



**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO**

**Colegio de Ciencias e Ingeniería**

**Diseño sismo resistente de edificios con muros estructurales,  
período de retorno variable y el impacto en los costos de  
construcción, considerando el diseño de conexiones viga-muro**

**Gustavo Antonio Tapia Rosales**

**Fabricio Yépez, Ph.D., Director de Tesis**

Tesis de grado presentada como requisito  
para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, agosto de 2014

**Universidad San Francisco de Quito  
Colegio de Ciencias e Ingeniería**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS**

**Diseño sismo resistente de edificios con muros estructurales,  
período de retorno variable y el impacto en los costos de  
construcción, considerando el diseño de conexiones viga-muro**

**Gustavo Antonio Tapia Rosales**

Fabricio Yépez, Ph.D.  
Director de Tesis

.....

Fernando Romo, M.Sc.  
Miembro del Comité de Tesis

.....

Miguel Andrés Guerra, M.Sc.  
Miembro del Comité de Tesis

.....

Ximena Córdova, Ph.D.  
Decana de la Escuela de Ingeniería  
Colegio de Ciencias e Ingeniería

.....

Quito, agosto de 2014

© DERECHOS DE AUTOR

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

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo de investigación en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma:

-----

Nombre: Gustavo Antonio Tapia Rosales

C. I.: 1712201407

Fecha: Quito, agosto de 2014

## DEDICATORIA

A mis padres, María Eugenia y Gustavo.

## RESUMEN

Los avances y estudios sobre el comportamiento mecánico de las conexiones viga-muro fuera del plano presentan un lento avance a nivel mundial. En los últimos años se ha evidenciado un aumento en el interés de conocer más sobre este tipo de conexiones en donde la viga llega de manera perpendicular al muro estructural. En este documento se presenta una recopilación de la información de varias investigaciones disponibles, a la fecha, sobre el diseño de las conexiones viga-muro para edificios. De este modo, se diseñan 3 edificios de 4, 8 y 12 pisos con sistema estructural dual conforme las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013 y el comité 318-08 del Instituto Americano del Hormigón o ACI por sus siglas en inglés. Se muestra de manera detallada el cálculo y la elaboración de los espectros de peligro sísmico uniformes para sismos de 5%, 10% y 20% de probabilidad de excedencia en 50 años haciendo uso del estudio de peligrosidad sísmica para la ciudad de Quito presente en la NEC con los cuales se diseñaron las estructuras. Como resultado final se obtuvo los costos de la construcción de cada edificio, con los rubros del mercado local, para cada uno de los períodos de retorno correspondientes; de esta forma se proporciona información importante, en términos comparativos, de seguridad, costos y volúmenes de obra de las estructuras. Se concluye presentando una comparación adicional, de los costos, volúmenes y ventajas entre los edificios analizados en este documento frente a otros, con las mismas características, pero compuestos solamente de pórticos especiales sismo resistentes.

## **ABSTRACT**

The advances and the studies done on the mechanical behavior of beam-wall joints outside of the plane, present a slow front in a worldwide level. In the last few years the interest in the knowledge about these type of connection where the beam is positioned perpendicular to the structural wall has become evidently grown. In this document it's presented a compilation of information from various available investigations to date, about the design of the beam-wall joints for buildings. This way, 3 buildings of 4, 8 and 12 stories with dual structural system are designed according to the recommendations of the 2013 Ecuadorian Construction Norm and the 318-08 Committee of the American Concrete Institute. The thesis shows in detail the calculation and preparation of uniform seismic hazard spectra for earthquakes of 5%, 10% and 20% probability of exceedance in 50 years using the seismic hazard study for the city of Quito presented in NEC with which the structures are designed. As final result the construction costs of each building, with prices from the local market, for each of the corresponding periods of return was obtained; thus provides important information, in comparative terms, of safety, costs and volumes of materials for the structures. It concludes with a further comparison of costs, volumes and advantages between the buildings discussed in this document in front of others with the same features, but only composed of special earthquake resistant frames.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>5</b>
<b>Resumen .....</b>	<b>6</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>7</b>
<b>Lista de figuras.....</b>	<b>10</b>
<b>Lista de tablas .....</b>	<b>12</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>20</b>
1.1. Antecedentes. ....	20
1.2. Justificación.....	21
1.3. El problema. ....	22
<b>2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS Y REVISIÓN DE LITERATURA .....</b>	<b>24</b>
2.1. Consideraciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.....	26
2.1.1. Cortante Basal. ....	27
2.1.2. Espectro de respuesta de diseño Sa.....	28
2.1.3. Deriva de piso. ....	30
2.2. Muros estructurales. ....	32
2.3. Normas y recomendaciones para el diseño de muros de corte.....	33
2.3.1. Distribución de los muros en planta.....	34
2.3.2. Espesor mínimo. ....	34
2.3.3. Acero de Refuerzo en muros de corte.....	35
2.3.4. Diseño para cortante.....	36
2.3.5. Diseño a flexión para muros con elementos de borde. ....	38
2.3.6. Chequeo de necesidad de elementos de borde en muros estructurales. ....	43
2.4. Conexiones viga-muro.....	47
2.5. Conexiones viga-columna. ....	55
<b>3. DISEÑO SISMO SRESISTENTE DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. ....</b>	<b>61</b>
3.1. Metodología.....	61
3.1.1. Verificación de resultados con ejemplo de Guerra (2013). ....	61
3.2. Antecedentes. ....	73
3.3. Pre dimensionamiento. ....	75
3.3.1. Losas.....	75
3.3.2. Vigas. ....	81
3.3.3. Columnas.....	87
3.3.4. Muro estructural: .....	93
<b>4. DETERMINACIÓN DE CARGAS.....</b>	<b>99</b>
4.1. Carga Viva.....	99
4.2. Carga muerta. ....	99
4.3. Carga sísmica.....	100
4.4. Definición del análisis modal espectral. ....	104
<b>5. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS. ....</b>	<b>109</b>
5.1. Sismo 10% de excedencia en 50 años. ....	109
5.1.1. Edificio de 4 pisos. ....	109
5.1.2. Edificio de 8 pisos. ....	132
5.1.3. Edificio de 12 pisos. ....	145
5.2. Sismo de 20% de excedencia en 50 años. ....	160
5.2.1. Edificio de 4 pisos. ....	160
5.2.2. Edificio de 8 pisos. ....	162
5.2.3. Edificio de 12 pisos. ....	164
5.3. Sismo de 5% de excedencia en 50 años. ....	165
5.3.1. Edificio de 4 pisos. ....	165
5.3.2. Edificio de 8 pisos. ....	167



5.3.3.	Edificio de 12 pisos .....	169
<b>6.</b>	<b>RESULTADOS.</b> .....	<b>172</b>
<b>7.</b>	<b>CONCLUSIONES.</b> .....	<b>176</b>
7.1.	Diseño estructural definitivo.....	176
7.2.	Resultados del proyecto.....	177
7.3.	Comparación entre sistemas estructurales: sistema dual vs pórtico especial sismo resistente.....	180
<b>8.</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>187</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Espectro elástico de aceleraciones de NEC (sismo de diseño).....	29
Figura 2. Esquema de muro estructural y dimensiones.....	32
Figura 3. Muros estructurales con elementos de borde.....	40
Figura 4. Modelo de resistencia a la flexión de un muro con los elementos de borde. ....	41
Figura 5. Tamaño de la región de borde donde se requiere acero especial de confinamiento. ....	45
Figura 6. Extensión necesaria de la región especial de confinamiento dentro del alma del muro. ....	47
Figura 7. (a) Conexión dentro del plano o viga de acople. (b) Conexión fuera del plano..	48
Figura 8. Conexión viga-muro fuera del plano.....	50
Figura 9. Modelo equivalente de pórtico de conexión viga-muro.....	51
Figura 10. Modelo equivalente viga-columna.....	52
Figura 11. Conexiones típicas viga-columna (no se muestra la losa por claridad). ....	56
Figura 12. Conexión tipo viga-muro caso 1.....	58
Figura 13. Conexión tipo viga-muro caso 2.....	59
Figura 14. Conexión tipo para todos los casos de las uniones viga-cabezales de muro.	60
Figura 15. Modelo propuesto por Guerra (2013).....	62
Figura 16. Vista en planta para todos los edificios (izquierda).....	74
Figura 17. Vista en elevación del detalle de la losa alivianada.....	77
Figura 18. Vista en elevación de un solo nervio de losa alivianada.....	77
Figura 19. Vista en elevación (arriba) y en planta (abajo) de un m <sup>2</sup> de losa. ....	80
Figura 20. Transformación de cargas. ....	81
Figura 21. Espectro de peligro sísmico uniforme para la ciudad de Quito, para una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.....	105
Figura 22. Espectro de peligro sísmico uniforme para la ciudad de Quito, para una probabilidad del 20% de excedencia en 50 años, equivalente a un período de retorno de 225 años.....	106
Figura 23. Espectro de peligro sísmico uniforme para la ciudad de Quito, para una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años, equivalente a un período de retorno de 975 años.....	107
Figura 24. Espectros elásticos de diseño para la ciudad de Quito, para las diferentes probabilidades del de excedencia en 50 años y sus equivalentes períodos de retorno con factor R igual a cero.....	108
Figura 25. Espectros elásticos de diseño para la ciudad de Quito, para las diferentes probabilidades del de excedencia en 50 años y sus equivalentes períodos de retorno con factor R igual a 7.....	108
Figura 26. Modelo en ETABS del edificio de 4 pisos con muros estructurales. ....	110

Figura 27. Primer modo de vibración - 4 pisos 10% de excedencia. ....	111
Figura 28. Porcentajes de acero de refuerzo - 4 pisos 10% de excedencia. ....	113
Figura 29. Coeficiente de capacidad columna/viga - 4 pisos 10% de excedencia. ....	114
Figura 30. Coeficiente de capacidad al cortante en nudos - 4 pisos 10% de excedencia. ....	115
Figura 31. Máxima deriva de piso - 4 pisos 10% de excedencia. ....	116
Figura 32. Designación de tipo de vigas para estandarizar el diseño. ....	118
Figura 33. Separación de estribos. ....	123
Figura 34. Modelo en ETABS del edificio de 8 pisos con muros estructurales. ....	132
Figura 35. Primer modo de vibración - 8 pisos 10% de excedencia. ....	132
Figura 36. Porcentajes de acero de refuerzo - 8 pisos 10% de excedencia. ....	133
Figura 37. Coeficiente de capacidad columna/viga - 8 pisos 10% de excedencia. ....	134
Figura 38. Coeficiente de capacidad al cortante en nudos - 8 pisos 10% de excedencia. ....	135
Figura 39. Máxima deriva de piso - 4 pisos 10% de excedencia. ....	136
Figura 40. Modelo en ETABS del edificio de 8 pisos con muros estructurales. ....	145
Figura 41. Primer modo de vibración - 12 pisos 10% de excedencia. ....	146
Figura 42. Porcentajes de acero de refuerzo - 12 pisos 10% de excedencia. ....	147
Figura 43. Coeficiente de capacidad columna/viga - 12 pisos 10% de excedencia. ....	148
Figura 44. Coeficiente de capacidad al cortante en nudos - 12 pisos 10% de excedencia. ....	149
Figura 45. Máxima deriva de piso - 12 pisos 10% de excedencia. ....	150
Figura 46. Costos edificio de 4 pisos vs período de retorno. ....	172
Figura 47. Costos edificio de 8 pisos vs período de retorno. ....	173
Figura 48. Costos edificio de 12 pisos vs período de retorno. ....	173
Figura 49. Costos de las estructuras vs período de retorno. ....	174
Figura 50. Cantidades de acero vs período de retorno. ....	175
Figura 51. Cantidades de hormigón vs período de retorno. ....	175
Figura 52. Costos de las estructuras (sistema dual y sistema pórtico especial sismo resistente) vs período de retorno. ....	181
Figura 53. Cantidades de acero (sistema dual y sistema pórtico especial sismo resistente) vs período de retorno. ....	182
Figura 54. Cantidades de hormigón (sistema dual y sistema pórtico especial sismo resistente) vs período de retorno. ....	183

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores máximos de deriva de entrepiso inelástica. ....	31
Tabla 2. Pre dimensionamiento de columnas – primer piso, edificio de 4 pisos. ....	90
Tabla 3. Pre dimensionamiento de columnas – tercer piso, edificio de 4 pisos. ....	90
Tabla 4. Pre dimensionamiento de columnas – primer piso, edificio de 8 pisos. ....	91
Tabla 5. Pre dimensionamiento de columnas – cuarto piso, edificio de 8 pisos. ....	91
Tabla 6. Pre dimensionamiento de columnas – séptimo piso, edificio de 8 pisos. ....	91
Tabla 7. Pre dimensionamiento de columnas – primer piso, edificio de 12 pisos. ....	92
Tabla 8. Pre dimensionamiento de columnas – quinto piso, edificio de 12 pisos. ....	92
Tabla 9. Pre dimensionamiento de columnas – noveno piso, edificio de 12 pisos. ....	93
Tabla 10. Secciones definitivas de columnas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	116
Tabla 11. Área de acero de refuerzo longitudinal en vigas (demanda) – 4 pisos 10% de excedencia. ....	119
Tabla 12. Acero de refuerzo longitudinal en vigas (demanda) en varillas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	119
Tabla 13. Acero de refuerzo longitudinal mínimo en vigas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	120
Tabla 14. Acero de refuerzo longitudinal en vigas descontando el mínimo– 4 pisos 10% de excedencia. ....	120
Tabla 15. Volumen de acero de refuerzo longitudinal en vigas descontando el mínimo– 4 pisos 10% de excedencia. ....	121
Tabla 16. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en vigas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	121
Tabla 17. Área de acero de refuerzo transversal por unidad de longitud en vigas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	122
Tabla 18. Espaciamiento del refuerzo transversal en vigas por demanda – 4 pisos 10% de excedencia. ....	122
Tabla 19. Espaciamiento del refuerzo transversal en vigas por norma – 4 pisos 10% de excedencia. ....	124
Tabla 20. Número de estribos en una luz de viga – 4 pisos 10% de excedencia. ....	124
Tabla 21. Número de estribos totales en vigas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	124
Tabla 22. Volumen total de estribos en vigas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	125
Tabla 23. Volúmenes de hormigón en vigas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	125
Tabla 24. Volumen de hormigón para una columna – 4 pisos 10% de excedencia. ....	125
Tabla 25. Volumen total de hormigón en columnas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	125
Tabla 26. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	126
Tabla 27. Área de acero de refuerzo longitudinal en columnas (demanda) – 4 pisos 10% de excedencia. ....	126

Tabla 28. Acero de refuerzo longitudinal en columnas en varillas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	126
Tabla 29. Volumen de acero de refuerzo longitudinal en columnas para una columna – 4 pisos 10% de excedencia. ....	127
Tabla 30. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	127
Tabla 31. Espaciamiento de estribos en columnas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	128
Tabla 32. Número de estribos en una columna – 4 pisos 10% de excedencia. ....	128
Tabla 33. Número de estribos totales en columnas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	128
Tabla 34. Volumen total de estribos totales en columnas – 4 pisos 10% de excedencia. ....	129
Tabla 35. Volumen de hormigón en muros estructurales – 4 pisos 10% de excedencia. ....	129
Tabla 36. Acero de refuerzo a flexión en la pantalla de los muros – 4 pisos 10% de excedencia. ....	130
Tabla 37. Acero de refuerzo a corte en la pantalla de los muros – 4 pisos 10% de excedencia. ....	130
Tabla 38. Acero de refuerzo longitudinal en cabezales de muros – 4 pisos 10% de excedencia. ....	130
Tabla 39. Acero de refuerzo transversal en cabezales de muros – 4 pisos 10% de excedencia. ....	130
Tabla 40. Resumen de cantidades y costos totales de la estructura – 4 pisos 10% de excedencia. ....	131
Tabla 41. Secciones definitivas de columnas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	136
Tabla 42. Área de acero de refuerzo longitudinal en vigas (demanda) – 8 pisos 10% de excedencia. ....	137
Tabla 43. Acero de refuerzo longitudinal en vigas (demanda) en varillas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	137
Tabla 44. Acero de refuerzo longitudinal mínimo en vigas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	137
Tabla 45. Acero de refuerzo longitudinal en vigas descontando el mínimo– 8 pisos 10% de excedencia. ....	138
Tabla 46. Volumen de acero de refuerzo longitudinal en vigas descontando el mínimo– 8 pisos 10% de excedencia. ....	138
Tabla 47. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en vigas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	138
Tabla 48. Área de acero de refuerzo transversal por unidad de longitud en vigas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	138
Tabla 49. Espaciamiento del refuerzo transversal en vigas por demanda – 8 pisos 10% de excedencia. ....	139
Tabla 50. Espaciamiento del refuerzo transversal en vigas por norma – 8 pisos 10% de excedencia. ....	139
Tabla 51. Número de estribos en una luz de viga – 8 pisos 10% de excedencia. ....	139

Tabla 52. Número de estribos totales en vigas – 8 pisos 10% de excedencia.....	139
Tabla 53. Volumen total de estribos en vigas – 8 pisos 10% de excedencia.....	140
Tabla 54. Volúmenes de hormigón en vigas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	140
Tabla 55. Volumen total de hormigón en columnas – 8 pisos 10% de excedencia.....	140
Tabla 56. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	141
Tabla 57. Área de acero de refuerzo longitudinal en columnas (demanda) – 8 pisos 10% de excedencia.....	141
Tabla 58. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	141
Tabla 59. Espaciamiento de estribos en columnas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	142
Tabla 60. Número de estribos en una columna – 8 pisos 10% de excedencia.....	142
Tabla 61. Número de estribos totales en columnas – 8 pisos 10% de excedencia.....	142
Tabla 62. Volumen total de estribos totales en columnas – 8 pisos 10% de excedencia. ....	142
Tabla 63. Volumen de hormigón en muros estructurales – 8 pisos 10% de excedencia.	143
Tabla 64. Acero de refuerzo a flexión en la pantalla de los muros – 8 pisos 10% de excedencia. ....	143
Tabla 65. Acero de refuerzo a corte en la pantalla de los muros – 8 pisos 10% de excedencia. ....	144
Tabla 65. Acero de refuerzo longitudinal en cabezales de muros – 8 pisos 10% de excedencia. ....	144
Tabla 66. Acero de refuerzo transversal en cabezales de muros – 8 pisos 10% de excedencia. ....	144
Tabla 67. Costo total de la estructura – 8 pisos 10% de excedencia.....	145
Tabla 68. Secciones definitivas de columnas – 4 pisos 10% de excedencia.....	150
Tabla 69. Área de acero de refuerzo longitudinal en vigas (demanda) – 12 pisos 10% de excedencia. ....	151
Tabla 70. Acero de refuerzo longitudinal en vigas (demanda) en varillas – 12 pisos 10% de excedencia.....	151
Tabla 71. Acero de refuerzo longitudinal mínimo en vigas – 12 pisos 10% de excedencia. ....	152
Tabla 72. Acero de refuerzo longitudinal en vigas descontando el mínimo– 12 pisos 10% de excedencia.....	152
Tabla 73. Volumen de acero de refuerzo longitudinal en vigas descontando el mínimo– 12 pisos 10% de excedencia. ....	152
Tabla 74. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en vigas – 12 pisos 10% de excedencia. ....	153
Tabla 75. Área de acero de refuerzo transversal por unidad de longitud en vigas – 12 pisos 10% de excedencia. ....	153
Tabla 76. Espaciamiento del refuerzo transversal en vigas por demanda – 12 pisos 10% de excedencia.....	153

Tabla 77. Espaciamiento del refuerzo transversal en vigas por norma – 12 pisos 10% de excedencia. ....	153
Tabla 78. Número de estribos en una luz de viga – 12 pisos 10% de excedencia. ....	154
Tabla 79. Número de estribos totales en vigas – 12 pisos 10% de excedencia.....	154
Tabla 80. Volumen total de estribos en vigas – 12 pisos 10% de excedencia.....	155
Tabla 81. Volúmenes de hormigón en vigas – 12 pisos 10% de excedencia. ....	155
Tabla 82. Volumen total de hormigón en columnas – 12 pisos 10% de excedencia.....	155
Tabla 83. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 12 pisos 10% de excedencia. ....	155
Tabla 84. Acero de refuerzo longitudinal en columnas en varillas – 12 pisos 10% de excedencia. ....	156
Tabla 85. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 12 pisos 10% de excedencia. ....	156
Tabla 86. Espaciamiento de estribos en columnas – 12 pisos 10% de excedencia. ....	157
Tabla 87. Número de estribos en una columna – 12 pisos 10% de excedencia.....	157
Tabla 88. Número de estribos totales en columnas – 12 pisos 10% de excedencia.....	157
Tabla 89. Volumen total de estribos totales en columnas – 12 pisos 10% de excedencia. ....	157
Tabla 90. Volumen de hormigón en muros estructurales – 4 pisos 10% de excedencia.	158
Tabla 91. Acero de refuerzo a flexión en la pantalla de los muros – 12 pisos 10% de excedencia. ....	158
Tabla 92. Acero de refuerzo a corte en la pantalla de los muros – 12 pisos 10% de excedencia. ....	159
Tabla 93. Acero de refuerzo longitudinal en cabezales de muros – 4 pisos 10% de excedencia. ....	159
Tabla 94. Acero de refuerzo transversal en cabezales de muros – 12 pisos 10% de excedencia. ....	159
Tabla 95. Costo total de la estructura – 12 pisos 10% de excedencia.....	160
Tabla 96. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en vigas – 4 pisos 20% de excedencia. ....	160
Tabla 97. Volumen total de estribos en vigas – 4 pisos 20% de excedencia.....	160
Tabla 98. Volúmenes de hormigón en vigas – 4 pisos 20% de excedencia .....	160
Tabla 99. Volumen total de hormigón en columnas – 4 pisos 20% de excedencia.....	160
Tabla 100. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 4 pisos 20% de excedencia. ....	160
Tabla 101. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 4 pisos 20% de excedencia. ....	161
Tabla 102. Volumen total de estribos totales en columnas – 4 pisos 20% de excedencia. ....	161
Tabla 103. Volumen de hormigón en muros estructurales – 4 pisos 20% de excedencia. ....	161

