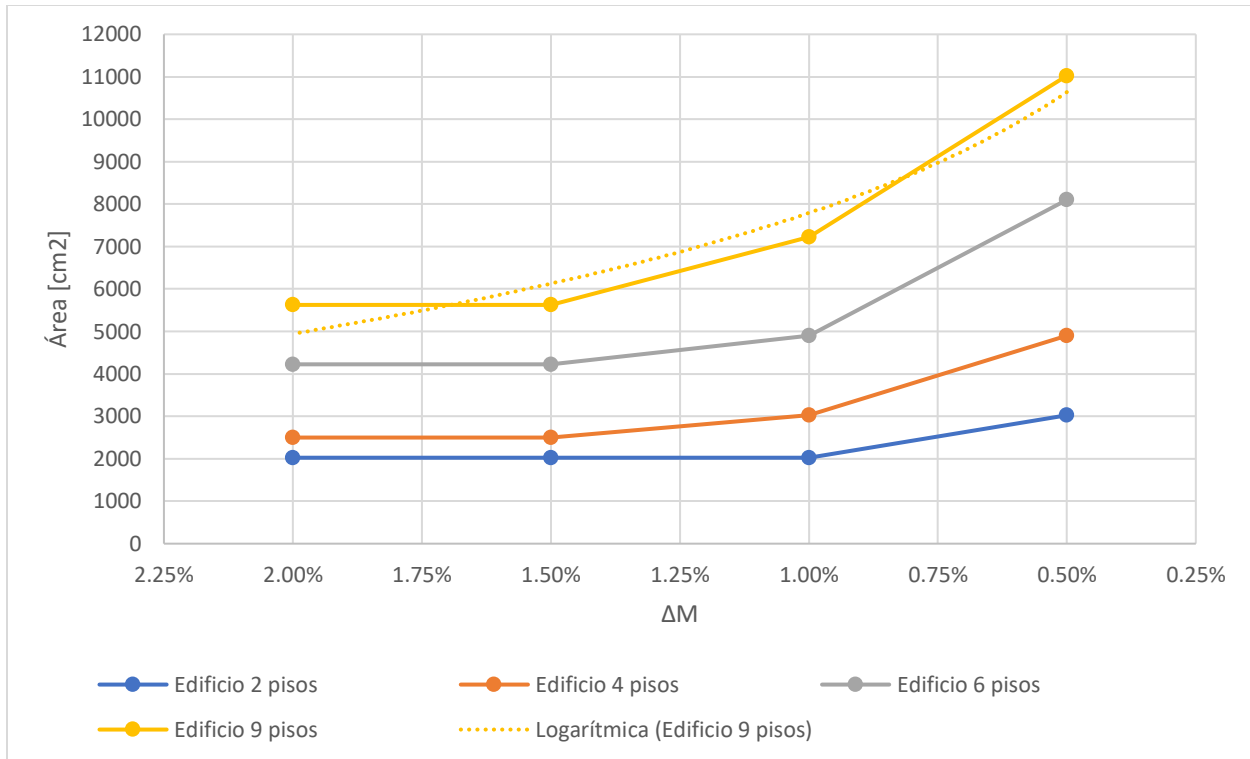


Figura 109. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de columnas medianeras. La figura 109, el edificio de 2 pisos presenta un cambio ya significativo en el cambio de la sección de columna comparado con la columna intermedia. En el edificio de 4 pisos existe un cambio de pendiente más pronunciado a Δ_M igual 0.5%. En el edificio de 6 pisos el cambio de pendiente a Δ_M igual 0.5% es más grande que los edificios con menores pisos. En el edificio de 9 pisos, su cambio de pendiente es más pronunciado a cada reducción de Δ_M .

Columnas esquineras.

Las columnas esquineras tienden a recibir menor carga axial, pero el criterio que controla el diseño es el cortante en el nudo, que, debido a ser una columna esquinera, la resistencia nominal tiende a ser menor que las columnas medianeras e intermedias debido al confinamiento por parte de las vigas que está sometida. En consecuencia, se presentan las secciones que se utilizaron en los diferentes edificios y como estas variaron a menor Δ_M .

Columnas esquineras	2.00%	1.50%	1.00%	0.50%	Criterio de diseño para $\Delta_M=2.0\%$
	Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	Sección [cm]	
Edificio 2 pisos	50x50	50x50	50x50	55x55	Nudo
Edificio 4 pisos	60x60	60x60	65x65	75x75	Nudo
Edificio 6 pisos	65x65	65x65	70x70	90x90	Nudo
Edificio 9 pisos	75x75	75x75	85x85	105x105	Nudo

Tabla 279. Secciones de columnas esquineras para diferente Δ_M .

Para poder analizar el impacto de las secciones se cuantifica con las ratios entre área de secciones para Δ_M menores.