Tabla 104. Acero de refuerzo a flexión en la pantalla de los muros – 4 pisos 20% de excedencia. ....	161
Tabla 105. Acero de refuerzo a corte en la pantalla de los muros – 4 pisos 20% de excedencia. ....	161
Tabla 106. Acero de refuerzo longitudinal en cabezales de muros – 4 pisos 20% de excedencia. ....	161
Tabla 107. Acero de refuerzo transversal en cabezales de muros – 4 pisos 20% de excedencia. ....	161
Tabla 108. Resumen de cantidades y costos totales de la estructura – 4 pisos 20% de excedencia. ....	161
Tabla 109. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en vigas – 8 pisos 20% de excedencia. ....	162
Tabla 110. Volumen total de estribos en vigas – 8 pisos 20% de excedencia.....	162
Tabla 111. Volúmenes de hormigón en vigas – 8 pisos 20% de excedencia. ....	162
Tabla 112. Volumen total de hormigón en columnas – 8 pisos 20% de excedencia.....	162
Tabla 113. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 8 pisos 20% de excedencia. ....	162
Tabla 114. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 8 pisos 20% de excedencia. ....	162
Tabla 115. Volumen total de estribos totales en columnas – 8 pisos 20% de excedencia. ....	163
Tabla 116. Volumen de hormigón en muros estructurales – 8 pisos 20% de excedencia. ....	163
Tabla 117. Acero de refuerzo a flexión en la pantalla de los muros – 8 pisos 20% de excedencia. ....	163
Tabla 118. Acero de refuerzo a corte en la pantalla de los muros – 8 pisos 20% de excedencia. ....	163
Tabla 119. Acero de refuerzo longitudinal en cabezales de muros – 8 pisos 20% de excedencia. ....	163
Tabla 120. Acero de refuerzo transversal en cabezales de muros – 8 pisos 20% de excedencia. ....	163
Tabla 130. Resumen de cantidades y costos totales de la estructura – 8 pisos 20% de excedencia. ....	163
Tabla 131. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en vigas – 12 pisos 20% de excedencia. ....	164
Tabla 132. Volumen total de estribos en vigas – 12 pisos 20% de excedencia.....	164
Tabla 133. Volúmenes de hormigón en vigas – 12 pisos 20% de excedencia. ....	164
Tabla 134. Volumen total de hormigón en columnas – 12 pisos 20% de excedencia....	164
Tabla 135. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 12 pisos 20% de excedencia. ....	164
Tabla 136. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 12 pisos 20% de excedencia.....	164



Tabla 137. Volumen total de estribos totales en columnas – 12 pisos 20% de excedencia. ....	165
Tabla 138. Volumen de hormigón en muros estructurales – 12 pisos 20% de excedencia. ....	165
Tabla 139. Acero de refuerzo a flexión en la pantalla de los muros – 12 pisos 20% de excedencia. ....	165
Tabla 140. Acero de refuerzo a corte en la pantalla de los muros – 12 pisos 20% de excedencia. ....	165
Tabla 141. Acero de refuerzo longitudinal en cabezales de muros – 12 pisos 20% de excedencia. ....	165
Tabla 142. Acero de refuerzo transversal en cabezales de muros – 12 pisos 20% de excedencia. ....	165
Tabla 143. Costo total de la estructura – 12 pisos 20% de excedencia.....	165
Tabla 144. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en vigas – 4 pisos 5% de excedencia. ....	166
Tabla 145. Volumen total de estribos en vigas – 4 pisos 5% de excedencia.....	166
Tabla 146. Volúmenes de hormigón en vigas – 4 pisos 5% de excedencia. ....	166
Tabla 147. Volumen total de hormigón en columnas – 4 pisos 5% de excedencia.....	166
Tabla 148. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 4 pisos 5% de excedencia. ....	166
Tabla 149. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 4 pisos 5% de excedencia. ....	166
Tabla 150. Volumen total de estribos totales en columnas – 4 pisos 5% de excedencia. ....	166
Tabla 151. Volumen de hormigón en muros estructurales – 4 pisos 5% de excedencia. ....	166
Tabla 152. Acero de refuerzo a flexión en la pantalla de los muros – 4 pisos 5% de excedencia. ....	167
Tabla 153. Acero de refuerzo a corte en la pantalla de los muros – 4 pisos 5% de excedencia. ....	167
Tabla 154. Acero de refuerzo longitudinal en cabezales de muros – 4 pisos 5% de excedencia. ....	167
Tabla 155. Acero de refuerzo transversal en cabezales de muros – 4 pisos 5% de excedencia. ....	167
Tabla 156. Costo total de la estructura – 4 pisos 5% de excedencia.....	167
Tabla 157. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en vigas – 8 pisos 5% de excedencia. ....	167
Tabla 158. Volumen total de estribos en vigas – 8 pisos 5% de excedencia.....	167
Tabla 159. Volúmenes de hormigón en vigas – 8 pisos 5% de excedencia. ....	168
Tabla 160. Volumen total de hormigón en columnas – 8 pisos 5% de excedencia.....	168
Tabla 161. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 8 pisos 5% de excedencia. ....	168

Tabla 162. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 8 pisos 5% de excedencia. ....	168
Tabla 163. Volumen total de estribos totales en columnas – 8 pisos 5% de excedencia. ....	168
Tabla 164. Volumen de hormigón en muros estructurales – 8 pisos 5% de excedencia.	168
Tabla 165. Acero de refuerzo a flexión en la pantalla de los muros – 8 pisos 5% de excedencia. ....	168
Tabla 166. Acero de refuerzo a corte en la pantalla de los muros – 8 pisos 5% de excedencia. ....	168
Tabla 167. Acero de refuerzo longitudinal en cabezales de muros – 8 pisos 5% de excedencia. ....	169
Tabla 168. Acero de refuerzo transversal en cabezales de muros – 8 pisos 5% de excedencia. ....	169
Tabla 169. Costo total de la estructura – 8 pisos 5% de excedencia.....	169
Tabla 170. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en vigas – 12 pisos 5% de excedencia. ....	169
Tabla 171. Volumen total de estribos en vigas – 12 pisos 5% de excedencia.....	169
Tabla 172. Volúmenes de hormigón en vigas – 12 pisos 5% de excedencia. ....	169
Tabla 173. Volumen total de hormigón en columnas – 12 pisos 5% de excedencia.....	170
Tabla 174. Porcentajes de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 12 pisos 5% de excedencia. ....	170
Tabla 175. Volumen total de acero de refuerzo longitudinal en columnas – 12 pisos 5% de excedencia. ....	170
Tabla 176. Volumen total de estribos totales en columnas – 12 pisos 5% de excedencia. ....	170
Tabla 177. Volumen de hormigón en muros estructurales – 12 pisos 5% de excedencia. ....	170
Tabla 178. Acero de refuerzo a flexión en la pantalla de los muros – 12 pisos 5% de excedencia. ....	170
Tabla 179. Acero de refuerzo a corte en la pantalla de los muros – 12 pisos 5% de excedencia. ....	170
Tabla 180. Acero de refuerzo longitudinal en cabezales de muros – 12 pisos 5% de excedencia. ....	170
Tabla 181. Acero de refuerzo transversal en cabezales de muros – 12 pisos 5% de excedencia. ....	171
Tabla 182. Costo total de la estructura – 12 pisos 5% de excedencia.....	171
Tabla 183. Resumen de costos de las estructuras.....	172
Tabla 184. Resumen de cantidades de acero.....	174
Tabla 185. Resumen de cantidades de hormigón.....	175



# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Antecedentes.

El ser humano a lo largo de la historia ha demostrado su capacidad de adaptarse a las adversidades que la naturaleza le ha impuesto; de la misma forma que Darwin en su teoría de la evolución, enuncia que no sobrevive el más fuerte sino el que tiene la capacidad de adaptarse, el hombre se ha visto en la necesidad de generar formas de sobrevivir y perdurar como especie en el tiempo. Una de estas adversidades a las cuales nos hemos enfrentado es precisamente a los movimientos bruscos de la tierra, que han tomado muchos nombres como terremotos, estremecimientos, temblores, sismos, etc.

Desde que se tiene registros de la humanidad, el hombre ha creado historias y mitos peculiares para explicar porque la tierra se sacudía de esa manera y destruía todo a su alrededor; es así como muchas civilizaciones creían en deidades o criaturas que eran las responsables de estos fenómenos. Posiblemente en el siglo XV, específicamente en Japón creían en el Namazu, un pez parecido a un bagre, que habitaba en las profundidades de los océanos custodiado por Kami Kashima, quién era su guardián y lo mantenía debidamente inmovilizado con una gran roca; sin embargo, Namazu lograba moverse por algún descuido de su guardián y por esta razón causaba los terremotos. Otro mito singular fue el de la mitología hindú, conocido por describir que los terremotos eran causados por el cansancio de uno de los ocho elefantes que sostenían al planeta y, eventualmente se agachaba y provocaba el movimiento.

Muchos autores difieren en las fechas en las que se obtuvieron los primeros registros de terremotos de la humanidad; sin embargo, en 1750 se logran los primeros registros importantes de sismos en Londres y Lisboa, los

mismos que marcarían el primer paso en la aparición de la sismología como un tema de interés y gran importancia en la necesidad del hombre por adquirir ese conocimiento. Finalmente, en 1880, luego del terremoto de Yokohama, empieza la investigación de los terremotos en términos actuales, con la creación de la Sociedad Sismológica de Japón fundada por John Milne, a quién se le atribuye la invención del primer sismógrafo de péndulo horizontal que les permitió medir las ondas sísmicas y estimar velocidades. Es así que nace la sismología como una ciencia que estudia los fenómenos y las causas de los movimientos en el interior de la tierra.

Gracias a la capacidad del ser humano para adaptarse y a su notable superioridad intelectual frente a otras especies, ha logrado, a lo largo de los años, grandes avances en esta ciencia, avances y resultados los cuales han permitido al hombre sobrevivir como especie, pese a las millones de vidas ya perdidas, debido a estas catástrofes inevitables e impredecibles de la naturaleza; es por esto que aún queda mucho por investigar y descubrir en esta rama de la ciencia y de la ingeniería.

## **1.2. Justificación.**

El Ecuador por su ubicación geográfica presenta un elevado riesgo sísmico debido principalmente a la subducción producida por la Placa de Nazca y la Placa de Sudamérica y además por fallas locales superficiales a lo largo de toda la nación. Por esta razón, toda edificación debería construirse tomando en cuenta el diseño sismo resistente con el fin de precautelar y salvaguardar, en la medida de lo posible, vidas humanas.

El diseño de las conexiones entre elementos estructurales, en edificios aporticados, es una de las revisiones más importantes que se debería realizar y

aplicar como parte del diseño sismo-resistente; sin embargo, posiblemente es uno de los aspectos menos aplicados en el Ecuador, ya sea por desconocimiento o por descuido de los profesionales a cargo de los análisis.

Por otro lado, las nuevas tendencias en edificaciones sismo resistentes proponen un alcance mayor en los diseños, al considerar que ya no es suficiente con minimizar la pérdida de vidas sino también garantizar una mayor integridad física de las estructuras y evitar así grandes pérdidas económicas; es ahí donde se introduce el concepto de evaluar estructuras con períodos de retorno mayores, Todo lo mencionado, junto con la correcta aplicación de las recomendaciones de diseño basados en las normativas actualizadas y la adecuada ejecución y supervisión en la fase de construcción, podrían garantizar diseños que tengan un enfoque sismo resistente y lograr los fines propuestos.

### **1.3. El problema.**

En el diseño sismo resistente de estructuras se asume cierta acción en función del período de vida de una estructura; dentro de ese tiempo se estima que dicha acción de diseño no sea excedida para cierto nivel de probabilidad de ocurrencia. El período de vida de una estructura varía según la importancia de la estructura, por lo tanto, es de gran importancia relacionarlo con el período de retorno,  $T_r$ , de los terremotos, que es el tiempo estadístico medio entre la ocurrencia de sismos con iguales características (Bozzo & Barbat, 2000).

En nuestro medio, como en muchos otros a nivel mundial, la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013 (NEC) recomienda un período de retorno estándar de diseño de 475 años lo que representa un probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, al menos para estructuras comunes. En la presente tesis se realizará un diseño sismo resistente para edificaciones de 4, 8 y 12 pisos con

sistema de muros de corte, haciendo énfasis en la investigación, diseño y cálculo de las conexiones viga-muro, fundamentales para el correcto diseño y desempeño de una estructura sismo resistente; el diseño de conexiones no suele ser tomado en cuenta por los diseñadores y constructores, por un lado debido a la falta de investigaciones científicas en estos temas y, de haberlas, se requiere realizar una serie de comprobaciones y cálculos que conllevan procesos iterativos que requieren esfuerzo, tiempo y por ende representan costos adicionales. Además, en este trabajo se realizará un análisis en las implicaciones económicas al variar el período de retorno estándar, no solo aplicando el de diseño de la NEC de 475 años, sino también para 225 y 1000 años, de tal manera que se proporcione información importante en términos de seguridad y costo de las estructuras frente a los sismos.

Todos estos son temas realmente significativos y de consideración, y no suelen ser abordados a nivel de pregrado con el grado de importancia que deberían y es precisamente por esta razón que el problema planteado presenta en cierto grado un déficit de información o existe de manera muy dispersa; motivos suficientes y justificables para ser abordados en una tesis de grado.

## 2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS Y REVISIÓN DE LITERATURA

La mayoría de autores concuerdan que los terremotos o sismos son originados por fracturas en la corteza terrestre, en las cuales se liberan grandes cantidades de energía. Debido a que los fuertes terremotos han provocado grandes pérdidas humanas a través de la historia, el ser humano se ha visto en la necesidad de buscar soluciones y tomar medidas, a través de la investigación, experimentación y experiencias, que permitan reducir los efectos de los desastres sísmicos.

El peligro sísmico en una zona puede ser medida por la actividad sísmica reciente en el lugar de análisis; sin embargo, la experiencia enseña que esto no siempre se cumple y, por el contrario, se ha demostrado que las zonas de mayor riesgo sísmico son las zonas de moderada sismicidad o donde existe falta de energía liberada y el período transcurrido entre terremotos fuertes es largo (Bozzo & Barbat, 2000). Estas zonas son más conocidas como “gaps sísmicos” y es precisamente donde nuestro país ha sido ubicado según varias investigaciones recientes de la Universidad de Arizona y del Instituto de Física de la Tierra de París.

Estos hechos llevan a reflexionar sobre el potencial peligro en el que el Ecuador se ve expuesto, que además se vería magnificado cuanto más cerca de un centro urbano se produzca el sismo; de igual manera, el alarmante crecimiento poblacional de las ciudades también contribuye al potencial destructivo, aun cuando los eventos sísmicos se mantuviesen invariables y en contraste a la insuficiente preparación y avances en infraestructura capaz de resistir los mismos.

Los muros estructurales o muros de corte de hormigón armado son alternativas comúnmente usadas en el diseño sismo resistente de estructuras en



muchos países con alta peligrosidad sísmica. En este tipo de estructuras, varias de las uniones son formadas por sistemas de pórticos con vigas conectadas a los muros paralela y perpendicularmente (Chen, Shi, & Mo, 2012). Estos sistemas están provistos de conexiones de tipo viga-muro, las mismas que presentan mayores retos en el diseño debido a la ausencia de investigación detallada y enfoque a nivel mundial.

Por un lado, se han obtenido grandes avances y numerosos logros sobre las conexiones viga-columna y se ha logrado un gran entendimiento del comportamiento mecánico y métodos de diseño de este tipo de conexiones. Los comportamientos y los métodos de diseños de este tipo de conexiones se encuentran incluidos en los capítulos 21 del ACI 318 y de manera más detallada en el ACI 352R.

Por otro lado, Coull y Choudhury (1967) obtuvieron buenos resultados sobre el comportamiento y deformaciones de las conexiones viga-muro dentro del plano (planar beam-wall joint). Sin embargo, muy pocos son los estudios y avances con respecto al comportamiento de las uniones fuera del plano (nonplanar beam-wall joint) y es un tema que actualmente se lo está abordando a nivel mundial, pues el comportamiento mecánico de las conexiones viga-muro fuera del plano no ha sido estudiado extensivamente (Chen, Shi, & Mo, 2012).

Para los fines de este trabajo se usará la información disponible en: la NEC 2013 especialmente los capítulos 2 y 4, el ACI 318-08 en sus varios capítulos (tomando principalmente lo recomendado en el capítulo 21 de Estructuras Sismo Resistentes) y el ACI 352R-02 re-aprobado en el 2010 para el diseño de las conexiones y nudos revisando previamente publicaciones científicas acerca de las conexiones viga-muro. Además para el análisis y diseño sísmico se usará el

programa ETABS con las recomendaciones de Guerra M. (2013) y del texto de hormigón reforzado 6ta edición de Wight y MacGregor (2013) para el diseño de los muros estructurales, que abarca una recopilación del mismo código ACI.

## **2.1. Consideraciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.**

Existen varias consideraciones y recomendaciones que se deben tomar en cuenta para un correcto diseño sismo resistente. La filosofía de este tipo de diseño ha evolucionado considerable y activamente a través de las experiencias con sismos que han cambiado los métodos de cálculo y sistemas de construcción. La NEC considera que para estructuras con ocupaciones normales el principal objetivo de sus recomendaciones es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura.

Se puede analizar un poco más esta filosofía y observar que responde a un enfoque de diseño que gira alrededor de las implicaciones económicas de las estructuras. Si bien esta filosofía busca obtener un balance entre costos razonables y una seguridad aceptable de las obras de ingeniería civil, en los últimos años este enfoque se ha venido discutiendo y todo apunta a que las

nuevas reformas en los códigos y normas a nivel mundial consideren no solo intentar salvaguardar las vidas humanas sino también en salvaguardar los bienes, que en este caso son las estructuras, con la finalidad de preservar los recursos y las grandes inversiones que las estructuras civiles conllevan.

La NEC también hace una pequeña descripción de cómo lograr entonces este correcto desempeño de las estructuras en base a la filosofía sismo resistente, la misma que menciona que se consigue diseñando una estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por la norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica.

#### **2.1.1. Cortante Basal.**

El capítulo 2 sobre peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente de la NEC incluye la definición de varios términos que forman parte de la estructura y términos propios de la acción sísmica, con la finalidad de evitar confusiones e incertidumbre en el diseño. El principal aporte de la norma es la introducción de un estudio detallado de peligro sísmico en el Ecuador, lo cual es un gran avance y nos acerca más a un buen diseño de estructuras sismo resistentes similares a normativas de otros países acorde a la tendencia global en este ámbito.

El procedimiento de cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas que se aplican a toda la estructura ante un sismo, se basa en el cálculo del cortante basal  $V$ , que se define como la fuerza total de diseño por cargas laterales, el mismo que

es aplicado en la base de la estructura y que resulta de la acción de un sismo y se lo determina mediante la expresión:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_e} W \quad [1]$$

Donde  $I$  es un factor de importancia de la estructura, el cual la clasifica en varias categorías dependientes del tipo de uso o destino que tendrá la edificación;  $S_a$  es la aceleración espectral que proviene del espectro de respuesta elástico de diseño el cual toma en cuenta la zona sísmica del país en donde se va a construir la estructura y representa la aceleración máxima en roca esperada, el tipo de suelo en el que se asienta la misma y el período de vibración y amortiguamiento.  $R$  es un factor de reducción de resistencia estructural debido a varias características de la estructura que se esté diseñando y que se encuentran en una tabla agrupados en la misma norma. Finalmente  $\phi_p$  y  $\phi_e$  son factores por la configuración de la estructura en planta y elevación que de igual manera se los encuentra definidos en tablas en el capítulo.

### **2.1.2. Espectro de respuesta de diseño $S_a$ .**

El  $S_a$  en síntesis es el espectro de aceleraciones absolutas construido en función del período propio de la estructura, de una fracción del amortiguamiento crítico (5%) y de la aceleración del movimiento sísmico (Barbat, 1983). En la práctica, para el cálculo de los espectros de respuesta se pueden utilizar procedimientos numéricos que solucionan la integral de Duhamel para obtener la respuesta máxima del espectro de desplazamiento relativo  $S_d$  y después  $S_v$  y  $S_a$  con la relación:

$$S_d = \frac{1}{W} S_v = \frac{1}{W^2} S_a \quad [2]$$

Donde  $w$  es la frecuencia angular de vibración del sistema. Este cálculo se repite para varios períodos de vibración, en un intervalo de 0.1 a 3seg que son los más comunes en las estructuras civiles, y para varios valores de fracciones del amortiguamiento respecto al crítico. Con este procedimiento se obtienen las curvas espectrales para desplazamiento, velocidad y aceleración. Una vez calculados estos espectros para un terremoto en particular, estos se pueden utilizar para establecer la respuesta máxima de cualquier estructura sometida a dicho terremoto, conociendo solamente el período de la estructura y el amortiguamiento. Para el diseño con norma se usa el conocido espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. El espectro elástico de diseño no es más que una curva envolvente suavizada de los espectro de respuesta de una serie de registros acelero gráficos de sismos en cierta región; esta podría ser una limitación, dada la escasez de registros de movimientos de registros fuertes en ciertas regiones; alternatively, se puede construir un espectro de diseño sin poseer registros propios de la región, determinando sismos de condiciones similares en cuya selección entran factores como la distancia epicentral, el mecanismo de falla, la geología y las condiciones locales.

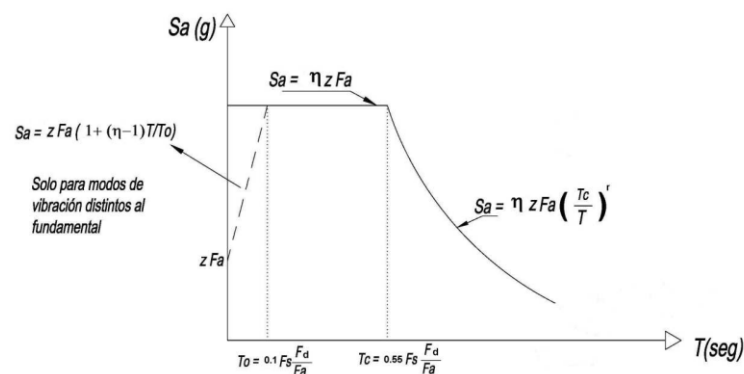


Figura 1. Espectro elástico de aceleraciones de NEC (sismo de diseño).  
[Tomado de NEC-13]

La figura 1 muestra el espectro elástico que representa el sismo de diseño, sismo que considera la fracción de amortiguamiento crítico de 0.05. Este sismo de diseño se construye a partir de las ordenadas normalizadas de los espectros de peligro sísmico en roca, considerando un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años o un período de retorno de 475 años. Además se considera el factor de amplificación máxima  $\eta$  ( $S_a/Z$ , en roca), que cambia según la región que se esté analizando del Ecuador. Por otro lado, para el propósito de este trabajo, se requerirá construir los espectros de diseño para las diferentes probabilidades de excedencia y períodos de retorno; espectros construidos según los requerimientos de la NEC como acertadamente se menciona en la norma y que serán presentados en detalle más adelante.

### **2.1.3. Deriva de piso.**

Un indicador muy utilizado en el diseño y control de edificaciones ante los efectos de un sismo es la deriva de piso  $\Delta$ , que se define como:

$$\Delta = \frac{d}{h} \quad [3]$$

Donde  $d$  es el desplazamiento relativo del piso en cuestión con respecto al piso inferior consecutivo y  $h$  es la altura de entrepiso. Esta variable correlaciona mejor el daño estructural que puede llegar a sufrir una estructura con los desplazamientos relativos en lugar de los esfuerzos generados. Reyes (1999) realizó varios experimentos con los cuales relacionó los daños en una estructura frente a la deriva máxima de piso, estableciendo límites dentro de los cuales se puede tener una idea de que tan severo puede ser el daño. Concluyó que mientras más dúctil es un sistema, mayor será la deriva de piso esperada y por ende mayores serán los daños sufridos; por otro lado, en sus estudios se puede

apreciar que para estructuras con marcos dúctiles de hormigón armado se tiene una alta probabilidad de colapso para derivas mayores de 0.030. En consecuencia, la NEC establece sus propios límites a derivas de entrepiso inelásticas máximas  $\Delta_M$  descritas en la Tabla 1.

TABLA 1. VALORES MÁXIMOS DE DERIVA DE ENTREPISO INELÁSTICA.

<b>Estructuras de</b>	<b><math>\Delta_M</math> máxima</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

La NEC establece que las derivas se deben calcular para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura frente a las fuerzas laterales calculadas y tomando en cuenta las inercias agrietadas de los elementos estructurales que se mencionarán más adelante. Por lo tanto, el valor de la deriva elástica debe calcularse con la ecuación 4:

$$\Delta_E = \frac{\Delta_M}{0.75R} \quad [4]$$

Donde R es el factor de reducción de resistencia definido en la norma en la sección 2.7.2.3.

Para los casos de análisis de este trabajo, el valor correspondiente de R es igual a 7 que corresponde a sistemas duales con pórticos especiales sismo resistentes en hormigón armado con vigas descolgadas y muros estructurales. Entonces la ecuación 4 toma los valores de:

$$\Delta_E = \frac{\Delta_M}{0.75R} = \frac{0.020}{0.75(7)} = 0.0038$$

Se deberá comprobar que efectivamente el diseño cumpla con los requerimientos para catalogarse como un sistema dual; verificación que se hará en el capítulo de diseño definitivo pues es necesario conocer el cortante basal

actuante en la estructura y verificar que los muros absorban el 75% del cortante basal en cada dirección, de acuerdo con lo especificado por la NEC.

## 2.2. Muros estructurales.

Los muros estructurales, como se mencionó anteriormente, son elementos estructurales construidos a lo alto de toda la estructura, capaces de proporcionar ductilidad a las edificaciones ante cargas sísmicas. También conocidos comúnmente como muros de corte, son diseñados principalmente para resistir las fuerzas sísmicas o de viento en su propio plano; además su geometría permite que se los use para resistir cargas gravitacionales que provengan de los pisos y de cubierta.

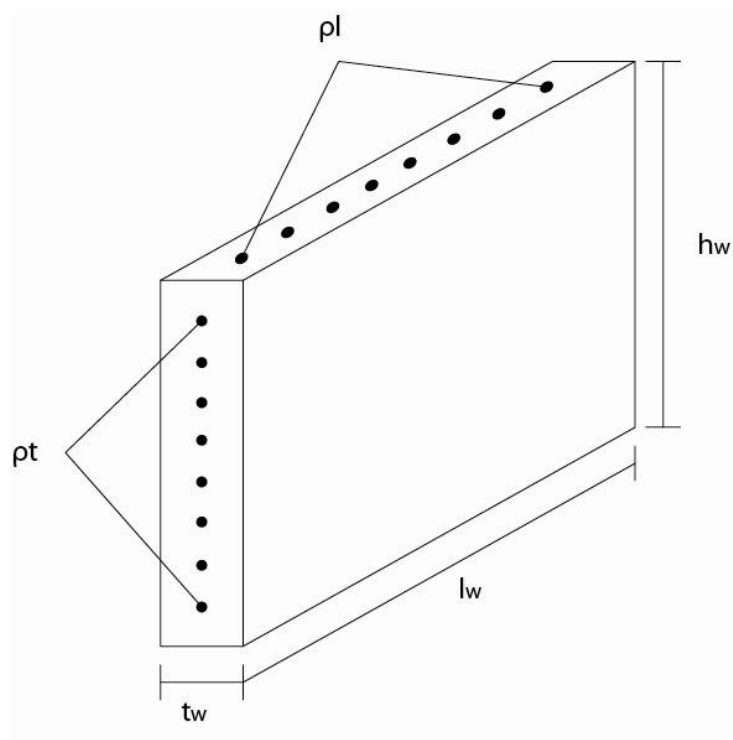


Figura 2. Esquema de muro estructural y dimensiones.  
 $\rho_l$  y  $\rho_t$  representan las cuantías de acero longitudinal y transversal, respectivamente.

Estos muros se pueden clasificar por sus dimensiones en 3 grupos:

Muros cortos:



$$\frac{h_w}{l_w} \leq 2$$

Se denominan como muros cortos (short shear walls). Estos muros generalmente por su tamaño (uno o dos pisos) son controlados por el esfuerzo cortante (Guerra, 2013).

Muros esbeltos:

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 3$$

Cuando la relación altura-longitud del muro es mayor o igual a 3 estos muros se los conoce como muros de corte esbeltos (slender shear wall). Estos muros, a diferencia de los muros cortos, abarcan longitudes a lo largo de 3 o 4 pisos en altura y las fuerzas laterales son resistidas principalmente por la flexión del muro vertical como si se tratara de una viga en voladizo empotrada en la base (Wight & MacGregor, 2013). El código ACI capítulo 10 y 11 proporciona los parámetros y fundamentos para el diseño de este tipo de muros.

Y en los casos en que  $2 < h_w/l_w < 3$  se espera un comportamiento combinado de corte y flexión (Wight & MacGregor, 2013).

Como mencionan Guerra (2013) y Wight & MacGregor (2013), los muros de corte también pueden ensamblarse en varios segmentos para formar elementos regulares o irregulares en planta, que pueden encerrar espacios como ductos de escaleras y núcleos para ascensores y sigan siendo considerados como muros de corte.

### **2.3. Normas y recomendaciones para el diseño de muros de corte.**

El diseño de muros de corte o muros estructurales especiales, capaces de resistir una fracción importante de los esfuerzo de corte inducidos por el sismo, se debe realizar acorde el ACI 318 sección 21.9 y lo correspondiente en la NEC-13 en el capítulo 4.

### **2.3.1. Distribución de los muros en planta.**

La NEC hace hincapié en una adecuada disposición espacial de los muros estructurales y define como una correcta disposición al ubicar los muros lo más simétricamente posible, hacia las periferias del edificio, y que su longitud en planta se mantenga a todo lo alto de la estructura. Esta recomendación es de común práctica en el diseño sismo resistente, y tiene el objetivo de minimizar la excentricidad o separación entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR) de la estructura. Las fuerzas laterales inducidas por el sismo se asumen que actúan a través del centro de masa y cualquier excentricidad entre éste y el centro de rigidez resultará en la generación de momentos torsores en planta.

Debido a los grandes desplazamientos que sufre una estructura por los efectos de un sismo, el centro de rigidez tiende a reubicarse y por ende la excentricidad entre el CM y el CR podría ser mayor; de igual manera, la distribución de la mampostería en cada piso y los cambios no estructurales que podría sufrir la estructura durante su ciclo de vida también podrían afectar a la excentricidad conocida como excentricidad accidental. Por estos motivos, la NEC, al igual que otros códigos de construcción de edificaciones, especifican una excentricidad mínima del 5% en las dos direcciones principales de análisis.

### **2.3.2. Espesor mínimo.**

La NEC no proporciona una normativa para el ancho mínimo de la sección del muro  $t_w$ . De igual manera el ACI tampoco da un valor para muros

estructurales sometidos a fuerzas cortantes y de flexión, ni mucho menos para condiciones bajo fuerzas sísmicas, pero si da un valor mínimo en la sección 14.5.3 la cual se aplica para muros sometidos a cargas axiales gravitacionales. Sin embargo esta es la única recomendación de espesor mínimo para muros que proporciona el ACI. En la práctica y por recomendación directa de Yépez (2014), el espesor mínimo es de 250 mm para el tipo de edificios que se estudiarán en este trabajo

### **2.3.3. Acero de Refuerzo en muros de corte.**

El refuerzo en muros de corte debe realizarse generalmente con dos fines principales. Primero, se debe lograr una correcta distribución horizontal y vertical del refuerzo de manera uniforme a lo largo de toda la longitud y altura del muro. Segundo, se debe concentrar refuerzo vertical en los extremos o en los elementos de borde del muro y se debe confinarlos mediante estribos en forma muy similar al confinamiento de columnas.

Con respecto al refuerzo mínimo, como menciona Wight & MacGregor (2013), son muchas secciones del código ACI donde se señalan mínimas cantidades de refuerzo horizontal y vertical que pueden aplicarse a los muros. Sin embargo, para muros de corte sujetos a grandes reversiones de momentos, debido a las fuerzas sísmicas, se necesitará proveer de mayores cuantías mínimas de acero. Estos requerimientos se presentan en el ACI318 capítulo 21.9.2 para muros estructurales especiales de hormigón que formen parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. Este literal dice que las cuantías de refuerzo mínimo distribuido en el alma del muro, tanto longitudinal como transversal, son:

$$\rho_l \text{ y } \rho_t \geq 0.0025 \quad [5]$$

Donde  $\rho_l$  es la cuantía mínima para el refuerzo vertical y que por definición es la relación entre el área de refuerzo vertical y el área de concreto perpendicular a este refuerzo y  $\rho_t$  es la cuantía mínima para el refuerzo horizontal. Además, si:

$$V_u \leq 0.083A_{cv}\lambda \overline{f'_c} \quad [6]$$

Las cuantías mínimas se pueden reducir a los valores requeridos en 14.3. En esta ecuación,  $A_{cv}$  está en  $\text{mm}^2$  y es el área bruta de la sección limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada,  $f'_c$  es la resistencia a compresión del hormigón a los 28 días en MPa y  $\lambda$  es un factor de modificación cuando se utilice hormigón de peso liviano con igual resistencia a la compresión que hormigones de peso normal. Por otro lado, ACI recomienda que el espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe ser mayor de 450 mm; mientras que la NEC recomienda no exceder más de 250 mm que es más exigente y por lo tanto se superpone para el país a la del ACI. Se deberá emplearse al menos dos capas de refuerzo cuando:

$$V_u \geq 0.17A_{cv} \overline{f'_c} \quad [7]$$

Y el espesor del muro sea igual o mayor de 200 mm. Por último, la sección 21.9.3 recomienda que en lugares donde sea probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal, las longitudes de desarrollo del refuerzo debe 1.25 veces los valores calculados para  $f_y$  en tracción, de tal manera que se considere la posibilidad que la resistencia a la fluencia real exceda la fluencia especificada y la inversión de signos en las cargas debido al sismo.

#### **2.3.4. Diseño para cortante.**

El diseño de los muros estructurales para el cortante en zonas de peligro sísmico se encuentra en el ACI 21.9.4.

$$V_u \leq \phi V_n \quad [8]$$

$$V_n = A_{cv} \alpha_c \lambda \overline{f'_c} + \rho_t f_y \quad [9]$$

Donde el  $A_{cv}$  es el área bruta de la sección transversal resistente al cortante,  $\alpha_c$  es un factor que representa la diferencia entre el agrietamiento esperado por efectos de flexión-cortante en muros esbeltos y cortante en el alma para muros cortos;  $\alpha_c$  es igual a 0.25 para la relación de aspectos  $h_w/l_w \leq 1.5$ , 0.17 para  $h_w/l_w \geq 2$  y varía linealmente entre 0.25 y 0.17 para  $1.5 < h_w/l_w < 2$ ;  $\lambda$  es un factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión;  $f_y$  es la resistencia a la fluencia del acero y  $f'_c$  la resistencia a la compresión del hormigón en MPa respectivamente. La definición de  $A_{cv}$  en la ecuación 9 facilita los cálculos de diseño para muros con aberturas; de igual manera, la relación  $h_w/l_w$  empleada para determinar  $V_n$  considera no solo las dimensiones de un muro sino también las de un segmento de muro limitado por aberturas; sin embargo, para los fines de esta tesis las solicitudes para muros con aberturas están fuera del alcance propuesto y deben considerarse cuando fuera el caso. Por último si  $h_w/l_w$  no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo  $\rho_l$  no debe ser menor que la cuantía de refuerzo  $\rho_t$ .

En este punto es importante mencionar que existen diferencias y similitudes que se encuentran en el código para el diseño de muros estructurales en regiones sísmicas y de baja o nula actividad sísmica. La primera diferencia se puede apreciar en el término  $A_{cv}$  que toma el ancho del muro multiplicado por la longitud total,  $l_w$ , tomada como el área que resiste al corte y siendo esta mayor al área efectiva que se usa en el capítulo 11 del ACI.

La ecuación básica de diseño del cortante nominal es esencialmente  $\phi(V_c + V_s)$ . En la ecuación 9, dentro del paréntesis, el primer término representa la contribución del hormigón al esfuerzo cortante,  $V_c$ , mientras que el segundo término representa la contribución del refuerzo horizontal al corte,  $V_s$ , que al reemplazarse por la definición de  $\rho_t$  y la capacidad a la fluencia del acero, se obtiene una ecuación de  $V_s$  similar a la que se muestra en el ACI capítulo 11; sin embargo, en este caso, el largo de la sección que se toma es el largo total  $l_w$  y no el efectivo, por lo tanto, el valor de  $V_s$  usado en el capítulo 21 excede el valor que se calcula el capítulo 11. Existen más diferencias y cambios entre los dos capítulos del mismo código, que, como menciona Wight, pueden crear discrepancias y dilemas para los diseñadores al calcular un muro para esfuerzos cortantes producidos por efectos del viento y el mismo muro para fuerzas equivalentes a causa de un sismo. El autor menciona que es un trabajo del comité y una meta mayor que deberían imponerse para unificar las diferencias de las ecuaciones para el esfuerzo cortante en las ediciones futuras del código ACI.

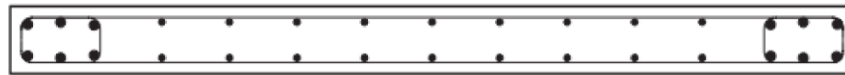
### **2.3.5. Diseño a flexión para muros con elementos de borde.**

En esta sección se mencionarán los parámetros de diseño para muros estructurales que tienen refuerzo longitudinal en el alma del muro y además refuerzo concentrado en los bordes. La geometría de los muros estructurales y los ensambles que se pueden hacer con varios muros para formar geometrías más elaboradas en forma de H, C, T y L son usadas comúnmente en la práctica para crear espacios o ductos para diferentes usos como se mencionó anteriormente. Debido a estas geometrías, los muros estructurales tendrían alma y alas cuando estas son muy pronunciadas o simplemente elementos de borde comúnmente llamados cabezales. En el diseño de estos ensambles es necesario considerar la

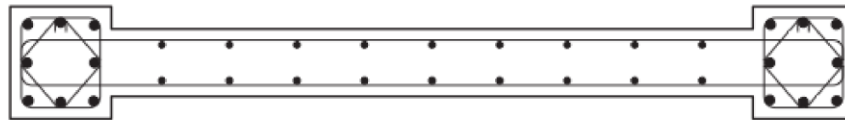
transferencia de las fuerzas del segmento que actúa como alma, hacia el segmento del muro que actúa como ala. De hecho, el ACI considera la influencia del ala en el comportamiento del muro mediante la selección de anchos de ala apropiados.

Ensayos varios han demostrado que el valor usado de ancho efectivo del ala en compresión, tiene bajo impacto en la resistencia y deformación del muro, por lo tanto, para simplificar el diseño se usa un único ancho de ala tanto en tracción como en compresión (ACI 318, 2008, p.368).

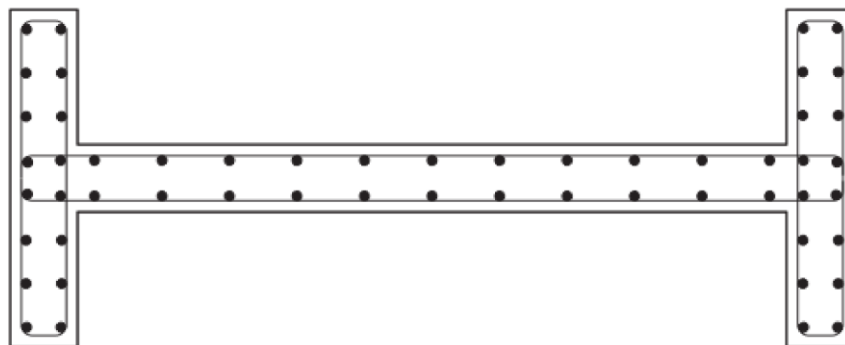
Usualmente, el ancho del muro ( $t_w$ ) es aumentado en los bordes de tal manera de obtener mayor espacio para concentrar acero de refuerzo vertical, de manera similar como se lo hace en una columna, y proporcionar en estas secciones mayor resistencia y confinamiento en el hormigón capaces de resistir las reversiones de esfuerzos por el sismo y el pandeo cerca de los bordes. Estas zonas donde se concentra una mayor cantidad de refuerzo y están debidamente amarradas y confinadas con estribos, se las conoce como elementos de borde y pueden ser, o no, de mayor ancho que el resto del muro como se puede apreciar en la figura 4.



(a) Elementos de borde comprendidos dentro de las dimensiones del muro



(b) Muro con elementos de borde alargados.



(c) Muro con refuerzo concentrado en las alas.

*Figura 3. Muros estructurales con elementos de borde.*

[Adaptado de Mecánica y diseño de hormigón armado Wight & MacGregor p.1003]

En regiones sísmicas, el ACI sección 21.9.5.2 limita el ancho efectivo de las alas al menor de:

- ✓ La mitad de la longitud del alma o,
- ✓ 25% del total de la altura ( $h_w$ ) del muro.

El refuerzo vertical en los elementos de borde debe ser distribuido adecuadamente como en una columna y confinarse el núcleo de hormigón con refuerzo transversal cerrado que satisfaga los requerimientos del ACI para regiones de peligro sísmico, los mismos que se señalarán más adelante.

El modelo (figura 4) usado para analizar los muros estructurales similares a los de la figura 3 es, en el fondo, muy parecido al que se usa para diseñar



elementos a flexión; diseño que va acorde con lo recomendado con el ACI 21.9.5.1 donde se habla que la resistencia a flexión de un muro se debe determinar de acuerdo con los procedimientos normales considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas y de igual manera incluyendo la resistencia del refuerzo distribuido tanto en el alma y el concentrado en los elementos de borde. En macro, el diseño a la flexión del muro debe seguir el código ACI secciones 10.2 y 10.3, excepto que no se aplicarán las deformaciones no lineales mencionadas en el Código ACI Sección 10.2.2. Además, la capacidad de carga axial mayorada por ACI 10.3.6 no se aplica.

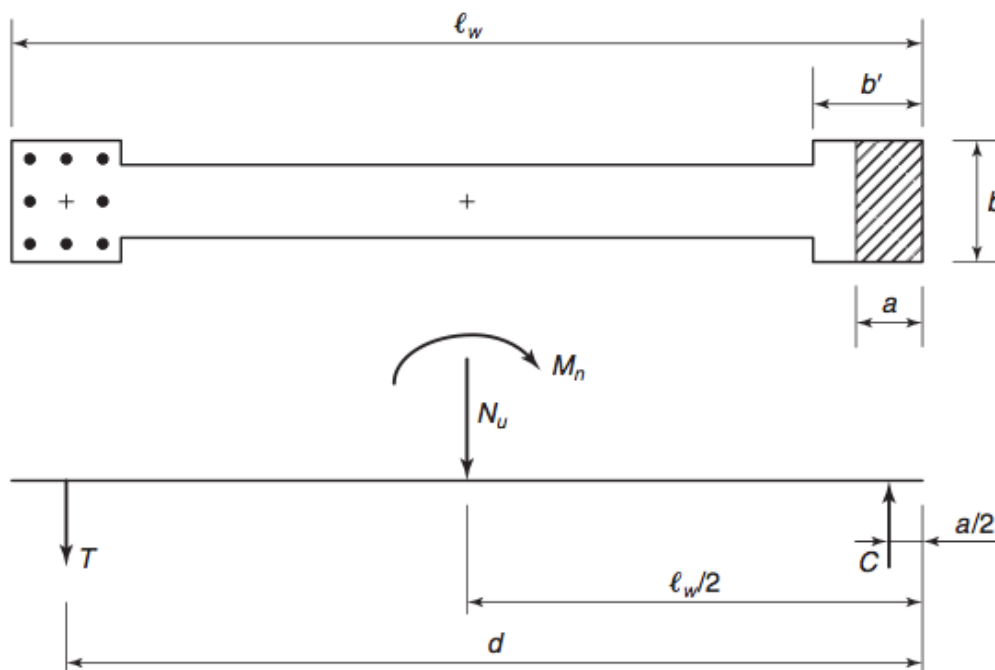


Figura 4. Modelo de resistencia a la flexión de un muro con los elementos de borde.  
[Modificado de Wight & MacGregor (2013)]

En el diseño, la contribución del refuerzo vertical en el alma es usualmente ignorada debido a que la contribución al momento nominal es considerablemente menor comparado con la contribución que da el refuerzo concentrado en los bordes del muro. Se debe tener cierto cuidado con este hecho, ya que para

ciertas geometrías como por ejemplo la de la figura 3-c, el ignorar el refuerzo vertical en el alma puede llevar a cálculos muy conservadores.

Las secciones en el muro de corte deben satisfacer:

$$M_u \leq \phi M_n \quad [10]$$

Entonces, para el elemento de borde en tensión, la fuerza es:

$$T = A_s f_y \quad [11]$$

Donde  $M_u$  es el momento último,  $M_n$  el momento nominal de la sección transversal en análisis,  $T$  es la fuerza a tracción sobre el acero,  $A_s$  es el área de acero de refuerzo en el elemento de borde y  $f_y$  el esfuerzo a la fluencia del acero. La fuerza de tensión es conocida asumiendo que el acero está en la fluencia. El acero vertical en la región de compresión es ignorado. La fuerza de compresión  $C$  en el hormigón viene dada por del bloque de compresión:

$$C = 0.85 f'_c b \quad [12]$$

Donde  $b$  es el ancho del elemento de borde y  $a$  es la profundidad del bloque de compresión desconocida en este punto  $C$  es la fuerza a compresión en el bloque de hormigón. Al aplicar el equilibrio en la sección y reemplazando y despejando se obtiene:

$$a = \frac{T + N_u}{0.85 f'_c b} \quad [13]$$

Donde  $a$  es la longitud del bloque de compresión y  $N_u$  es la fuerza axial externa factorada y positiva en compresión. Normalmente el bloque de compresión se encuentra contenido dentro de las dimensiones del elemento de borde como se observó en el modelo de la figura 4. Si la fuerza de compresión requerida para el equilibrio de la sección es lo suficientemente grande para causar

que el valor de  $a$  exceda el largo del elemento de borde, señalado como  $b'$ , entonces se necesitará un diferente análisis.

Finalmente realizando sumatoria de momentos alrededor del punto de aplicación de la fuerza  $C$ , se tiene:

$$M_n = T \left( d - \frac{a}{2} \right) + N_u \frac{l_w - a}{2} \quad [14]$$

Donde  $M_n$  es el momento nominal de la sección transversal,  $T$  la fuerza de tensión en el acero,  $d$  la distancia desde la fibra extrema de compresión hasta la fuerza  $T$ ,  $N_u$  la fuerza externa factorada,  $l_w$  la longitud total del muro y  $a$  es la profundidad del bloque de compresión en el elemento de borde. Para el cálculo de  $N_u$  se debe usar la carga factorada a través de la combinación de cargas crítica, la que de menor valor, que corresponde a  $U=0.9D+1.0E$  del ACI 9.2.1. Esta combinación de carga minimiza la carga axial  $N_u$  y por lo tanto el esfuerzo de momento nominal.