Columnas esquineras	2.00%		1.50%		1.00%		0.50%	
	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	Ratio	Área [cm ²]	Ratio
Edificio 2 pisos	2500	0	2500	0	2500	525	3025	
		1.00		1.00		1.21		
Edificio 4 pisos	3600	0	3600	625	4225	1400	5625	
		1.00		1.17		1.33		
Edificio 6 pisos	4225	0	4225	675	4900	3200	8100	
		1.00		1.16		1.65		
Edificio 9 pisos	5625	0	5625	1600	7225	3800	11025	
		1.00		1.28		1.53		

Tabla 280. Incremento del área de las secciones de columnas esquineras.

En la tabla 280 para Δ_M iguales a 1.5%, se tiene ratios entre 1.0-1.28. Consecutivamente para Δ_M iguales a 0.5%, la ratio esta entre 1.21-1.65. Presentando el mayor impacto en el edificio de 6 pisos. Para analizar el impacto si Δ_M igual 2.0% se redujera a 0.5% se presenta la siguiente tabla.

Columnas esquineras	2.00%	Δ área [cm ²]		0.50%
	Área [cm ²]	Ratio	Ratio	Área [cm ²]
Edificio 2 pisos	2500	525		3025
		1.21		
Edificio 4 pisos	3600	2025		5625
		1.56		

Edificio 6 pisos	4225	3875	8100
	1.92		
Edificio 9 pisos	5625	5400	11025
	1.96		

Tabla 281. Incremento del área de las secciones de columnas esquineras de $\Delta_M = 2.0\%$ a 0.5% .

En la tabla 281 se presenta como se tiene un mayor impacto, con ratios entre 1.21-1.96, en donde en edificios de 6 y 9 pisos, tienden a duplicar su sección cuando Δ_M se reduce.

Por último, se presenta un resumen de las áreas de las secciones para cada edificio con un gráfico de deriva máxima inelástica versus áreas de las secciones para observar la tendencia en los diferentes edificios.

Columnas esquineras	2.00%	1.50%	1.00%	0.50%
	Área [cm ²]	Área [cm ²]	Área [cm ²]	Área [cm ²]
Edificio 2 pisos	2500	2500	2500	3025
Edificio 4 pisos	3600	3600	4225	5625
Edificio 6 pisos	4225	4225	4900	8100
Edificio 9 pisos	5625	5625	7225	11025

Tabla 282. Resumen de áreas de las secciones de columnas esquineras.