Se debe comprobar efectivamente que la hipótesis de que el acero está fluyendo es correcta, calculando la distancia al eje neutro; sin embargo, para muros estructurales se sabe que la distancia al eje neutro es mucho menor que  $0.375d$  por lo tanto la sección del muro efectivamente está controlada por la tensión y por lo tanto el factor de reducción de resistencia es  $\phi = 0.9$  (Wight & MacGregor, 2013).

### **2.3.6. Chequeo de necesidad de elementos de borde en muros estructurales.**

Una vez establecida la sección del muro estructural, es necesario chequear la necesidad de elementos de borde. Como se mencionó en la anterior subsección, los elementos de borde son regiones en los extremos con refuerzo

concentrado y confinados de manera similar a las columnas (con estribos cerrados y ganchos) de tal manera que sean capaces de resistir las inversiones de los esfuerzos por efectos de los sismos y prevenir el pandeo en el alma del muro cerca de los extremos, debido a los altos esfuerzos de compresión que se originan en los extremos. Estos elementos de borde generalmente son más anchos que el espesor del muro; sin embargo, el ACI 2.2 permite que tengan el mismo espesor que el muro. En el caso que se estudiará en esta tesis, los edificios se analizan en una región sísmica por lo cual los elementos de borde tipo cabezales serán siempre un requerimiento como se señala en el capítulo 21 del ACI, salvo con una excepción la cual se menciona más adelante. De igual manera, el ACI proporciona dos métodos de cálculo para determinar la necesidad de elementos de borde en el muro. El método que se utilizará en esta tesis es el del ACI 21.9.6.2(a) que es el mismo que se usa también en la NEC 2013. Por lo tanto, las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos de borde cuando:

$$c > \frac{l_w}{600 \delta_u h_w} \quad [15]$$

Donde  $c$  es la distancia al eje neutro medido desde la fibra extrema en compresión y el eje neutro,  $l_w$  la longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante,  $h_w$  la altura del muro o segmento considerado y  $\delta_u$  el desplazamiento de diseño definido como el desplazamiento lateral total de la parte superior de edificio esperado para el terremoto de diseño.

El valor de  $\delta_u h_w$ , conocida como la deriva de edificio, no deberá ser menor de 0.007. Derivas de edificio grandes darían lugar a curvaturas más grandes en la base del muro y, por tanto, a tensiones más grandes en los bordes de la pared (Wight & MacGregor, 2013). Donde se requieran elementos de borde, el refuerzo principal deber ser extendido verticalmente en dichos elementos, en una distancia no menor que  $l_w$  ni menos que  $M_u / 4V_u$ . Además, el elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta una distancia no menor que el mayor valor entre  $c - 0.1l_w$  y  $c / 2$ , donde  $c$  corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ . Estos requerimientos se pueden apreciar de forma gráfica en la figura 6.

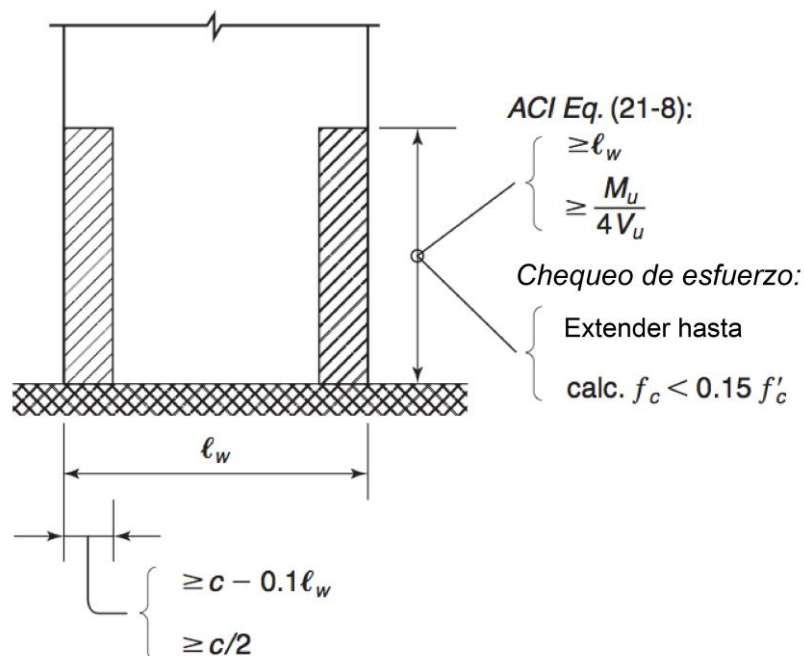


Figura 5. Tamaño de la región de borde donde se requiere acero especial de confinamiento. [Modificado de Wight & MacGregor (2013)]

Adicionalmente, los muros estructurales que no se diseñen de acuerdo a la ecuación 15, deberán igualmente disponerse de elementos de borde cuando los esfuerzos de compresión en la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo el sismo, sobrepasen  $0.20f'c$ , con la diferencia que estos pueden ser discontinuados en altura donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que  $0.15f'c$ . Donde no se requieran elementos especiales de borde de acuerdo a lo indicado en la ecuación 15 o que los esfuerzos de compresión en la fibra extrema del elemento sean menor que  $0.20f'c$ , se deberá cumplir con lo señalado en ACI 21.9.6.5.

En resumen, para regiones sísmicas siempre se debe disponer de elementos de borde como cabezales con un espesor mayor a la del alma del muro. Estos cabezales deberán proveerse de una concentración de acero longitudinal y confinarse siguiendo los mismos requisitos de una columna; según la demanda, deberán extenderse los cabezales a lo largo de todo el muro o de existir menor demanda en las secciones superiores se podrá discontinuar los mismos. En el caso de que ninguna de las dos limitaciones se cumpla se podrá disponer de un muro sin cabezales y deberá cumplir con ACI 21.9.6.5 como se mencionó. Para muros con alas se usará un sobre ancho efectivo definido en ACI 21.9.5.2 igualmente ya mencionado en la subsección anterior.

El literal ACI 21.9.6.4(b) menciona que en las secciones con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y este se debe extender por lo menos 300 mm. (12in.) dentro del alma (figura 7).

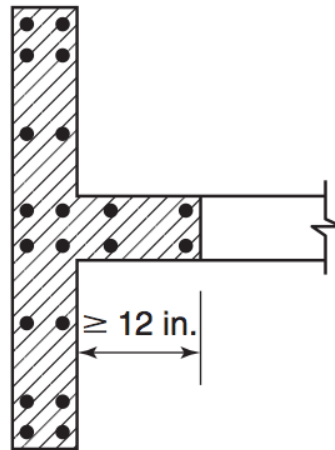


Figura 6. Extensión necesaria de la región especial de confinamiento dentro del alma del muro.  
[Tomado de Wight & MacGregor (2013)]

Con respecto al refuerzo transversal, este debe ser especialmente confinado en los elementos de borde y deben satisfacer los mismos requerimientos del refuerzo de confinamiento para columnas dado en el ACI 21.6.4.4 con la excepción que la ecuación ACI 21-4 no debe ser satisfecha y el límite de espaciamiento del refuerzo transversal del ACI 21.6.4.3(a) deberá ser  $1/3$  de la menor dimensión del elemento de borde.

## 2.4. Conexiones viga-muro.

Uno de los principales objetivos de esta tesis es investigar y conocer la importancia de las conexiones en estructuras de hormigón armado dentro de la filosofía de un sistema de diseño sismo resistente, y comprender las recomendaciones para el diseño de las mismas. Como se mencionó en secciones anteriores, esta filosofía menciona que se debe conseguir que una estructura sea capaz de disipar la mayor cantidad de energía que transmite el suelo a la estructura durante un evento sísmico, de tal manera de que no colapse. Parte fundamental para lograr este objetivo es diseñar correctamente las conexiones

que forman parte del sistema estructural; en esta tesis es de especial interés las conexiones muro-viga.

Los estudios realizados en este campo llevan a recomendaciones de diseño que se basan esencialmente en el comportamiento de hormigón y el acero de refuerzo sometidos a cargas reversibles y laterales de alta magnitud. Además, se busca que los nudos, definidos como la porción de una estructura que es común a los elementos que se intersecan, se comporten como nudos rígidos e indeformables de tal manera que todas las suposiciones matemáticas echas a partir de ese modelo, sean correctas; de no ser así todo el cálculo estructural se vería afectado y sus resultados serían alejados de la realidad.

Como se mencionó en los capítulos introductorios, los estudios de las conexiones viga-muro están todavía en desarrollo a nivel mundial. Se ha llegado a conocer muy bien el comportamiento de las conocidas vigas de acople, que son conexiones dentro del plano que unen muros estructurales entre sí (figura 7a). Por ello, el ACI 318 incluye en su capítulo 21.9.7 las recomendaciones y disposiciones para el diseño de las mismas. Sin embargo, existen otro tipo de conexiones que aparecen cuando una viga del sistema de pórticos llega perpendicularmente a la pantalla del muro, formando una unión fuera del plano (figura 7b).

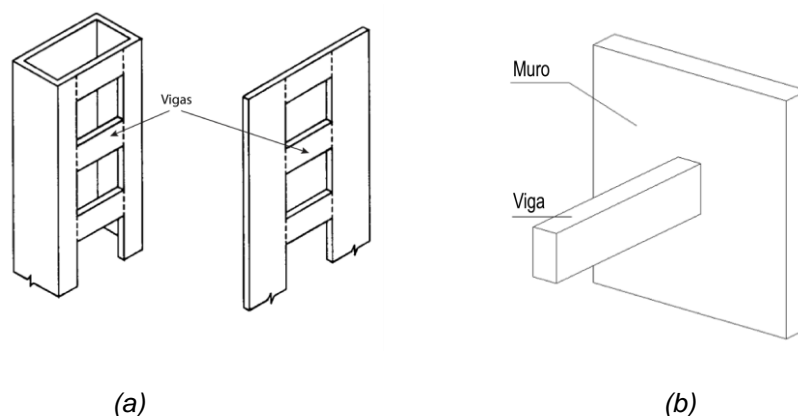


Figura 7. (a) Conexión dentro del plano o viga de acople. (b) Conexión fuera del plano.  
 [(a) Modificado de Kwan & Chan (2000). (b) Modificado de Bai & Bai (2012)]



La conexión viga-muro fuera del plano se encuentra comúnmente en los sistemas duales, pero debido a la complejidad de los esfuerzos que se producen por esta configuración, los cálculos y métodos de diseño de los nudos son aún problemas a resolver por los códigos de construcción a nivel mundial. En la actualidad los pioneros en estas investigaciones, colocando este tema como punto de investigación substancial, es el código chino de diseño de estructuras de hormigón. Es así, que hasta la fecha existe información escasa, comparada con lo logrado con las vigas de acople, disponible solamente en revistas y publicaciones científicas de varias universidades chinas, del colegio de ingenieros civiles de China y de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles o ASCE por sus siglas en inglés. En todas las publicaciones encontradas, los estudios son muy similares, con modificaciones varias pero en macro se basan en los mismos principios de estudio.

Chen, Shi & Mo (2012), en una publicación científica del ASCE, realizan un estudio detallado del comportamiento elástico de las uniones tipo viga-muro fuera del plano, las mismas que inducen momentos flectores en el muro en las secciones cercanas a la conexión. El estudio inicia proponiendo un método analítico aplicando Kirchhoff-Love o la teoría de placas clásica para estudiar el comportamiento estructural de la conexión fuera del plano, basándose en las ecuaciones de la mecánica de sólidos, en los principios de equivalencia, rigidez rotacional y energía de deformación. De este modo los autores proponen una conexión viga-muro interior (figura 8).

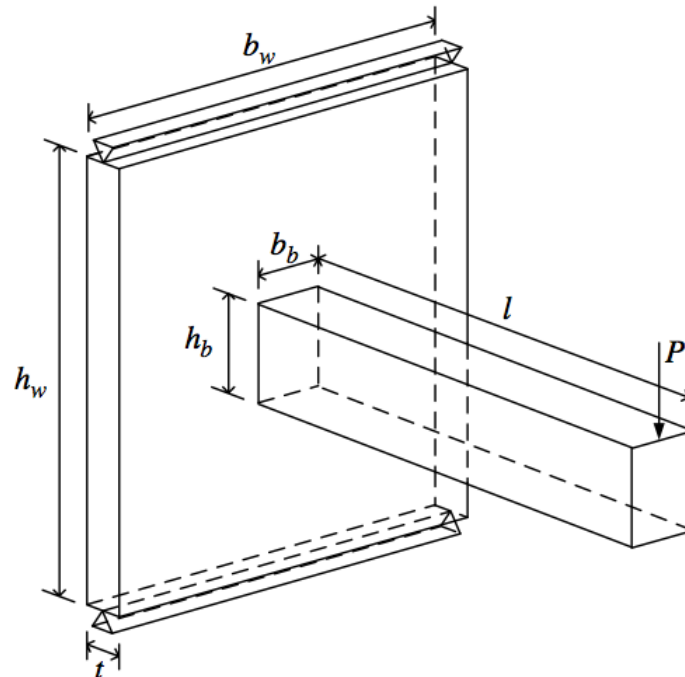


Figura 8. Conexión viga-muro fuera del plano.  
[Tomado de Chen, Shi & Mo (2012)]

Los bordes superiores e inferiores del muro se restringen a articulaciones, mientras que las restricciones en los demás bordes se consideran variables, tomando al muro como una placa orto trópica para analizar la contribución del refuerzo del muro. De igual manera se presta especial atención al estado límite de agrietamiento del concreto. Debido que la losa contribuye positivamente al muro estructural para afrontar la deformación fuera del plano, los efectos de la losa son despreciados en el modelo propuesto (Hongwei & Zhifei, 2010).

Con la formulación realizada de la teoría clásica de placas, se plantean las ecuaciones de esfuerzos y deformaciones que llevan a una serie de ecuaciones con solución analítica y matemática, con el fin de encontrar el momento flector en el nudo. Este método a la larga se torna engorroso e impráctico de resolver. Por esta razón, los mismos autores comentan que no es conveniente analizar el momento flector fuera del plano del muro usando la teoría de placas en la práctica

común de la ingeniería civil y, por lo tanto, se introduce el modelo de pórtico equivalente para simplificación, que es similar al que se hace en el análisis para sistemas losa-columna. En ese modelo, propuesto por Kwan y Chan (2000), el muro de corte puede ser reemplazado por una viga ficticia y una columna ficticia (figura 10) para resistir el momento flector fuera del plano producido por la viga perpendicular, basándose en algunos principios de equivalencia.

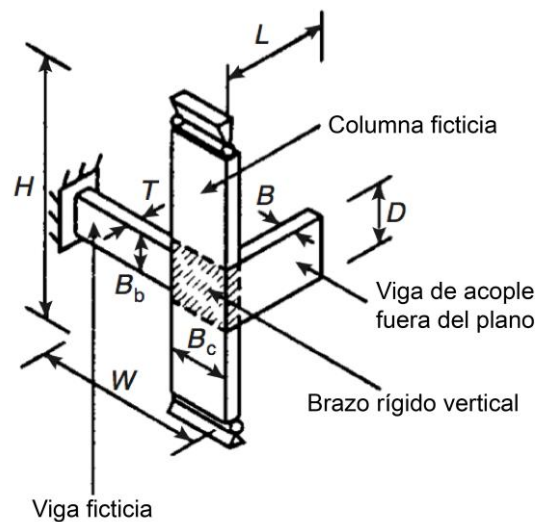


Figura 9. Modelo equivalente de pórtico de conexión viga-muro.  
[Modificado de Kwan & Chan (2000)]

La columna ficticia se asume que toma la altura y espesor propio del muro y de igual manera, el espesor de la viga ficticia adopta el grosor del muro. Es decir, el ancho  $B_c$  de la columna ficticia y la profundidad  $B_b$  de la viga deben ser determinadas. Sin embargo, otras investigaciones encontraron que la contribución a la torsión, fuera del plano, de la viga ficticia es menos del 5% (Kwan & Chan, 2000) por esta razón la viga ficticia puede ser rechazada y por lo tanto, se debe determinar solamente el ancho equivalente de la columna ficticia  $B_c$ . Finalmente, el modelo equivalente se convierte en un modelo de viga-columna articulado en el extremo superior e inferior como se enseña en la figura 11; y los autores

mencionan claramente que por lo tanto esta conexión viga-muro puede ser simplificada como una conexión viga-columna y que el ancho efectivo equivalente actúa como una columna para resistir el momento fuera del plano proveniente de la viga.

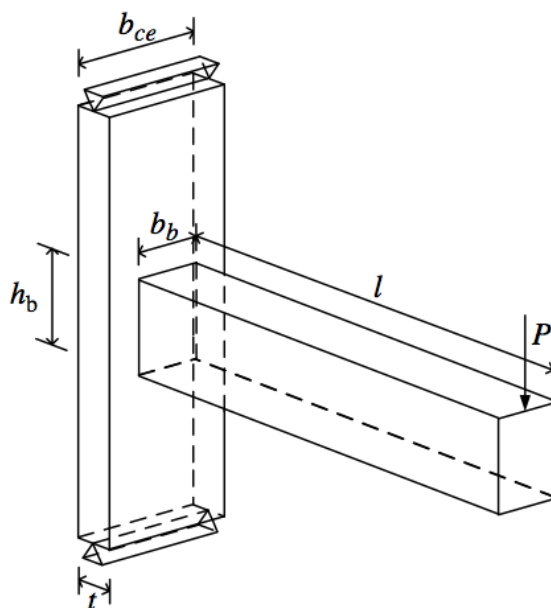


Figura 10. Modelo equivalente viga-columna.  
[Tomado de Chen, Shi & Mo (2012)]

Para determinar el ancho equivalente del muro  $b_{ce}$  que va a resistir los esfuerzos producidos por la viga fuera del plano, los autores proponen dos principios de equivalencia que son: el de la rigidez rotacional y la energía de deformación del nudo, y se van por el más común encontrado en la literatura que es el principio de la rigidez rotacional. Después de una serie de cálculos se obtiene una expresión larga y complicada para el ancho equivalente del muro de corte y se realizan estudios de la influencia de cada uno de los parámetros de la ecuación para llegar a la conclusión que la altura del entrepiso y el peralte de las vigas son los factores geométricos más influyentes. Con respecto al refuerzo de

acero del muro, los autores consideraron un muro con doble capa de refuerzo en las dos direcciones y con diferentes diámetros de varillas. Se calcula el ancho efectivo del muro con los refuerzos y se los compara con solamente hormigón y observan que el ancho efectivo no cambia en nada cuando se usa refuerzo del mismo diámetro en las dos direcciones, mientras que si se incrementa el diámetro en la dirección  $x$  el ancho efectivo empieza a descender muy lentamente. Además, en las aplicaciones reales, la cuantía de acero es menor que el 1% y, por lo tanto, en los análisis elásticos los efectos del refuerzo son usualmente excluidos y los muros de corte pueden ser tratados como un elemento isotrópico en la mayoría de los casos. Después del agrietamiento del hormigón, los efectos de la cuantía de refuerzo deben ser considerados.

Con todo esto, en contexto, los autores llegan a 3 conclusiones muy importantes:

- ✓ En la mayoría de los casos de interés práctico, es decir, cuando el muro de corte tiene un refuerzo isótropo, puede ser tratada como isotrópico. Cuando la anchura del muro es mayor que la altura del entrepiso, la rigidez rotacional y la energía de deformación del muro son independientes de la condición de contorno que se utiliza para representar la interacción de la pared con el resto de la estructura.
- ✓ El análisis y diseño de muros de corte sometidos a flexión fuera de plano se puede simplificar en gran medida mediante la introducción de un ancho de flexión equivalente, lo que hace posible el tratamiento de la pared como una columna. El ancho de flexión equivalente se puede determinar mediante el uso de los principios de equivalencia para rigidez rotacional y la energía de deformación.

- ✓ El estudio paramétrico muestra que la anchura equivalente del muro, que depende en gran medida de altura de piso y la sección transversal de la viga, se puede calcular por medio de una expresión simplificada, que de acuerdo con los resultados experimentales parece ser bastante buena y, que además, por la falta de consideración de la altura de piso o el peralte de viga en las fórmulas propuestas por otros autores, se traduce en una desviación más grande con los resultados de las pruebas realizadas por ellos.

La fórmula simplificada para determinar el ancho a flexión equivalente es:

$$b_e = a_1 h_b + a_2 h_w + \frac{b_b}{h_b}^{a_3} \quad [16]$$

Donde  $h_b$  es el peralte de la viga,  $h_w$  la altura de la sección del muro o altura del entre piso,  $b_b$  es el ancho de la viga y  $a_1$ ,  $a_2$  y  $a_3$  son constantes determinadas a través de los principios de equivalencia antes mencionados y para el principio de rigidez,  $a_1 = 1.97$ ,  $a_2 = 0.28$  y  $a_3 = 0.07$ .

Finalmente Kwan y Chan, en su publicación, concluyen que analizando los resultados numéricos de los modelos uno por uno, se ha encontrado que, en general, más de 70% del momento de flexión que genera la viga es resistida por la proporción del muro dentro del ancho efectivo de la columna ficticia. Por simplicidad, por lo tanto, se puede suponer que la totalidad del momento de flexión que genera la viga es resistida por una tira vertical del muro que tiene una anchura igual al ancho efectivo  $b_e$  de la columna ficticia. En cuanto al armado, la tira vertical del muro que tiene un ancho igual al ancho efectivo de la columna ficticia, que se supone que resiste todo el momento de flexión generado desde la viga, *se debe diseñar y detallar como una columna, teniendo en cuenta el*

*momento de flexión que actúa sobre él en conformidad con el código correspondiente en la práctica.* Por otro lado, al detallar el refuerzo de la viga, el momento de flexión inducido en los extremos de la viga debido a la interacción viga-muro se debe distribuir adecuadamente para ese efecto y el refuerzo longitudinal proporcionar anclaje dentro del muro.

## **2.5. Conexiones viga-columna.**

Tal como se mencionó en la sección anterior, las conexiones y su correcto diseño son parte fundamentales para el buen desempeño de la estructura durante los eventos sísmicos. Las conexiones viga-columna se pueden encontrar en el ACI 318 capítulo 21 para regiones sísmicas; sin embargo el ACI vio la necesidad de ampliar esta información por experiencias previas y evidencias de colapsos de edificios donde las principales fallas se han visto concentradas precisamente en las regiones de las conexiones. Es así que en el 2002 el comité 352 publica las recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna en estructuras monolíticas de hormigón armado. Este documento conocido como el ACI 352R-02 re-aprobado en el 2010, contempla recomendaciones de diseño para las conexiones típicas fundidas in situ y toman varios nombres de acuerdo a su configuración (figura 11).

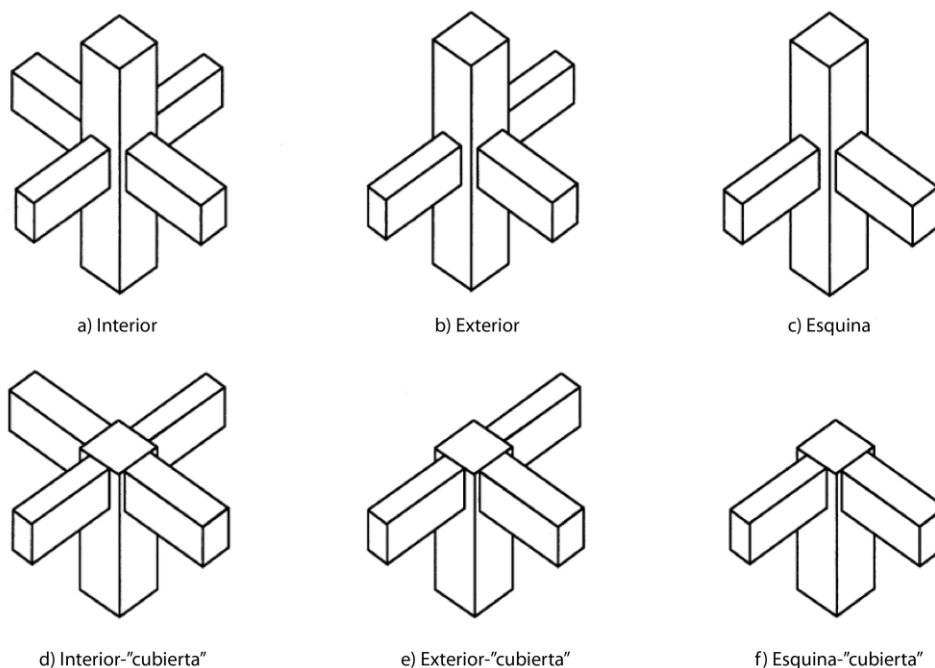


Figura 11. Conexiones típicas viga-columna (no se muestra la losa por claridad).  
[Modificada de ACI 352R-02]

Además, en el documento se definen 2 tipos de conexiones, según las condiciones de carga y deformaciones anticipadas de los miembros conectados frente a cargas laterales, que para los fines de esta tesis se usará solamente conexiones de Tipo 2, que son aquellas que se diseñan en zonas sísmicas con el fin de satisfacer los requerimientos de ductilidad, esfuerzos y desempeño de la conexión dentro del sistema estructural frente a cargas laterales de corte e inversión momentos generados por los terremotos. Es importante mencionar que el comité menciona que estas recomendaciones se pueden extender a los casos donde se presente similares condiciones estructurales y de cargas.

Las recomendaciones abarcan los siguientes puntos:

- ✓ Dimensiones de los miembros que conforman la conexión.
- ✓ Confinamiento del núcleo de la columna en la región del nudo.
- ✓ Control de los esfuerzos de corte en el nudo.



- ✓ Relación de capacidad columna-viga a la flexión en la conexión.
- ✓ Acero de refuerzo en el nudo.
- ✓ Detalles de las columnas y vigas que llegan al nudo.

En el caso que se analiza en esta tesis, las conexiones viga-muro fuera del plano se deberán tratar como conexiones viga-columna, siguiendo la recomendación de las investigaciones disponibles hasta la fecha, basadas en los estudios, análisis numéricos y pruebas de laboratorio ya expuestas en la sección anterior y que pueden ser verificadas a fondo en los documentos que constan en la bibliografía citada. De tal modo y, siguiendo con esas recomendaciones, la conexión viga-muro se resume en definir un ancho efectivo del muro,  $b_e$ , que actúa como columna para resistir los esfuerzos. Más allá, analizando la geometría de los edificios que se van a estudiar, se dan dos casos en particular:

- 1) En el caso que no se requiera elementos de borde en el muro estructural, las vigas que llegan al muro lo hacen directamente a la pantalla y efectivamente se deberá encontrar el ancho efectivo ( $b_e$ ) que actúa como columna y diseñar de acuerdo al enfoque viga-columna.

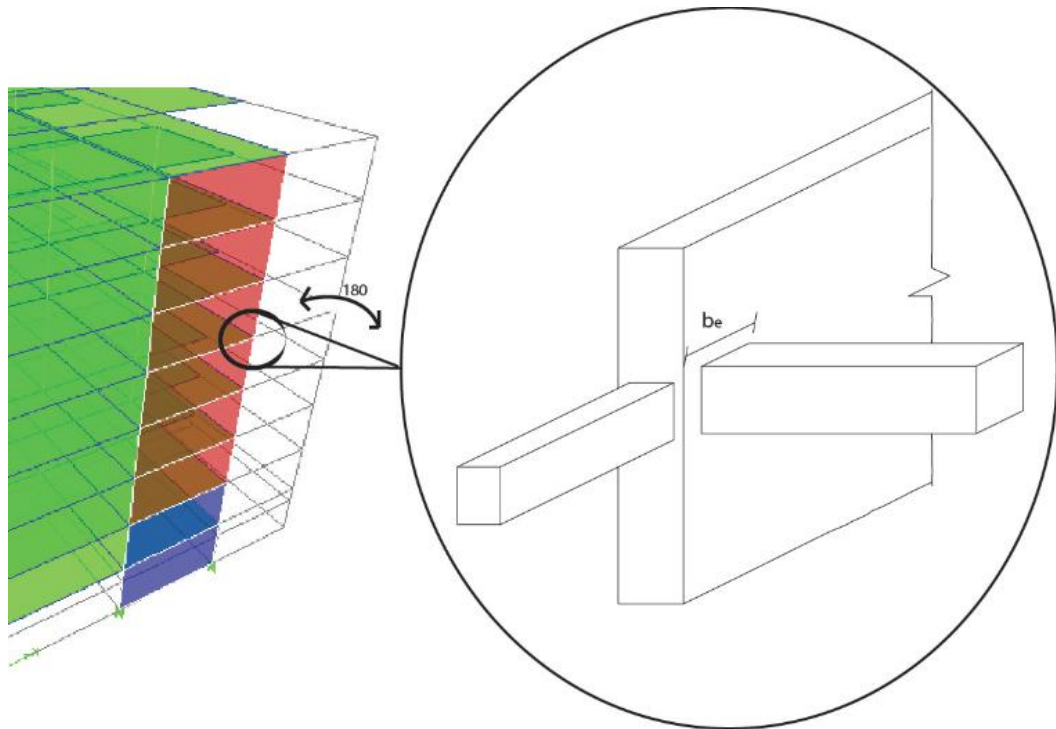
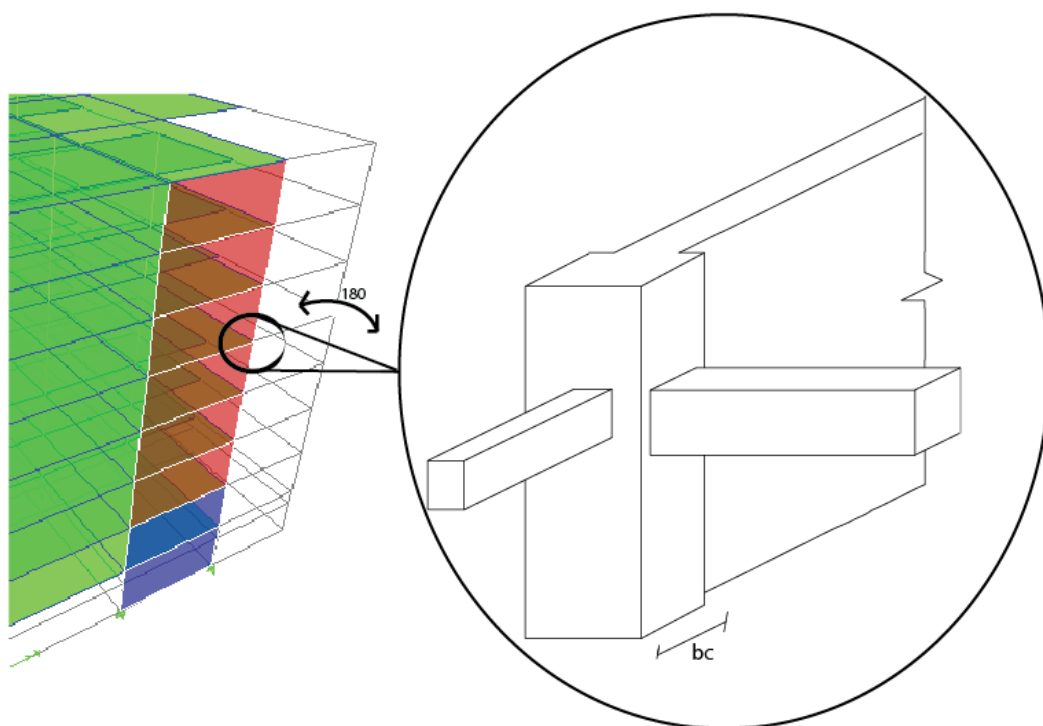


Figura 12. Conexión tipo viga-muro caso 1.

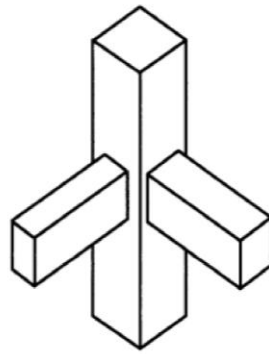
Sin embargo, al considerarse en esta tesis una región sísmica para el análisis de los edificios, el ACI capítulo 21 exige siempre la colocación de muros estructurales con elementos de borde tipo cabezal, salvo la excepción poco común que ya se mencionó en la sección de normativas de muros estructurales.

- 2) El segundo caso que se da es cuando el muro de corte presenta elementos de borde en los extremos con un ancho de ala mayor al del espesor del muro y, precisamente las vigas que llegan a este elemento llegan a una sección del muro armada y diseñada como una columna con dimensiones ya establecidas.

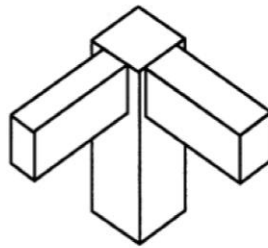


*Figura 13. Conexión tipo viga-muro caso 2.*

En ambos casos, la única configuración que se va a tener en este proyecto es la de una conexión de esquina en la cual convergen únicamente dos vigas al elemento de borde o al muro en sí, la misma que se convertirá en una conexión viga-columna basándose en las investigaciones y avances técnicos hasta la fecha como se explicó en la anterior sección. Los muros de este tipo y las conexiones dentro de este contexto serán de especial interés de esta tesis y se mostrará el método de cálculo que se eligió a través de un ejemplo.



c) Esquina



f) Esquina-"cubierta"

*Figura 14. Conexión tipo para todos los casos de las uniones viga-cabezales de muro.  
[Modificada de ACI 352R-02]*

En las secciones siguientes de diseño de los edificios, también se realizarán los chequeos correspondientes de las conexiones viga-columna comunes propiamente dichas; sin embargo, los detalles a fondo detrás de esas verificaciones se pueden encontrar en Merino (2014), ya que retomar cada especificación llevaría a una recreación similar en contenido.

### **3. DISEÑO SISMO SRESISTENTE DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO.**

#### **3.1. Metodología.**

Para el diseño sismo resistente de los edificios en hormigón armado se usará el programa de cálculo estructural ETABS, ya que permite realizar el análisis y diseño ágilmente y proporciona la facilidad de ejecutar las iteraciones necesarias para cumplir los requerimientos del proyecto. Primero que nada, se realizará una verificación a mano de los valores de diseño que reporta el programa, verificando la capacidad a momento y corte de las conexiones con la finalidad de tener la seguridad de estar realizando un correcto uso del programa y obteniendo resultados acordes a las normas ya mencionadas en este documento. Para este fin se usará el modelo propuesto por Guerra (2013) en su libro de diseño sismo resistente de edificios utilizando ETABS segunda edición. En esta verificación de resultados se explicará el procedimiento y los detalles necesarios y, posteriormente, en el diseño ya de los edificios que se van a analizar concretamente en esta tesis se proveerán resultados y cálculos breves.

##### **3.1.1. Verificación de resultados con ejemplo de Guerra (2013).**

Como se explicó en la sección anterior, en los casos que se analizan en esta tesis la configuración estructural correcta lleva a una disposición de muros uniformemente distribuidos. Es así que se observó que en la práctica, la mayoría de veces, las conexiones viga-muro que aparecen son del tipo de conexión de esquina. De igual manera se hace hincapié, como se explicó antes, que por recomendaciones basadas en experimentación y cálculos las conexiones viga-muro se deben diseñar como conexiones viga-columna de acuerdo a los códigos

correspondientes. En el modelo de Guerra (2013) (figura 15) se dispone a la estructura con dos muros de corte lo más simétricos posibles con elementos de borde de las mismas dimensiones.

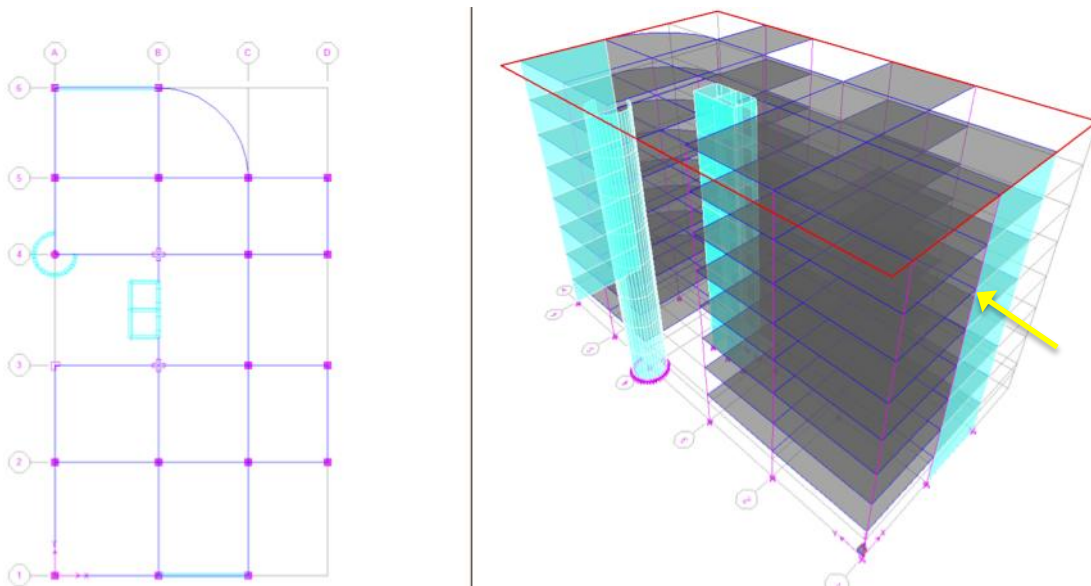


Figura 15. Modelo propuesto por Guerra (2013).

Se verifica entonces la capacidad a flexión y el cortante en el nudo del eje 1-B del piso 6, que se traduce en el caso particular 2 de una conexión de esquina debido a la presencia del muro estructural. De no existir el muro, la conexión sería una conexión de borde.

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Columnas de 50x50 cm.

Vigas de 30x60 cm. Con recubrimiento de 5 cm.

**Relación capacidad a flexión columna-viga:**

**Plano X-Z:**

Acero de refuerzo:



Viga izquierda:

$$A_s(-) : 11.193 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+): 5.625 \text{ cm}^2$$

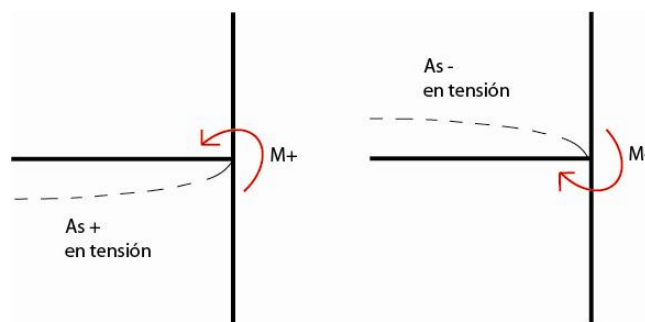
Resistencia nominal de las vigas a flexión:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad [17]$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad [18]$$

Se calcula la resistencia a flexión como vigas simplemente armadas ya que así calcula el ETABS por simplicidad y agilidad en los cálculos.

Se debe considerar la inversión de momentos productos del sismo por lo que se tiene inevitablemente un momento positivo y otro negativo y por lo tanto el acero en tensión varía según el caso.



*Nudo de esquina*

Para obtener la relación a flexión de columna-viga se debe seleccionar la situación más crítica. Debido a que se busca obtener el requerimiento mínimo de flexión que resisten las columnas frente a una carga axial mayorada de 1.2 veces

mayor a la nominal de las vigas (según ACI 318), se debe buscar la situación más crítica, que para el caso de las vigas será la que de mayor momento mientras que en las columnas se busca el menor momento que pueden recibir durante un evento sísmico. Al ser una conexión de tipo esquina solamente se tiene una viga por plano que llega a la cara del nudo:

Momento positivo (anti horario):

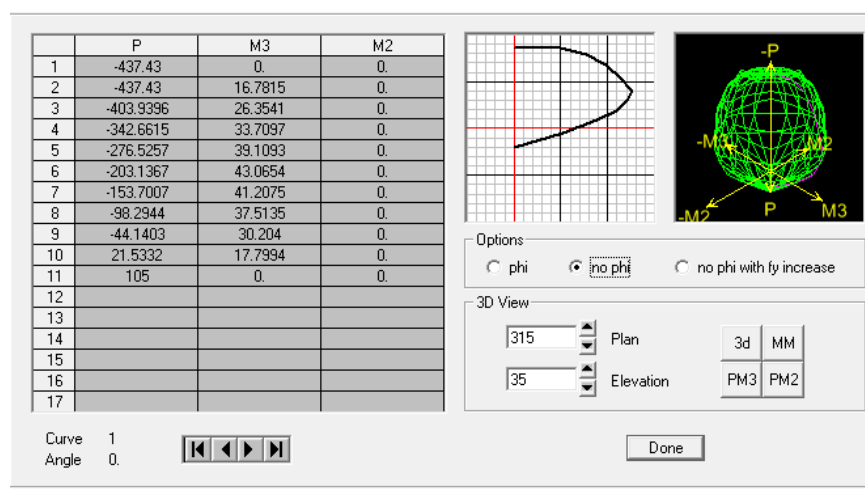
a(+) [cm]	Mn(+) [T-m]
4.412	12.473

Momento negativo (horario):

a(-) [cm]	Mn(-) [T-m]
8.779	23.792

Por lo tanto el mayor momento se da en el sentido horario y es 23.792 T-m.

Para obtener la resistencia de las columnas se debe buscar la carga axial que genere el menor momento, esto se lo puede obtener a través del diagrama de interacción de la columna:





Para ingresar al diagrama debemos conocer las cargas mayoradas que actúan sobre la columna durante un sismo. Para lo cual se usa la combinación de cargas del ACI 318-08 9.2.1 únicamente las que incluyen el sismo:

$$U = 1.2D + 1.0L \pm 1.0E \quad [19]$$

$$U = 0.9D \pm 1.0E \quad [20]$$

Los valores de carga axial que reporta el ETABS para la columna superior son:

Tipo	P (T)
D	-18.87
L	-2.97
S <sub>x</sub>	6.75
S <sub>y</sub>	1.32
E <sub>x</sub>	10.67
E <sub>y</sub>	1.96

Se busca la combinación de carga que produzca la carga mínima:

$$P_{u,\min} = -6.313 \text{ T}$$

Ingresando al diagrama de interacción con la carga -6.313 T se obtiene el momento relacionado a la misma mediante una interpolación; por lo tanto:

$$M_{\min} = 23.06 \text{ T-m}$$

De igual manera se debe verificar el momento mínimo que aporta la columna inferior al nudo. Los valores de carga axial que reporta el ETABS para la columna inferior son:

Tipo	P (T)
D	-26.39
L	-4.39
S <sub>x</sub>	19.13
S <sub>y</sub>	4.75
E <sub>x</sub>	24.42
E <sub>y</sub>	5.24

$$P_{u,\min} = 0.669 T$$

$$M_{\min} = 21.74 T\text{-m}$$

Definidas las situaciones más críticas tanto para columnas y vigas que confluyen en el nudo en el plano x-z se puede obtener la relación de flexión:

$$\frac{M_{\min,c}}{M_{n,v}} = \frac{23.06 + 21.74}{23.79} = 1.88$$

El valor calculado por el ETABS es:



La diferencia entre el valor calculado manualmente y el valor que calcula el ETABS es de 0.015 lo cual es poco significativo; sin embargo, puede deberse a varias razones, siendo tal vez la más importante la interpolación que se realizó con el diagrama de interacción en el cual se asumió un comportamiento lineal lo

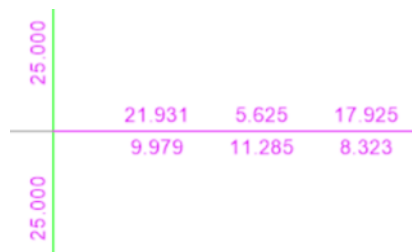
cual no es 100% verdad; sin embargo como ejemplo demostrativo el resultado es bastante bueno.

Es importante mencionar además, que el valor de 1.2 corresponde al chequeo de flexión en el nudo con el cual se asegure obtener una articulación plástica y evitar que el nudo falle cuando la estructura se someta a la acción de los sismos y pueda sobrepasar el rango lineal sin colapsar; este chequeo en la literatura y en la práctica se lo conoce como columna fuerte-viga débil.

Faltaría el chequeo del nudo en el otro plano perpendicular:

### Plano Y-Z:

Acero de refuerzo:



$$As(-) : 21.931 \text{ cm}^2$$

$$As(+): 9.979 \text{ cm}^2$$

Momento positivo (anti horario):

a(+) [cm]	Mn(+) [T-m]
7.83	21.41

Momento negativo (horario):

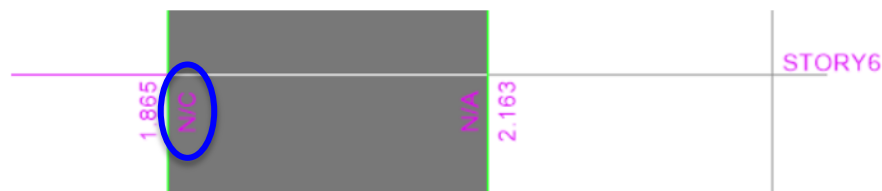
a(-) [cm]	Mn(-) [T-m]
17.20	42.74

El mayor momento se da en el sentido horario y es 42.74 T-m.

La resistencia de las columnas no es necesario volverlas a calcular ya que las columnas al ser cuadradas presentan el mismo diagrama de interacción y por ende la misma resistencia en las dos direcciones y los momentos mínimos serán los mismos. Por lo tanto:

$$\frac{M_{min,c}}{M_{n,v}} = \frac{23.06 + 21.74}{42.74} = 1.05 < 1.2 \quad \text{No/Cumple}$$

Podemos observar que no cumple el nudo con el requerimiento mínimo a flexión. El valor obtenido con el ETABS es:



N/C significa que el requerimiento por flexión es menor de 1.2 y por lo tanto el nudo no cumple, lo que concuerda con el cálculo a mano. Es importante comentar en este punto que el valor de 1.2 es un número conservador, como lo menciona el comité del ACI y que responde principalmente a motivos económicos, mientras que se asegura, en base a investigaciones y ensayos de varios autores, que para garantizar la fluencia del acero de las vigas mucho antes que el de las columnas se tengan relaciones en el orden de 3.0 en los casos de momentos biaxiales en zonas sísmicas.