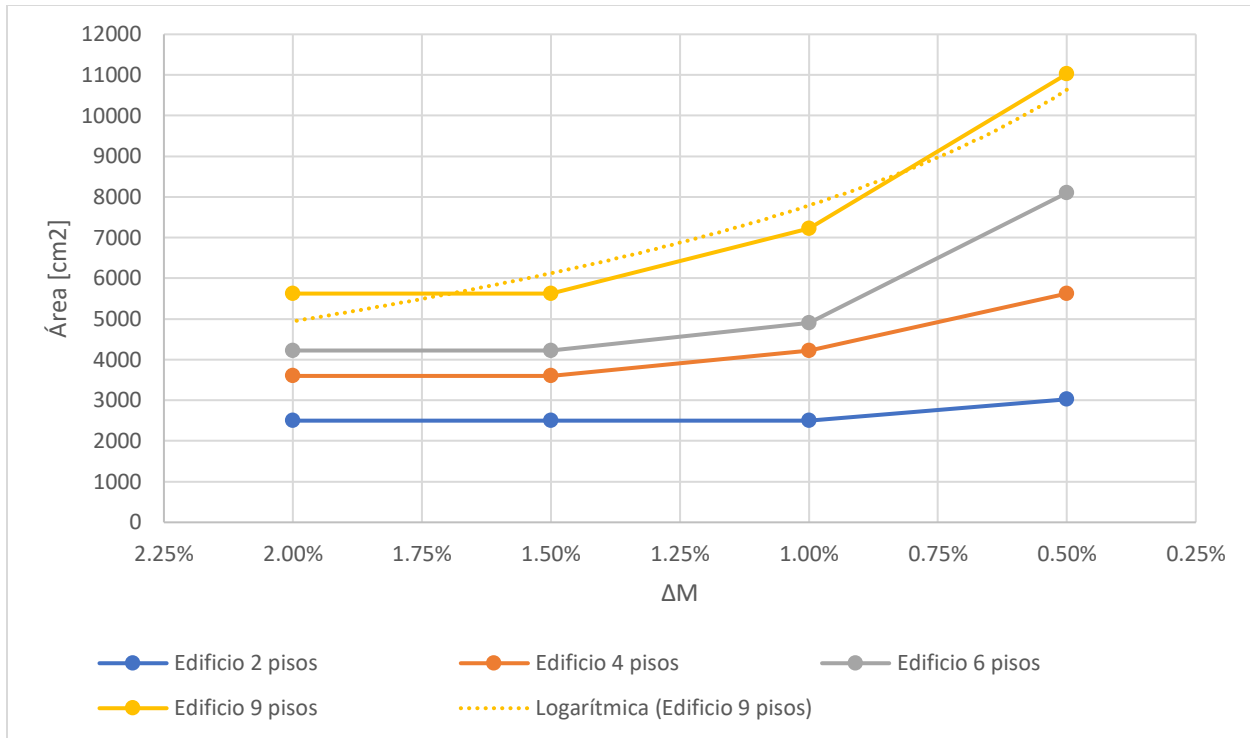


Figura 110. Deriva máxima inelástica versus área de las secciones de columnas esquineras. La figura 110, el edificio de 2 pisos vuelve a tener un cambio leve en su sección a Δ_M igual 0.5%. En el edificio de 4 pisos se presenta un incremento lineal a medida que Δ_M se reduce. En el edificio de 6 pisos el cambio de pendiente más grande ocurre a Δ_M igual 0.5%, en consecuencia, un mayor incremento de área. En el edificio de 9 pisos, igual que en las demás columnas, su cambio de pendiente a medida que Δ_M se reduce es más pronunciado, en consecuencia, un mayor impacto en su sección.

Volumen de hormigón armado en los pórticos.

Por último, resulta útil conocer cómo ha variado el volumen de hormigón armado en los pórticos, lo cual serviría para tener una estimación de cómo cambia el costo de los pórticos a medida que se reduce Δ_M . Sin embargo, presentar cómo los costos han variado está fuera del alcance de este proyecto. No obstante, resulta de utilidad al lector presentar el cálculo del

volumen de los pórticos. Para obtener el volumen, primero se obtiene la longitud total de cada elemento con el ETABS y se multiplica por su área transversal. Se obtuvo los siguientes resultados para cada edificio.

Volumen total	2.00%	1.50%	1.00%	0.50%
	Volumen [m3]	Volumen [m3]	Volumen [m3]	Volumen [m3]
Edificio 2 pisos	137.80	137.80	137.80	170.67
Edificio 4 pisos	310.25	310.25	351.65	515.85
Edificio 6 pisos	571.92	571.92	689.81	1130.36
Edificio 9 pisos	1017.64	1017.64	1416.96	2156.01

Tabla 283. Volumen de hormigón armado para cada edificio para diferente Δ_M .