#### **Relación capacidad a corte del nudo:**

El ETABS obtiene esta relación como:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} \quad [21]$$

Donde  $V_u$  es el cortante mayorado de demanda y  $V_n$  la resistencia nominal al corte y  $\phi$  es el coeficiente de reducción de resistencia que para el cortante es

0.85; por lo tanto, esta relación debe ser menor a 1 para que pase el chequeo el nudo.

### Plano X-Z:

Se recuerda que se verifica en el mismo nudo 1-B del piso 6.

Acero de refuerzo en la Viga izquierda:

$$A_s(-) : 11.193 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+): 5.625 \text{ cm}^2$$

En el cálculo del cortante se debe multiplicar al valor de  $f_y$  por un factor de sobre esfuerzo  $\alpha = 1.25$ , el cual modela el comportamiento del acero una vez que empieza a fluir y se produce un endurecimiento del mismo en este estado. El ETABS no usa este factor para el cálculo de la capacidad a flexión del nudo pero si lo hace para verificar la capacidad al cortante.

Momento positivo (anti horario) ( $\alpha$ ):

a(+) [cm]	Mn(+) [T-m]
5.515	15.428

Momento negativo (horario) ( $\alpha$ ):

a(-) [cm]	Mn(-) [T-m]
10.974	29.095

$V_u$  se obtiene de la siguiente fórmula del ACI 352:

$$V_u = T_{b1} + C_{b2} - V_{col} \quad [22]$$

$$T_{b1} = A_{s1} \alpha f_y \quad [23]$$

$$C_{b2} = T_{b2} = A_{s2} \alpha f_y \quad [24]$$

Donde  $T_{b1}$  es la fuerza de tensión en la viga 1,  $C_{b2}$  es la compresión en la viga 2, que al ser vigas simplemente armadas, es igual a la tensión de la viga 2, para este caso de una conexión de esquina solo se tiene una viga que llega al nudo por lo tanto se toma en cuenta solo  $T_{b1}$ , y  $V_{col}$  es el cortante de la columna:

$$V_{col} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{h} \quad [25]$$

Donde  $M_{n1}$  y  $M_{n2}$  son las resistencias nominales de las vigas y  $h$  la altura de entre piso más la altura de la viga con mayor peralte; de igual manera solo se entra en consideración  $M_{n1}$  por ser conexión tipo esquina.

$V_u$  será el mayor cuando la fuerza de tensión y compresión en las vigas que llegan al nudo sean las mayores y esto coincide con el área de refuerzo más alta.

$T_{b1}$ [T]	58.763
$V_{col}$ [T]	8.8167
$V_u$ [T]	49.946

Queda conocer la resistencia nominal al corte que se calcula con la ecuación del ACI 352:

$$V_n = 0.083\gamma \overline{f'_c} h_c b_j \quad MPa \quad [26]$$

Donde  $h_c$  es la dimensión de la base de la columna en la dirección paralela al cortante en consideración,  $b_j$  es el ancho efectivo del nudo,  $\gamma$  es una constante dada según la geometría del nudo.

El valor de  $\gamma$  es igual a 12 para conexiones de esquina y/o en las que el ancho de cada viga es menor que 3/4 el ancho de la columna; para el caso en análisis el valor de  $\gamma$  será igual a 12. Para el cálculo de  $b_j$  existe una discrepancia

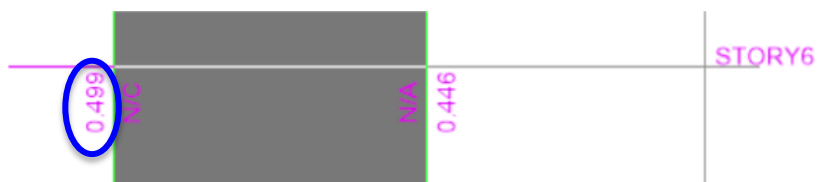
entre las recomendaciones del ACI 352 y el ACI 318 la cual se discute en Merino (2014) y es un hecho importante a tomar en cuenta, ya que en las verificaciones por cortante el hecho de usar una recomendación u otra hace que el nudo pase o no pase el chequeo siendo la más exigente el ACI 352. Debido a que la finalidad de esta sección es verificar el diseño proporcionado por el ETABS con los cálculos a mano se opta por la recomendación del ACI 318-08 que es con la cual el ETABS realiza sus cálculos; en este manual el ancho efectivo es siempre el ancho de la columna. Por lo tanto:

$f'_c$ [MPa]	20.58
$\gamma$	12
$h_c$ [m]	0.50
$b_j$ [m]	0.50
$V_n$ [MN]	1.1296
$V_n$ [T]	115.646
$\phi V_n$ [T]	97.975

Finalmente:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{49.946}{97.975} = 0.509$$

El valor calculado por el ETABS es:



En el plano X-Z el valor que arroja el ETABS es de 0.499 comparado con el calculado a mano de 0.509 se tiene una diferencia de 0.0108 que cae en un rango aceptable de confianza y que además es parecida a lo que se obtuvo para la flexión; esta diferencia una vez más puede deberse a varias razones que se pueden afinar, como el coeficiente 0.083 de la ecuación que se podría usar más exacto ya que es el factor para cambio de unidades de la fórmula original que está en psi.

### Plano Y-Z:

Viga izquierda:

$$As(-) : 11.193 \text{ cm}^2$$

$$As(+): 5.625 \text{ cm}^2$$

Momento positivo (anti horario) ( $\alpha$ ):

a(+) [cm]	Mn(+) [T-m]
9.7875	26.251

Momento negativo (horario) ( $\alpha$ ):

a(-) [cm]	Mn(-) [T-m]
21.50	32.607

$T_{b1}$ [T]	115.138
$V_{col}$ [T]	9.881
$V_u$ [T]	105.257

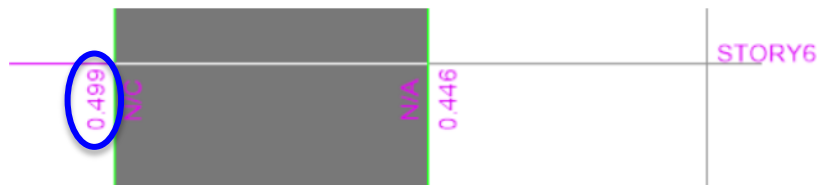
$f'_c$ [MPa]	20.58
--------------	-------



$\gamma$	12
$h_c$ [m]	0.50
$b_j$ [m]	0.50
$V_n$ [MN]	1.1296
$V_n$ [T]	115.646
$\phi V_n$ [T]	97.975

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{105.257}{97.975} = 1.074 > 1 \quad \text{No/Cumple}$$

El valor calculado por el ETABS es:



Como ya se mencionó N/C significa que no cumple con el chequeo al cortante, lo que concuerda con el cálculo a mano, ya que el requerimiento del nudo es mayor que la resistencia nominal del mismo dando como resultado un valor mayor a 1 y por lo que el nudo no cumple. En esta sección es suficiente con chequear los valores que arroja el ejemplo pero en el diseño de los nudos ya de un edificio real se deberá cambiar las secciones o realizar otros cambios que permitan que el nudo cumpla con los requerimientos.

### 3.2. Antecedentes.

En esta sección se establece las estructuras que se van a analizar en la presente tesis. Los edificios que se proponen constan de 4, 8 y 12 pisos y son de

ocupación normal provistos de muros estructurales perimetrales uniformemente distribuidos. La geometría de los edificios propuestos es muy regular, debido a que se busca visualizar el comportamiento tal de la estructura y la influencia de los muros de corte en el desempeño de la estructura frente a las acciones de los sismos. La vista en planta propuesta para cada edificio será la misma, independientemente del número de pisos y se puede observar la configuración claramente en la figura 16. La altura de entrepiso es de 2.70 m y tiene luz de vigas de 6.0 m en ambas direcciones; no presentarán irregularidades en planta ni en elevación. Dichas estructuras serán sometidas a 3 diferentes sismos con diferentes períodos de retorno y probabilidad de excedencia; se usará el sismo de diseño común para estructuras de ocupación normal propuesto por la NEC de 475 años de período de retorno, uno de menor magnitud (menor período de retorno) y uno de mayor magnitud.

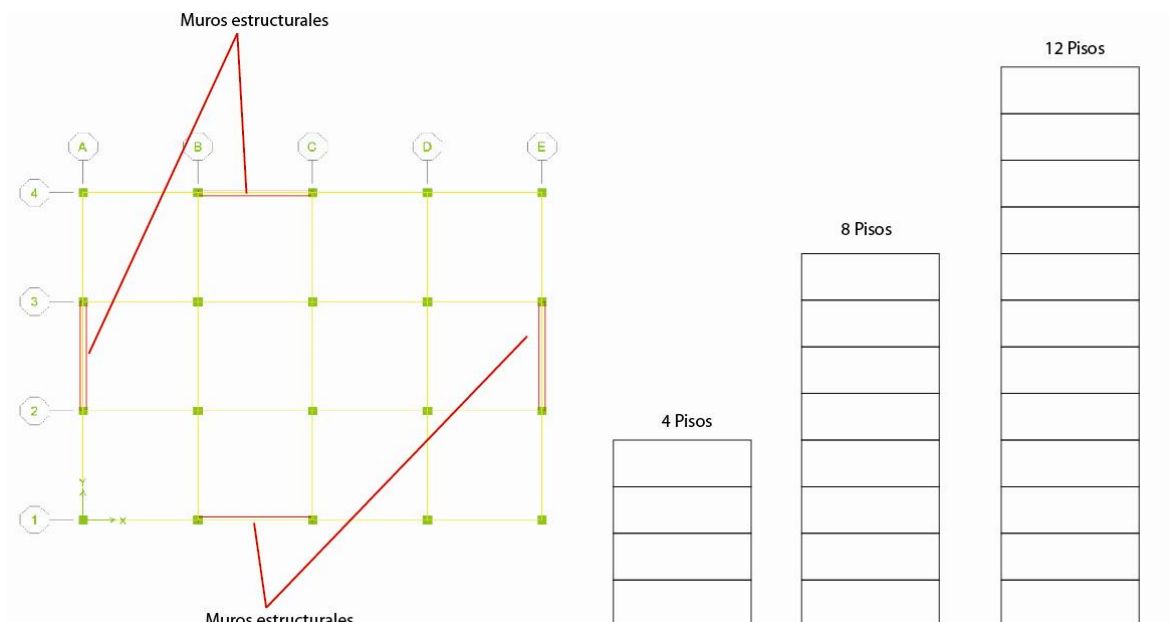


Figura 16. Vista en planta para todos los edificios (izquierda).

Las propiedades de los materiales en la estructura serán igualmente los de uso común en el Ecuador, de tal modo que se puedan analizar los costos en base a precios reales del mercado y estos puedan ser extendidos y comparados con estructuras similares existentes o futuras. Por lo tanto se usará para los 3 edificios un hormigón de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo con resistencia a la fluencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.3. Pre dimensionamiento.

Para el procedimiento de pre-dimensionamiento de los elementos estructurales se seguirá el método propuesto en Guerra (2013) que va de la mano con las recomendaciones del ACI.

#### 3.3.1. Losas.

Para el pre-dimensionamiento de losas se utilizará lo estipulado en el ACI 318-08 en la sección 9.5.3.3, donde se habla de losas dispuestas de vigas en sus cuatro bordes que es el caso que se tiene en esta tesis, y que presenta valores de  $\alpha_{fm}$  mayores que 0.2 pero menores a 2.0, con lo cual se aplica la siguiente ecuación para el espesor mínimo  $h$  que no debe ser menor de:

$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad [27]$$

Pero no menor que 125 mm. Donde  $l_n$  es la luz libre más larga del panel en mm,  $f_y$  el esfuerzo de fluencia del acero en MPa,  $\beta$  la relación de las dimensiones de los paneles de la losa y el  $\alpha_{fm}$  es un valor promedio, para todas las vigas, de la relación entre la rigidez a la flexión de una sección de viga y la rigidez a flexión de una franja limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes

(si los hay) a cada lado de la viga. Es seguro asumir un valor de  $\alpha_{fm}$  igual a 0.2 cuando no se tiene vigas interiores. Con ese valor, la ecuación se reduce y transformándola a unidades métricas se tiene:

$$h_{min} = \frac{l_n(800 + 0.0712f_y)}{36000} \quad [28]$$

Por lo tanto, con los valores para este proyecto se calcula el espesor mínimo de losa maciza:

$$h_{min} = \frac{6m(800 + 0.0712 \cdot 4200 \text{ kg cm}^2)}{36000}$$

$$h_{min} = 18.32 \text{ cm}$$

Una vez establecido el peralte de losa maciza, es necesario calcular un espesor de losa alivianada capaz de cumplir con las mismas exigencias de la losa maciza, para lo cual se debe calcular una inercia de losa equivalente. La sección tipo T es comúnmente utilizada para losas alivianadas con bloques de hormigón, donde el grosor de las alas que trabajan a compresión se pueden verificar mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{L_1}{12} \quad [29]$$

Donde  $L_1$  es la separación nervio a nervio. Para tener una idea más clara del esquema propuesto y la separación entre nervios se muestra la figura 17:

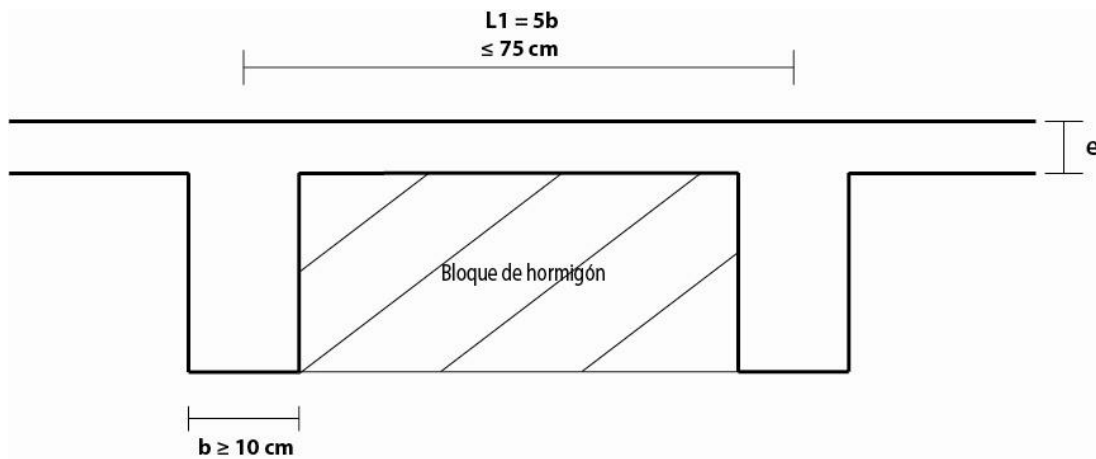


Figura 17. Vista en elevación del detalle de la losa alivianada.

El ACI recomienda que el ancho de cada nervio deberá ser al menos 10 cm y un peralte no mayor a 3.5 veces dicho ancho. De igual manera la separación entre nervios no será mayor que 75 cm. Se elige un ancho de nervio de 10 cm con lo que se tiene:

$$e = \frac{50\text{cm}}{12} = 4.16\text{cm} \approx 5\text{cm}$$

Ya se tiene las dimensiones de la sección impuesta, quedando solamente establecer el peralte total de la sección; se toma un peralte total de 30 cm de losa alivianada. Se muestra a continuación la sección de un solo nervio de losa alivianada impuesta:

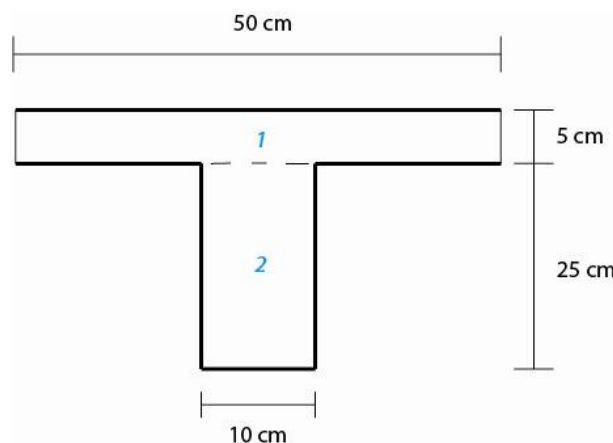


Figura 18. Vista en elevación de un solo nervio de losa alivianada.

Como se puede observar, se trabaja solo con un nervio de losa alivianada y al ser un proceso iterativo se verifica que la sección impuesta cumpla; para verificar si cumple o no, la sección impuesta debe tener la misma inercia que la sección de losa maciza.

Se calcula el centro de gravedad de la sección, para lo cual se ha dividido la sección en dos áreas rectangulares y se toma como plano de referencia la base de la figura:

Figura	Á (área cm <sup>2</sup> )	y (cm)	Ay (cm <sup>3</sup> )
1	250	27.5	6875
2	250	12.5	3125
	<b>500</b>		<b>10000</b>

$$y = \frac{Ay}{A} = \frac{10000}{500} = 20\text{cm}$$

El centroide de área se encuentra por lo tanto a 20 cm medidos desde la base de la sección. Conocido esto se calcula la inercia de la losa alivianada con respecto a su centro de gravedad aplicando el teorema de los ejes paralelos de Steiner:

$$I = \frac{50\text{cm} \times (5\text{cm})^3}{12} + 250\text{cm}^2(7.50\text{cm})^2 + \frac{10\text{cm} \times (25\text{cm})^3}{12} + 250\text{cm}^2(7.50\text{cm})^2$$

$$I = 41666.667\text{cm}^4$$

Esta inercia se iguala a una inercia de sección rectangular maciza de igual ancho b de 50 cm:

$$41666.667\text{cm}^4 = \frac{1}{12}bh^3$$

Se despeja el valor de h que sería el espesor de losa alivianada equivalente a una losa maciza:

$$h = \sqrt[3]{\frac{41666.667 \text{ cm}^4 \times 12}{50 \text{ cm}}} = 21.54 \text{ cm}$$

Con lo cual se verifica que la altura equivalente de losa alivianada supere la altura mínima que se calculó con el código:

$$h_{equiv} = 21.54 \text{ cm} > 18.32 \text{ cm} \quad \text{SÍ CUMPLE}$$

Se ve que la losa alivianada de 30 cm es adecuada. Es importante mencionar que este es un proceso iterativo en el cual se imponen ciertos valores y se verifica si cumple o no a través de la igualdad de inercias; en ciertos casos será necesario optimizar las secciones que estén muy por encima del valor necesario, en este caso se verificó un valor menor de losa alivianada de 25 cm de peralte y no cumple por lo que la sección impuesta en la primera iteración es la apropiada. El valor de h equivalente es el que usa para definir en el ETABS como el ancho de las losas.

A continuación se calcula la carga muerta de losas y las carga de pesos permanentes como enlucidos, masillados, recubrimiento de piso y mampostería. Si bien este cálculo no es necesario para introducirlo al ETABS, ya que el mismo calcula la carga muerta automáticamente con los pesos propios de todos los elementos estructurales con las secciones definidas por el usuario, estos valores son necesarios para el calculista con el fin de poder pre-dimensionar las vigas a colocarse y también para afinar el cálculo estructural al introducir los valores de carga permanente que no coloca el ETABS de manera automática.

Se muestra un corte de losa en elevación y en planta de un área de un metro cuadrado para calcular el peso propio de losa y peso permanente:

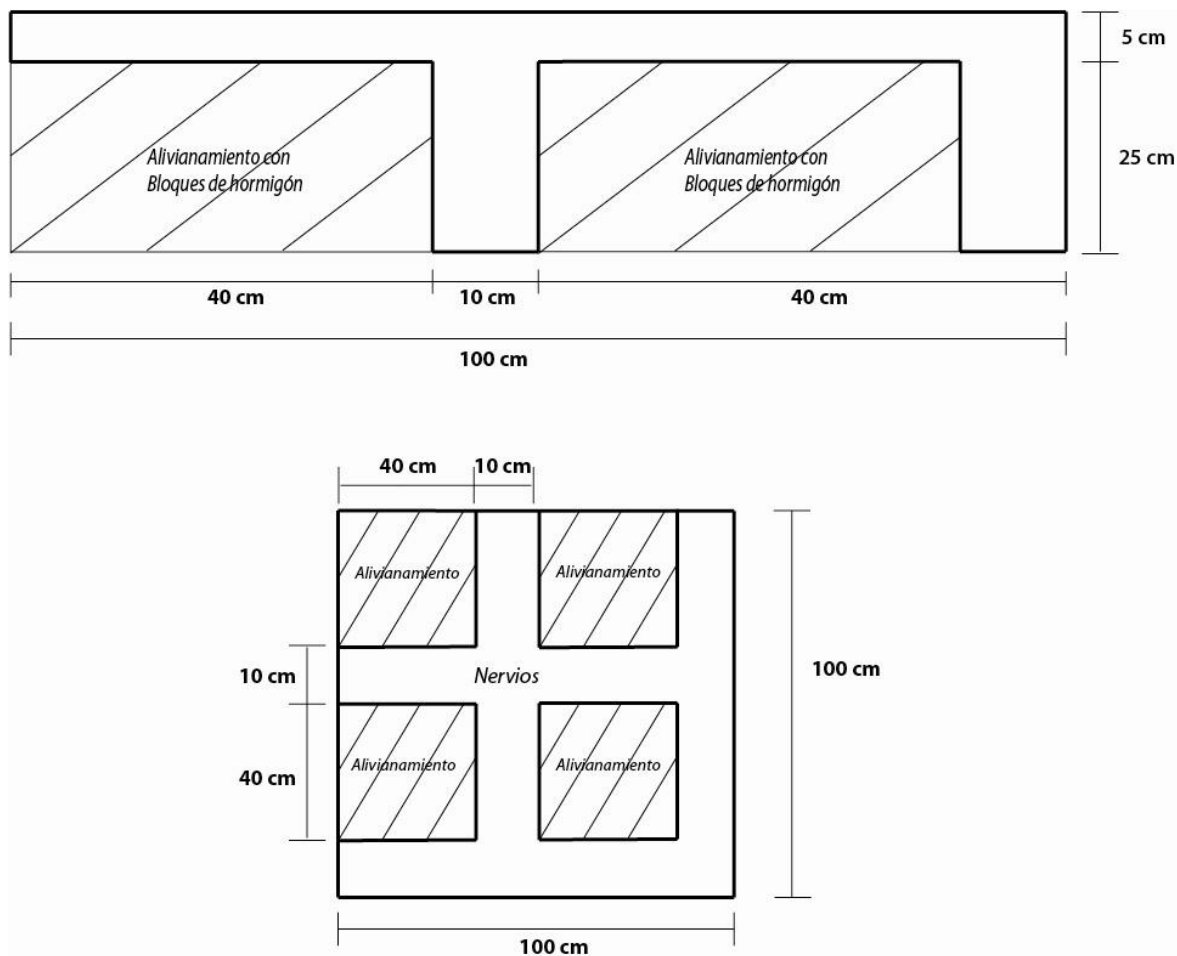


Figura 19. Vista en elevación (arriba) y en planta (abajo) de un  $m^2$  de losa.

Pesos propios (carga muerta):

- Peso de Nervios =  $0.1m * 0.25m * 3.6m * 2.4T/m^3 = 0.216 T$ .
- Peso de loseta de compresión =  $0.05m * 1m * 1m * 2.4T/m^3 = 0.12 T$ .
- Peso de alivianamiento (bloques de hormigón de 25cm de alto) =  
 $0.4m * 0.4m * 0.25m * 1.4T/m^3 * 4 = 0.224 T$ .

**Peso propio de losa =  $0.216T + 0.12T + 0.224T = 0.56 T / 1 m^2 = 0.56 T/m^2$**

Pesos permanentes (carga muerta):

- Enlucido (2cm) y masillado (2cm) =  $1m * 1m * 0.04 m * 2.2T/m^3 = 0.088 T$ .



- Recubrimiento de piso =  $1\text{ m} * 1\text{ m} * 0.02\text{ m} * 2.2\text{ T/m}^3 = 0.044\text{ T}$ .

- Peso de mampostería (se asume) =  $0.2\text{ T/m}^2$

**Peso permanente =  $(0.088\text{ T/m}^2) + (0.044\text{ T/m}^2) + (0.2\text{ T/m}^2) = 0.332\text{ T/m}^2$**

**Carga viva =  $0.2\text{ T/m}^2$**  (NEC 2013, Cap. 1, Carga viva para viviendas)

### 3.3.2. Vigas.

Para el pre-dimensionamiento de vigas es necesario conocer la carga que actúa sobre cada una de ellas. Dentro del sistema de losa, las cargas se distribuyen a sus elementos de borde (vigas) de manera triangular y o prismática. La distribución de carga sobre vigas de manera prismática se da cuando el área de losa en cuestión es rectangular, mientras que en un área de losa cuadrada se tiene una distribución de cargas de tipo triangular. En el caso que se analiza en esta tesis, como se observó en la vista en planta para todos los edificios, se tienen losas cuadradas de  $6\text{ m} \times 6\text{ m}$  por lo tanto aplica solamente la distribución de cargas de tipo triangular sobre las vigas de borde de cada área de losa. Este tipo de carga se puede transformar a una carga uniformemente distribuida de la siguiente manera:

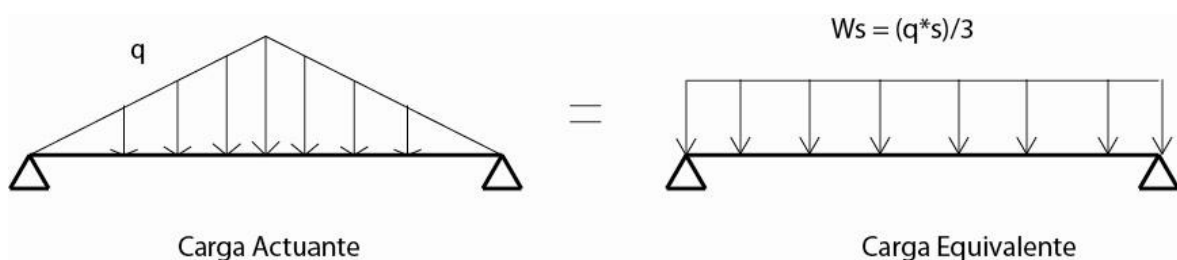


Figura 20. Transformación de cargas.

Donde  $W$  es la carga rectangular equivalente,  $q$  es la carga por metro cuadrado y  $s$  el lado menor que en este caso por ser cuadradas es único. Se debe

usar las cargas mayoradas y las combinaciones que considere el diseñador; en este caso se usan las combinaciones de carga de la NEC, las que no consideran sismo ya que en esta etapa de pre-dimensionamiento aún no se conocen las fuerzas sísmicas y no son necesarias tampoco para esta fase.

#### 1.4 D

#### 1.2 D + 1.6 L

Además se debe imponer una sección de viga para el cálculo del peso propio de las vigas. Como menciona Guerra, las dimensiones de esta sección se pueden establecer por experiencia o alternativamente es suficiente considerar un 20% de la carga muerta que se conoce que en estas instancias es el peso propio de losa más la carga permanente.

$$\text{- Peso propio de losa + carga permanente} = 0.56 \text{ T/m}^2 + 0.332 \text{ T/m}^2 = 0.892 \text{ T/m}^2$$

$$\text{- Peso propio de vigas} = 0.2(0.892 \text{ T/m}^2) = 0.1784 \text{ T/m}^2$$

$$\text{- Carga muerta TOTAL} = 0.892 \text{ T/m}^2 + 0.1784 \text{ T/m}^2 = \mathbf{1.07 \text{ T/m}^2}$$

$$\text{- Carga última 1} = 1.4 (1.07 \text{ T/m}^2) = 1.498 \text{ T/m}^2$$

$$\text{- Carga última 2} = 1.2 (1.07 \text{ T/m}^2) + 1.6 (0.2 \text{ T/m}^2) = 1.818 \text{ T/m}^2$$

Por lo tanto  $q = 1.818 \text{ T/m}^2$ . Como se explicó esta carga actúa de forma triangular en las losas y su equivalente carga rectangular es:

$$W_s = \frac{1.818 \frac{T}{m^2} * 6 m}{3} = 3.636 \frac{T}{m}$$

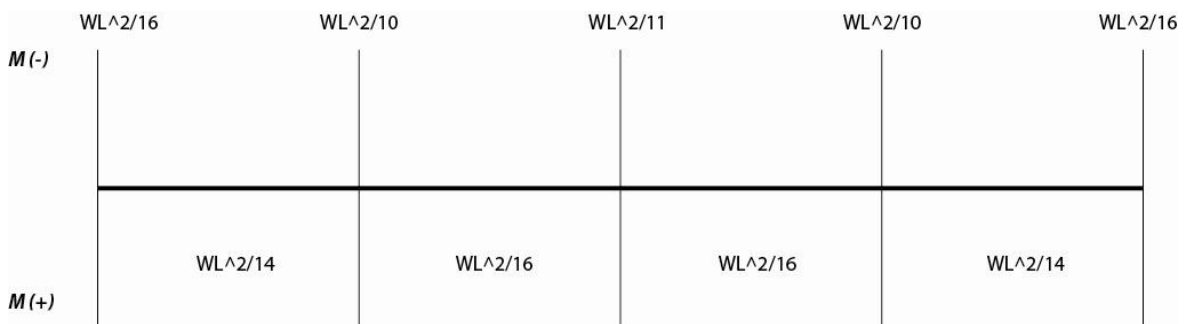
Esta sería la carga que recibe cada viga por unidad de longitud sin embargo, las vigas interiores que se encuentran en el medio de una losa reciben

esta carga por los dos lados por lo tanto la carga crítica será al multiplicar por 2, por lo tanto:

$$W_s = 3.636 \frac{T}{m} \times 2 = 7.272 \frac{T}{m}$$

El siguiente paso es determinar los momentos flectores en las vigas continuas. El ACI 318 en el capítulo 8 presenta una tabla para el cálculo de estos momentos de manera ágil y válida en función de la carga mayorada  $W$  y de la luz libre de cara a cara de los apoyos para momento positivo y para momento negativo el promedio entre las dos luces libres adyacentes. Con esas disposiciones se obtienen los valores de los momentos para dos ejes de pórticos, uno en cada dirección, ya que los edificios son simétricos y se tendría los mismos valores para los demás ejes en sus respectivas direcciones:

Eje en la dirección X:



Momentos negativos:

$$M_1 = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 16 = 16.362 \text{ T-m}$$

$$M_2 = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 10 = 26.179 \text{ T-m}$$

$$M_3 = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 11 = 23.799 \text{ T-m}$$

$$M_4 = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 10 = 26.179 \text{ T-m}$$

$$M_5 = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 16 = 16.362 \text{ T-m}$$

Momentos positivos:

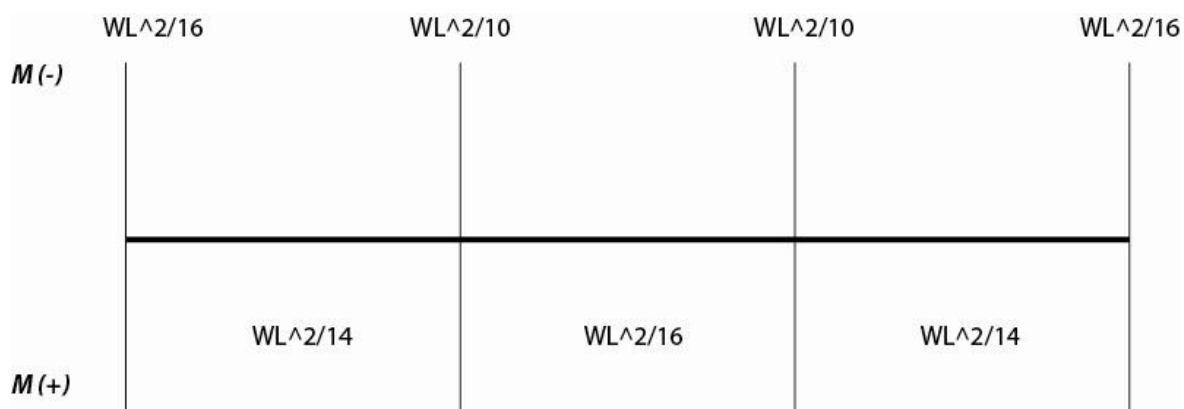
$$M_{1-2} = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 14 = 18.699 \text{ T-m}$$

$$M_{2-3} = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 16 = 16.362 \text{ T-m}$$

$$M_{3-4} = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 16 = 16.362 \text{ T-m}$$

$$M_{4-5} = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 14 = 18.699 \text{ T-m}$$

Eje en la dirección Y:



Momentos negativos:

$$M_1 = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 16 = 16.362 \text{ T-m}$$

$$M_2 = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 10 = 26.179 \text{ T-m}$$

$$M_3 = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 10 = 26.179 \text{ T-m}$$

$$M_4 = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 16 = 16.362 \text{ T-m}$$

Momentos positivos:

$$M_{1-2} = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 14 = 18.699 \text{ T-m}$$

$$M_{2-3} = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 16 = 16.362 \text{ T-m}$$

$$M_{3-4} = [7.272 \text{ T/m} * (6\text{m})^2] / 14 = 18.699 \text{ T-m}$$

Se obtiene el momento máximo de todos:

$$M_{\text{max}} = 26.179 \text{ T-m}$$

Se usa la siguiente ecuación de momento nominal:

$$M_n = R_u b d^2 \quad [30]$$

Donde  $M_n$  es el momento nominal,  $R_u$  es un factor de resistencia a la flexión,  $b$  el ancho de viga y  $d$  el peralte efectivo de viga. Para encontrar  $R_u$  se usa su definición:

$$R_u = \rho f_y \left( 1 - 0.588 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right) \quad [31]$$

Donde  $\rho$  es la cuantía de refuerzo,  $f_y$  el esfuerzo a fluencia del acero y  $f'_c$  la resistencia a la compresión del hormigón. Además, según NEC:

$$\rho = 0.5 \rho_b \quad [32]$$

Donde  $\rho_b$  es la cuantía de refuerzo balanceada de tal manera que la falla del hormigón y la del acero se generen al mismo tiempo y se la obtiene como:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y} \quad [33]$$

Donde  $\beta_1$  depende de la característica del hormigón. Para hormigones con  $f'_c$  menores a los 280 kg/cm<sup>2</sup> es igual a 0.85 y  $\varepsilon_y$  es el esfuerzo de deformación al cual el acero comienza a fluir igual 0.002 para este caso. Ya se tiene toda la información necesaria para calcular por lo tanto:

$$\rho_b = 0.85(0.85) \frac{210 \text{ kg cm}^2}{4200 \text{ kg cm}^2} \frac{0.003}{0.003 + 0.002}$$

$$\rho_b = 0.021675$$

$$\rho = 0.5 \cdot 0.021675 = 0.010838$$

$$R_u = 0.010838(4200) \left( 1 - 0.588 \frac{0.010838(4200)}{210} \right)$$

$$R_u = 39.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Además se sabe:

$$Mu = \phi Mn$$

$$Mu = \phi * Ru * b * d^2$$

$$\frac{Mu}{\phi} = 39.72 * b * d^2$$

Si se asume un ancho de viga  $b=25\text{cm}$ :

$$\frac{26.179T - m}{0.9} = 39.72 * 0.25m * d^2$$

$$d = \frac{2.6179 \times 10^6 \text{kg} - \text{cm}}{0.9 * 39.72 \text{kg} \text{ cm}^2 * 25\text{cm}}$$

$$d = 54.12\text{cm}$$

$$h = 54.12 + 3\text{cm} = 57.12\text{cm} \sim 60\text{cm}$$

Si se asume un ancho de viga  $b=30\text{cm}$ :

$$d = \frac{2.6179 \times 10^6 \text{kg} - \text{cm}}{0.9 * 39.72 \text{kg} \text{ cm}^2 * 30\text{cm}}$$

$$d = 49.41\text{cm}$$

$$h = 49.41 + 3\text{cm} = 52.41\text{cm} \sim 55\text{cm}$$

Por lo tanto con los resultados obtenidos se usarán vigas de  $30 \times 55\text{cm}$ . En este punto es importante aclarar que las dimensiones preliminares obtenidas en esta sección para losas y vigas serán las usadas para los 3 edificios ya que las mismas se obtienen independientemente del número de pisos y están en función de la luz libre y cargas sobre las losas que son independientes del número de pisos mientras que las columnas si varían en función de cada edificio al recibir mayor o menor carga por sus diferentes alturas.

### 3.3.3. Columnas.

Guerra propone varios métodos para pre dimensionar las columnas. Para los fines de este proyecto se utiliza la tercera alternativa que tiene fundamentos en criterios de ductilidad como menciona el autor. En este método se establece una relación entre las cargas axiales resistentes y los correspondientes momentos flectores en una columna conocido como curva o diagrama de interacción. En este diagrama se busca el punto de equilibrio balanceado en el que el hormigón alcanza su deformación última al mismo tiempo que refuerzo de acero en tensión. Además, se conoce que cualquier combinación de carga y momento flector nominales que definan un punto sobre la curva que caigan por debajo del punto balanceado, el modo de fallo será dúctil de tal manera que el refuerzo de acero falle antes de que el concreto falle a compresión. De lo contrario, el modo de fallo es frágil donde el hormigón se aplasta sin fluir el acero a tensión. Por lo tanto, se busca un tipo de falla balanceado con lo cual se optimizan las secciones y la capacidad de los materiales; Guerra menciona que es probable, en la mayoría de diagramas de interacción, que el punto balanceado se encuentre aproximadamente a 1/3 de la carga axial máxima que resiste la columna. De este modo:

$$P_{bal} \approx \frac{P_0}{3}$$

Donde  $P_0$  es la carga axial a compresión máxima que resiste la columna y se puede calcular como:

$$P_0 = 0.85f'_c A_g + A_{st} f_y \quad [34]$$

Donde  $A_g$  es el área gruesa de la columna y  $A_{st}$  el área de refuerzo del acero. Se trabaja la ecuación y se tiene:

$$P_0 = 0.85f'_c A_g + \rho A_g f_y$$

$$P_0 = A_g(0.85f'_c + \rho f_y)$$

Aplicando el criterio  $P \leq P_{bal}$  :

$$3P = A_g(0.85f'_c + \rho f_y)$$

$$A_g = \frac{3P}{(0.85f'_c + \rho f_y)}$$

Considerando un 30% de la acción sísmica y pasando de kilogramos a toneladas, se tiene:

$$A_g = \frac{3900P}{(0.85f'_c + \rho f_y)} \quad [35]$$

Con  $\rho = 1\%$  , reemplazando:

$$A_g = \frac{3900P}{(0.85 * 210 \text{ kg cm}^2 + 0.01(4200 \text{ kg cm}^2))}$$

$$A_g = 17.687P \quad (\text{cm}^2)$$

Se tiene el área gruesa de columna que se necesita en función de la carga axial, la misma que se debe tomar diferente para cada edificio y por pisos debido a la diferente carga que tendrán que soportar las columnas al tener más o menos peso sobre ellas.

- Peso propio de losa + carga permanente =  $0.892 \text{ T/m}^2$
- Peso propio de vigas =  $(0.3\text{m} * 0.55\text{m} * 150\text{m} * 2.4\text{T/m}^3) / (432\text{m}^2) = 0.1375 \text{ T/m}^2$
- Peso de columnas (asumido)(Guerra,2010) =  $0.100 \text{ T/m}^2$

Se observa que anteriormente se calculó el peso propio de vigas tomando el criterio del 20% de la carga muerta de losa más peso muerto permanente y se



ve que el valor ya calculado con las secciones es un poco menor con lo cual se tiene la seguridad que el pre-dimensionamiento es seguro y se continua. Es importante mencionar que en el dimensionamiento de columnas es recomendable mantener las secciones al menos en dos pisos consecutivos y el cambio de sección no deberá ser muy brusco con la finalidad de evitar concentraciones de esfuerzos y afectaciones generales a la rigidez del edificio.

### **Columnas edificio de 4 pisos:**

En el edificio de 4 pisos se debe considerar que las columnas del primer piso deberán soportar las losas, vigas y columnas de todos los pisos superiores. Es por esto que la carga muerta de losa y recubrimientos y el peso de vigas deberán multiplicarse por 4 y la del peso de columnas por 3; los valores por los que se multiplican las cargas varían en cada piso. Además se consideran 3 tipos de columnas: de esquina, de borde e internas; cada una de estas aporta a resistir las cargas axiales que recibe cada una a través de un área cooperante dividida en paneles para lo cual se divide las áreas de losa de 6x6m en 4 paneles cada uno de 3x3m. De tal modo, las columnas de esquina cooperan con 1 panel, las de borde con 2 paneles y las interiores con 4 paneles que la rodean. Asimismo, se buscarán secciones de columna cuadradas con el fin de simplificar cálculos más adelante en el chequeo de los nudos conjuntamente de que no existe ninguna limitación del tipo arquitectónico. Con esta información se procede a los cálculos:

Primer piso:

$$\text{- Carga muerta} = 4 \cdot (0.892 \text{ T/m}^2 + 0.1375 \text{ T/m}^2) + 3 \cdot (0.100 \text{ T/m}^2) = 4.42 \text{ T/m}^2$$

$$\text{- Carga viva} = 0.2 \text{ T/m}^2$$

$$\text{- } 1.2D + 1.6L = 5.622 \text{ T/m}^2$$

TABLA 2. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – PRIMER PISO, EDIFICIO DE 4 PISOS.

<b>Primer piso</b>					
w = 5.622 T/m <sup>2</sup>					
<b>Columna Tipo</b>	<b>Área coop. [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P=w*A [t]</b>	<b>Ag=17.687*P [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>b [cm]</b>	<b>t [cm]</b>
<b>Esquina</b>	9	50.598	894.927	30	29.83
<b>Borde</b>	18	101.196	1789.854	45	39.77
<b>Interna</b>	36	202.392	3579.707	60	59.66

Se realizó el pre-dimensionamiento de las columnas para los cuatro pisos y, con los resultados se concluyó que se repetirán las columnas del primer piso en el segundo piso y las del tercer piso en las del cuarto piso. Por lo tanto para el primero y segundo piso se usarán para las columnas de esquina secciones de 30x30cm, columnas de borde de 45x45cm y columnas internas de 60x60cm.

TABLA 3. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – TERCER PISO, EDIFICIO DE 4 PISOS.

<b>Tercer piso</b>					
w = 2.9108 T/m <sup>2</sup>					
<b>Columna Tipo</b>	<b>Área coop. [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P=w*A [t]</b>	<b>Ag=17.687*P [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>b [cm]</b>	<b>t [cm]</b>
<b>Esquina</b>	9	26.1972	463.350	25	18.53
<b>Borde</b>	18	52.3944	926.700	35	26.48
<b>Interna</b>	36	104.7888	1853.400	45	41.19

Por lo tanto para el tercero y cuarto piso se usarán columnas de esquina de 25x25cm, columnas de borde de 35x35cm y columnas internas de 45x45cm.

### **Columnas edificio de 8 pisos:**

Primer piso:

- **Carga muerta** =  $8*(0.892 \text{ T/m}^2 + 0.1375 \text{ T/m}^2) + 7*(0.100 \text{ T/m}^2) = 8.936 \text{ T/m}^2$

- **Carga viva** =  $0.2 \text{ T/m}^2$

- **1.2D + 1.6L** =  $11.043 \text{ T/m}^2$

TABLA 4. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – PRIMER PISO, EDIFICIO DE 8 PISOS.

<b>Primer piso</b>					
$w = 11.043 \text{ T/m}^2$					
<b>Columna Tipo</b>	<b>Área coop. [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P=w*A [t]</b>	<b>Ag=17.687*P [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>b [cm]</b>	<b>t [cm]</b>
<b>Esquina</b>	9	99.387	1757.858	45	39.06
<b>Borde</b>	18	198.774	3515.716	60	58.60
<b>Interna</b>	36	397.548	7031.431	85	82.72

De igual manera se pre-dimensionó todos los 8 pisos y se concluyó que se repitan las secciones del primero al tercer piso, del cuarto al sexto piso y del séptimo al octavo. Por lo tanto para el primero, segundo y tercer piso se usarán columnas de esquina de 45x45cm, columnas de borde de 60x60cm y columnas internas de 85x85cm.

TABLA 5. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – CUARTO PISO, EDIFICIO DE 8 PISOS.

<b>Cuarto piso</b>					
$w = 6.977 \text{ T/m}^2$					
<b>Columna Tipo</b>	<b>Área coop. [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P=w*A [t]</b>	<b>Ag=17.687*P [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>b [cm]</b>	<b>t [cm]</b>
<b>Esquina</b>	9	62.793	1110.620	35	31.73
<b>Borde</b>	18	125.586	2221.240	50	44.42
<b>Interna</b>	36	251.172	4442.479	70	63.46

Para el cuarto, quinto y sexto piso se usarán columnas de esquina de 35x35cm, columnas de borde de 50x50cm y columnas internas de 70x70cm.

TABLA 6. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – SÉPTIMO PISO, EDIFICIO DE 8 PISOS.

<b>Séptimo piso</b>					
$w = 2.9108 \text{ T/m}^2$					
<b>Columna Tipo</b>	<b>Área coop. [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P=w*A [t]</b>	<b>Ag=17.687*P [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>b [cm]</b>	<b>t [cm]</b>

<b>Esquina</b>	9	26.1972	463.350	25	18.53
<b>Borde</b>	18	52.3944	926.700	35	26.48
<b>Interna</b>	36	104.7888	1853.400	45	41.19

Para el séptimo y octavo piso se usarán columnas de esquina de 25x25cm, columnas de borde de 35x35cm y columnas internas de 45x45cm.

### **Columnas edificio de 12 pisos:**

Primer piso:

- **Carga muerta** =  $12 \cdot (0.892 \text{ T/m}^2 + 0.1375 \text{ T/m}^2) + 11 \cdot (0.100 \text{ T/m}^2) = \text{T/m}^2$

- **Carga viva** =  $0.2 \text{ T/m}^2$

- **1.2D + 1.6L** =  $16.465 \text{ T/m}^2$

TABLA 7. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – PRIMER PISO, EDIFICIO DE 12 PISOS.