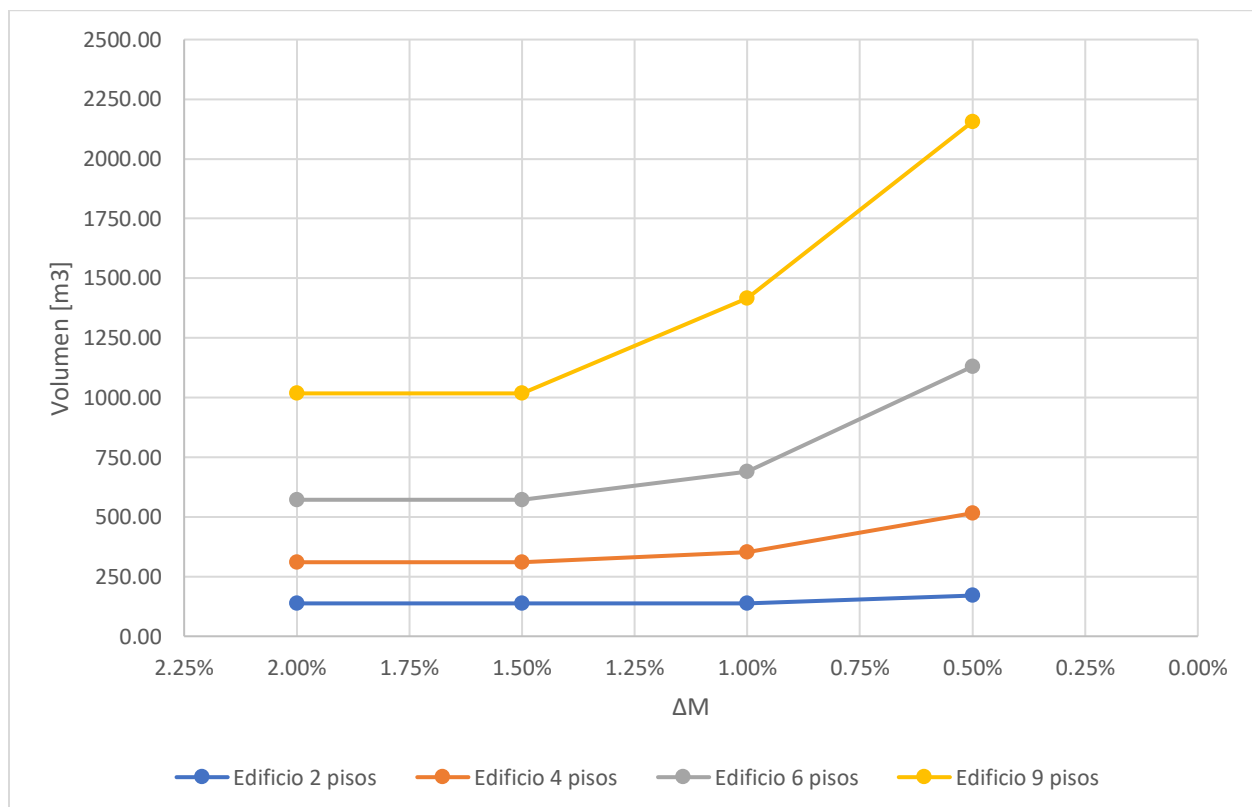


Figura 111. Volumen de hormigón versus deriva máxima inelástica.

CONCLUSIONES

En todos los edificios, el criterio que controló los diseños para una $\Delta_M = 2.0\%$ fue la resistencia requerida a cortante en los nudos. Debido a que la resistencia de diseño depende directamente del área de confinamiento, las secciones de columna y viga presentadas no podían ser reducidas. En consecuencia, se obtuvo derivas entre 1.0% y 1.5% que cumplían con las resistencias requeridas.

No existe impacto alguno en las secciones de vigas y columnas de todos los edificios si se reduce la Δ_M a 1.5%.

Para edificios de dos pisos con la configuración geométrica usada en este proyecto, se podría reducir la Δ_M hasta 1.0% sin que afecte las secciones transversales de vigas y columnas.

Las vigas interiores de edificios de 6 y 9 pisos tienen un gran impacto en sus secciones en cuanto más se reduce la Δ_M , debido a que tienden a duplicar su tamaño para cumplir con límites más pequeños de Δ_M . Por otro lado, para edificio de 4 y 2 pisos el impacto que se tiene es menor en sus secciones.

Las vigas exteriores de edificios de 6 y 9 pisos tienen un gran impacto en sus secciones en cuanto más se reduce la Δ_M , de igual forma que las vigas interiores tienden a duplicar su tamaño al cumplir Δ_M más pequeños. Por otro lado, edificios de 4 y 2 pisos presentan un impacto inferior. El edificio de 4 pisos presenta ratios superiores a 1.6, lo cual el impacto ya se considera significativo.

Las columnas intermedias en edificios de 4, 6 y 9 pisos al reducir más la Δ_M , tienden a duplicar su sección, lo que representa que existe un gran impacto en sus secciones

transversales. Para el edificio de 2 pisos, presenta un impacto menor, pero igual de significativo, al reducir la Δ_M al 0.5%, al presentar una ratio superior a 1.5.

Las columnas medianeras en edificios de 6 y 9 pisos se presentan el mayor impacto en sus secciones al reducir Δ_M , debido que para límites más pequeños, las columnas tienden a duplicar su tamaño. Por otro lado, en edificios de 4 y 2 pisos, se presenta un impacto menor, con ratios inferiores a 1.5 en sus secciones.

Las columnas esquineras en edificios de 6 y 9 pisos se presenta el mayor impacto en sus secciones para Δ_M pequeños, que tienden de igual forma que los demás tipos de columna a duplicar su tamaño para cumplir el nuevo límite. Sin embargo, para edificios de 4 pisos, se tuvo una ratio superior a 1.5 al tener Δ_M pequeños, por lo que el impacto en su sección podría considerarse. Para edificios de 2 pisos, se tuvo ratios inferiores a 1.5, porque el impacto en sus secciones no resulta de tanta importancia como en los demás edificios.

Al realizar un análisis de los volúmenes de hormigón armado a medida que se reduce la Δ_M , el edificio de 9 pisos fue el que presentó una tendencia de crecimiento destacada frente a los demás edificios, lo que se podría inferir que sus secciones fueron las de mayor impacto frente a los demás edificios a medida que se redujo Δ_M .

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Comité ACI 318. (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural* (ACI 138S-14). *Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural* (ACI 318RS-14). Farmington Hill: American Concrete Institute.

Comité ACI 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural* (ACI 318-19). *Comentario de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural* (ACI 318R-19). Farmington Hill: American Concrete Institute.

Computer & Structures, INC. (2019). *Concrete Frame Design Manual*. CSI America.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Cargas (No sísmicas)* (NEC - SE - CG). Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Estructuras de Hormigón Armado* (NEC-SE-HM). Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente* (NEC - SE - DS). Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (s.f.). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/presentacion-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