<b>Primer piso</b>					
$w = 16.465 \text{ T/m}^2$					
<b>Columna Tipo</b>	<b>Área coop. [m2]</b>	<b>P=w*A [t]</b>	<b>Ag=17.687*P [cm2]</b>	<b>b [cm]</b>	<b>t [cm]</b>
<b>Esquina</b>	9	148.185	2620.948	55	47.65
<b>Borde</b>	18	296.37	5241.896	75	69.89
<b>Interna</b>	36	592.74	10483.792	105	99.85

Se pre-dimensionó cada uno de los 12 pisos y se concluyó que se repitan las secciones de columna del primero hasta el cuarto piso, del quinto al octavo y del noveno al doceavo piso. Por lo tanto para el primero, segundo, tercero y cuarto piso se usarán columnas de esquina de 55x55cm, columnas de borde de 75x75cm y columnas internas de 105x105cm.

TABLA 8. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – QUINTO PISO, EDIFICIO DE 12 PISOS.

<b>Quinto piso</b>					
$w = 11.043 \text{ T/m}^2$					
<b>Columna Tipo</b>	<b>Área coop. [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P=w*A [t]</b>	<b>Ag=17.687*P [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>b [cm]</b>	<b>t [cm]</b>
<b>Esquina</b>	9	99.387	1757.858	45	39.06
<b>Borde</b>	18	198.774	3515.716	60	58.60
<b>Interna</b>	36	397.548	7031.431	85	82.72

Para el quinto, sexto, séptimo y octavo piso se usarán columnas de esquina de 45x45cm, columnas de borde de 60x60cm y columnas internas de 85x85cm.

TABLA 9. PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS – NOVENO PISO, EDIFICIO DE 12 PISOS.

<b>Noveno piso</b>					
$w = 6.977 \text{ T/m}^2$					
<b>Columna Tipo</b>	<b>Área coop. [m<sup>2</sup>]</b>	<b>P=w*A [t]</b>	<b>Ag=17.687*P [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>b [cm]</b>	<b>t [cm]</b>
<b>Esquina</b>	9	50.5944	894.863	30	29.83
<b>Borde</b>	18	101.1888	1789.726	45	39.77
<b>Interna</b>	36	202.3776	3579.453	60	59.66

Para el noveno, décimo, onceavo y doceavo piso se usarán columnas de esquina de 30x30cm, columnas de borde de 45x45cm y columnas internas de 60x60cm.

#### **3.3.4. Muro estructural:**

Para el pre dimensionamiento del muro estructural se sigue el método propuesto por Wight & MacGregor (2013):

1. Seleccionar la forma y el tamaño del muro de corte de acuerdo a la rigidez, a la geometría del edificio y a los requerimientos de esfuerzos por momento y corte. En esta instancia la geometría del muro es impuesta por el diseñador.

Debido a la geometría de los edificios y al ser todos iguales en planta se impone una geometría de muro de corte con las siguientes características:

$$l_w = 6m$$

Para el espesor mínimo según Guerra se tiene:

$$t_w \geq \frac{l_w}{40}$$

$$t_w \geq \frac{h_w}{17}$$

Pero por recomendación directa de Yépez (2014), el espesor mínimo será 250mm. Por lo tanto, se adopta el espesor mínimo de 25 cm para todos los muros:

$$t_w = 25cm$$

2. Proporcionar un adecuado diseño de la cimentación del muro debido a los grandes momentos de volcamiento que transmiten al suelo debajo de la estructura. El ACI 318 21.12 presenta los requerimientos para el diseño de la cimentación en zonas sísmicas.

El diseño de los cimientos del muro esta fuera del alcance de esta tesis por lo cual se da por válido, al igual que el ETABS, que los muros están correctamente anclados a la cimentación y diseñados correctamente para este efecto.

3. Una vez que la sección del muro es elegida, se debe chequear la necesidad de los elementos de borde:

Edificio de 4 pisos:

Se usará la ecuación número 15 para determinar la necesidad de elementos de borde en el muro estructural para el edificio de 4 pisos. Se encuentra la carga axial mayorada que actúa sobre el muro con la ecuación 9-5 del ACI en la cual se permite reducir la carga viva a la mitad al ser un edificio de ocupación normal:

$$N_u = 1.2D + 1.0E + 0.5L \quad [36]$$

$$N_u = 1.2(192747.86kg) + 1.0(0) + 0.5(29915.54kg)$$

$$N_u = 246255.2kg$$

Con la cuantía mínima de refuerzo de 0.0025, la fuerza de tracción por flexión es:

$$T = A_s f_y = 37.5 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 157500 \text{ kg}$$

Con estos datos la profundidad del bloque de compresión del muro puede ser calculado:

$$a = \frac{T + N_u}{0.85 f'_c b} = \frac{157500 + 246255.2}{0.85 \times 210 \times 25}$$

$$a = 90.48 \text{ cm}$$

A partir de este valor, la profundidad del eje neutro es:

$$c = a \beta_1 = 90.48 \cdot 0.85 = 106.45 \text{ cm}$$

Este valor de c debe ser comparado con el valor límite calculado con la ecuación 15:

$$c \text{ limite} = \frac{l_w}{600 \delta_u h_w}$$

$$c \text{ limite} = \frac{600}{600 \cdot 0.700} = 142.85 \text{ cm}$$

El valor calculado de  $c$  es menor que el límite obtenido a través de la ecuación 15, por lo tanto elementos de borde a lo largo de toda la altura del edificio no son necesarios para este edificio. Sin embargo, hay que recordar que para regiones sísmicas se debe realizar otro chequeo como lo menciona el capítulo 21 que dice: de no cumplir con el cálculo de  $c$  límite deberá disponerse de cabezales siempre que el esfuerzo a compresión en la fibra extrema, considerando efectos del sismo, supere  $0.2f'_c$  y luego podrá ser discontinuado.

En el ACI 21.9.6.3, los esfuerzos en el muro sin considerar la inercia agrietada se analizan usando la siguiente ecuación:

$$f_c = \frac{N_u}{A} \pm \frac{M_u y}{I} \quad [37]$$

Donde  $A$  e  $I$  son el área y la inercia gruesa de la sección de hormigón,  $N_u$  la carga axial mayorada y  $M_u$  el momento mayorado en la base del muro. La diferencia entre esta ecuación y la de  $c$  límite es que esta representa un chequeo del esfuerzo máximo a compresión calculado con las fuerzas mayoradas usando un modelo elástico y las propiedades de la sección bruta, mientras que la otra se basa en la suposición que la respuesta inelástica del muro está denominada por la flexión en una sección crítica de fluencia.

Si el esfuerzo máximo de compresión calculado en la fibra extrema excede el 20% de  $f'_c$  en cualquier punto, ACI 21.9.6.3 requiere elementos de borde confinados (cabezales) a lo alto de la porción de muro hasta que el esfuerzo en la fibra extrema sea menor que el 15% de  $f'_c$ . Entonces:



$$A = l_w t_w = 600 \times 25 = 15000 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} t_w l_w^3 = \frac{25 \times 600^3}{12} = 450 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{l_w}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm}$$

Con estos valores, el esfuerzo máximo de compresión en la fibra extrema de la base del muro es:

$$f_c = \frac{246255.2}{15000} \pm \frac{1.24 \times 10^8 \cdot 300}{450 \times 10^6} = 99.08 \text{ kg cm}^2$$

Este valor es mayor que la limitación dada por el ACI definido como  $0.20f'_c = 0.20 \times 210 \text{ kg cm}^2 = 42 \text{ kg cm}^2$ . Por lo tanto, para este caso, muros con cabezales si son requeridos y se podrían descontinuar en altura donde el esfuerzo sea menor de  $0.15f'_c$ . Este segundo chequeo se cumple en la mayoría de casos, donde los muros consideren efectos de sismos debido a la gran demanda de momento que se generan en las bases de los mismos. Los edificios analizados en esta tesis no fueron la excepción; de hecho los edificios de 8 y 12 pisos dieron positivo al primer chequeo con c límite y por lo tanto también se disponen de elementos de borde o cabezales.

Las dimensiones requeridas para los cabezales, del muro de 4 pisos, será el mayor de:

$$c - 0.1l_w = 106.45 - 0.1 \times 600 = 46.45 \text{ cm}$$

ó

$$c/2 = 106.45/2 = 53.23 \text{ cm} \quad (\text{govierna})$$

Con los resultados observados, se concluye que se colocarán muros estructurales con cabezales a lo largo de toda la altura del muro. Para éste

y todos los edificios que se van a analizar, claramente las dimensiones de los cabezales serán diferentes a las calculadas con el mismo procedimiento aquí mostrado.

## 4. DETERMINACIÓN DE CARGAS.

En esta sección se determinan las cargas estáticas que van a actuar sobre las estructuras, estas son: carga viva, carga muerta y la carga sísmica

### 4.1. Carga Viva.

Tal como ya se mencionó en el pre-dimensionamiento, la carga viva está dada por el tipo de uso que va a tener el edificio. Se considera pesos tales como el de las personas, muebles, equipos, accesorios móviles y todo lo demás que caiga dentro de un tipo de carga transitoria. Esta carga es de tipo temporal y, en comparación con la carga permanente, es más difícil estimarla ya que la misma puede variar durante todo el período de vida útil de una estructura. Por ésta y otras razones, los códigos de construcción factoran esta carga con un coeficiente de mayoración más alto. Para los fines de esta tesis, el uso de los edificios será el que se encuentra estipulado en la NEC como un uso de departamentos y vivienda en la cual recomienda una sobrecarga de uso mínima de  $2.0\text{kN/m}^2$  o  $0.2\text{ T/m}^2$ ; valor que ya se usó en el pre-dimensionamiento:

**Carga viva =  $0.2\text{ T/m}^2$**  (NEC 2013, Cap. 1, Carga viva para viviendas)

### 4.2. Carga muerta.

La carga muerta es una carga de tipo permanente, que considera los pesos de los elementos estructurales, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas y todo elemento o artefacto que esté integrado permanentemente a la estructura. A diferencia de la carga viva, este tipo de carga sufre menos incertidumbre en el proceso de estimación, ya que se conocen las secciones que se van a construir de los elementos estructurales; de igual manera, se puede calcular los pesos

permanentes de recubrimientos, enlucidos, mampostería y demás, que su precisión de cálculo dependen principalmente de la afinación y tiempo que el calculista quiera invertir en la estimación de este tipo de cargas.

Como se mencionó en el pre-dimensionamiento, no es necesario calcular esta carga a mano, ya que el ETABS lo calcula automáticamente al ingresar las secciones y especificar que se use el peso propio cuando se definen las cargas. Lo que no calcula el ETABS son las cargas muertas que aportan los enlucidos, mampostería, recubrimientos de piso, etc. Estos valores ya se los calculó para poder pre-dimensionar los elementos estructurales y se les pone el nombre de peso permanente. De tal manera se ingresará en el ETABS dos cargas muertas, la una solamente considera el peso propio de los elementos estructurales y en la segunda se coloca el peso permanente de los demás pesos integrados en la estructura:

$$\text{- Enlucido (2cm) y masillado (2cm) = } 1\text{m} * 1\text{m} * 0.04\text{ m} * 2.2\text{T/m}^3 = 0.088\text{ T.}$$

$$\text{- Recubrimiento de piso = } 1\text{m} * 1\text{m} * 0.02\text{ m} * 2.2\text{T/m}^3 = 0.044\text{ T.}$$

$$\text{- Peso de mampostería (se asume) = } 0.2\text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso permanente = } (0.088\text{T/1m}^2) + (0.044\text{T/1m}^2) + (0.2\text{ T/m}^2) = \mathbf{0.332\text{ T/m}^2}$$

Cuando se realicen las combinaciones de carga en el ETABS, se sumará el valor calculado automáticamente de peso propio más el peso permanente calculado a mano que serán la carga muerta total.

### **4.3. Carga sísmica.**

En la presente tesis para determinar las cargas por sismo se usan 2 tipos de análisis: estático y dinámico. El análisis estático consiste en determinar las

cargas laterales estáticas equivalentes que se aplican en cada piso de la estructura en forma triangular invertida, para lo cual se debe calcular el cortante basal, el mismo que en la ecuación presentada en la NEC para calcularlo ya considera el espectro de respuesta. El cortante basal según la NEC está dado por la ecuación número 1 de esta tesis:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_e} W$$

Donde  $I$  es el factor de importancia de la estructura,  $S_a$  es la aceleración espectral del espectro de respuesta elástico de diseño,  $R$  es el factor de reducción de resistencia estructural,  $\phi_p$  es un factor de irregularidades en planta,  $\phi_e$  de irregularidades en elevación y  $W$  el peso de la estructura. Se recuerda que cada término de la fórmula ya se explicó más a fondo en el capítulo 2. Se calcula el cortante basal con los siguientes datos:

$$I = 1$$

$$R = 7$$

$$\phi_p = 1$$

$$\phi_e = 1$$

La NEC proporciona las ecuaciones de aceleración espectral, considerando un amortiguamiento del 5% con respecto al amortiguamiento crítico, así:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad [38]$$

$$S_a = \eta Z F_a \frac{T_c^r}{T} \text{ para } T > T_c \quad [39]$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_D}{F_a} \quad [40]$$

Donde  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  son factores de amplificación o deamplificación dinámica de sitio que dependen principalmente del tipo de suelo y la zona

sísmica,  $\eta$  es la relación de amplificación espectral y  $Z$  es el factor de zona sísmica que representa la aceleración esperada en roca. El período de vibración de toda la estructura se estima como:

$$T = C_t h_m^\alpha \quad [41]$$

Donde  $h_n$  es la altura máxima de la estructura de  $n$  pisos medida desde la base en metros, y  $C_t$  y  $\alpha$  son constantes que dependen del tipo de sistema estructural. Este proyecto será analizado para la zona de Quito en la cual el tipo de suelo más común en esta zona es de tipo D que es un suelo intermedio y la zona sísmica es número V; con esa información se ingresa a las tablas e información proporcionadas por la misma NEC para encontrar los valores de  $r$ ,  $Z$ ,  $\eta$ ,  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ :

$r$	$Z$	$\eta$	$F_a$	$F_D$	$F_S$
1.5	0.4	2.48	1.2	1.4	1.5

Puede desde ya calcularse el período  $T_c$  del espectro de la NEC, con los datos ya disponibles, aplicando la ecuación 40 resulta:

$$T_c = 0.55 \cdot 1.5 \cdot \frac{1.4}{1.2} = 0.9625s$$

#### Edificio de 4 pisos, altura de 10.80m:

Para sistemas estructurales con pórticos especiales de hormigón armado y muros estructurales:

$$C_t = 0.049$$

$$\alpha = 0.75$$

De este modo se puede ya estimar el período de vibración de la estructura aplicando la ecuación 41:

$$T = 0.049 \cdot 10.8^{0.75} = 0.2919s$$

$T = 0.2919s < 0.9625s \therefore$  Se usa la primera ecuación de  $S_a$

$$S_a = \eta Z F_a = 2.48 \cdot 0.4 \cdot 1.2 = 1.1904g$$

$$V = \frac{1 \cdot 1.1904}{7 \cdot 1 \cdot 1} W = 0.1701W$$

Edificio de 8 pisos, altura de 21.6m:

$$T = 0.049 \cdot 21.6^{0.75} = 0.4909s$$

$T = 0.4909s < 0.9625s \therefore$  Se usa la primera ecuación de  $S_a$

$$S_a = 1.1904g$$

$$V = 0.1701W$$

Edificio de 12 pisos, altura de 32.4m:

$$T = 0.049 \cdot 32.4^{0.75} = 0.6654s$$

$T = 0.6654s < 0.9625s \therefore$  Se usa la primera ecuación de  $S_a$

$$S_a = 1.1904g$$

$$V = 0.1701W$$

Es importante observar que el coeficiente de cortante basal es el mismo para cada edificio y finalmente cambiará en función del peso de cada una de las estructuras; lógicamente los períodos de vibración de cada edificio son diferentes, pero todos caen en la parte plana del espectro. El valor calculado de coeficiente del cortante basal en la parte de arriba es, para el sismo de 10% de probabilidad de excedencia en 50 años en el que se espera una aceleración en roca de 0.4g; para los sismos de 20% y 5% de excedencia en 50 años se debe calcular el coeficiente de cortante basal correspondiente, ya que todas las variables de la ecuación cambian en función de la aceleración esperada en roca que se obtiene a

través de las curvas de peligrosidad sísmica de la NEC, y ésta, a su vez, depende de la probabilidad de excedencia anual del sismo y, de igual manera, con estas variables se construyen los espectros elásticos de diseño. Este procedimiento se puede observar con más detalle en la siguiente sección.

#### 4.4. Definición del análisis modal espectral.

##### 10% de probabilidad de excedencia en 50 años:

La probabilidad de ocurrencia para un sismo puede estimarse mediante la siguiente ecuación:

$$P_{oc} t = 1 - \frac{1}{T_r} t \quad [42]$$

Donde  $P_{oc}$  es la probabilidad de ocurrencia en el tiempo  $t$  de exposición, y  $T_r$  es el período de retorno del sismo. Además:

$$1 = P_{oc} t + P_{ex} t$$

Siendo  $P_{ex}(t)$  la probabilidad de excedencia. Si se desea evaluar el período de retorno correspondiente a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, puede operarse de la siguiente manera:

$$P_{oc} 50 = 1 - 0.10$$

$$P_{oc} 50 = 0.90$$

Reemplazando en la fórmula:

$$0.90 = 1 - \frac{1}{T_r} 50$$

$$0.90^{1/50} = 1 - \frac{1}{T_r}$$

$$\frac{1}{T_r} = 0.0021 := P_{ex \text{ anual}}$$



Donde por definición, el inverso del período de retorno es la probabilidad de excedencia anual. Es importante notar que existe una diferencia entre la probabilidad de excedencia en el tiempo  $t$  y la probabilidad de excedencia anual que expresa el valor para 1 año. Finalmente el período de retorno del sismo es:

$$T_r = 475.06 \text{ años}$$

Con una probabilidad de excedencia anual de 0.0021 se ingresa a las curvas de peligro sísmico de la zona de interés, proporcionadas por la NEC, y se construye el espectro de respuesta de aceleraciones, más adecuadamente denominado espectro de peligro sísmico uniforme.

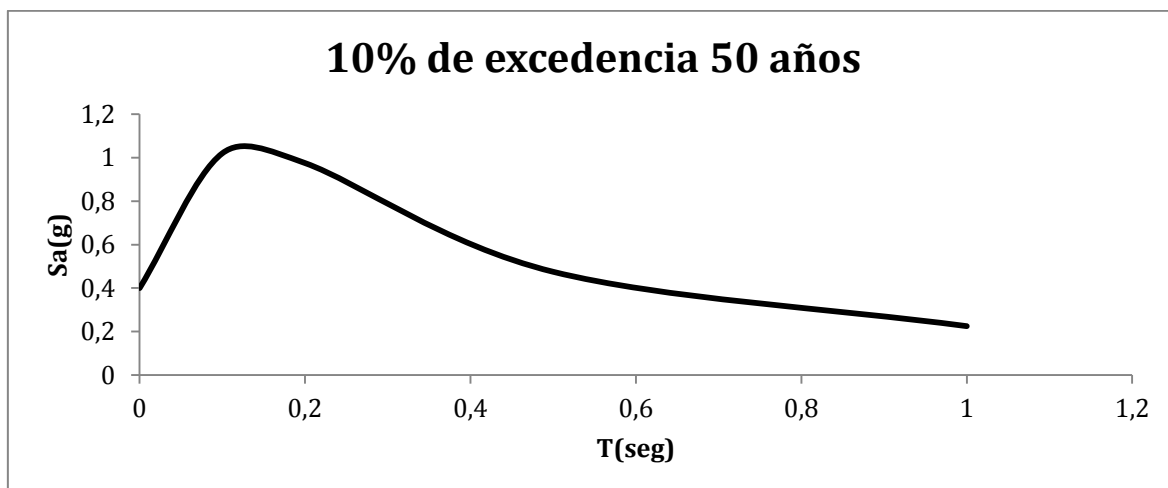


Figura 21. Espectro de peligro sísmico uniforme para la ciudad de Quito, para una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

En la figura 21 se observa que la aceleración esperada en roca (PGA) para el sismo correspondiente a la probabilidad mencionada, es de 0.4g para Quito.

#### **20% de probabilidad de excedencia en 50 años:**

Para construir el espectro de peligro sísmico uniforme para Quito para una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años, pueden realizarse los siguientes cálculos:

$$P_{oc} 50 = 1 - 0.20$$

$$P_{oc} 50 = 0.80$$

$$0.80 = 1 - \frac{1}{T_r}^{50}$$

$$0.80^{1/50} = 1 - \frac{1}{T_r}$$

$$\frac{1}{T_r} = 0.0045$$

$$T_r = 225.57 \text{ años}$$

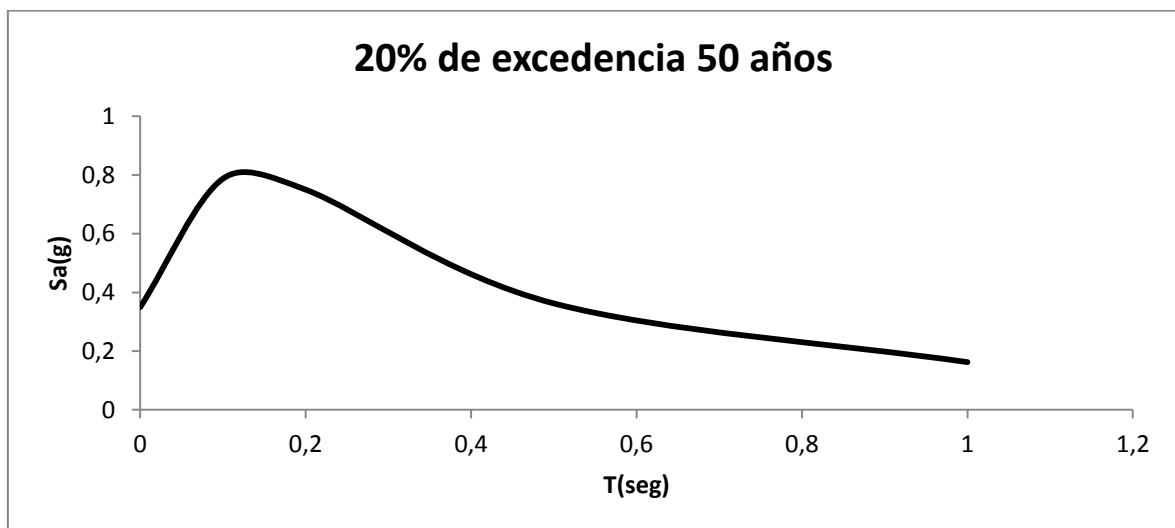


Figura 22. Espectro de peligro sísmico uniforme para la ciudad de Quito, para una probabilidad del 20% de excedencia en 50 años, equivalente a un período de retorno de 225 años.

Se observa que la aceleración esperada en roca (PGA) para este sismo es de 0.35g para la ciudad de Quito. A continuación se desarrolla el mismo cálculo para una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años.

**5% de probabilidad de excedencia en 50 años:**

$$P_{oc} 50 = 1 - 0.05$$

$$P_{oc} 50 = 0.95$$

$$0.95 = 1 - \frac{1}{T_r}^{50}$$

$$0.95^{1/50} = 1 - \frac{1}{T_r}$$

$$\frac{1}{T_r} = 0.00103$$

$$T_r = 975.29 \text{ años}$$

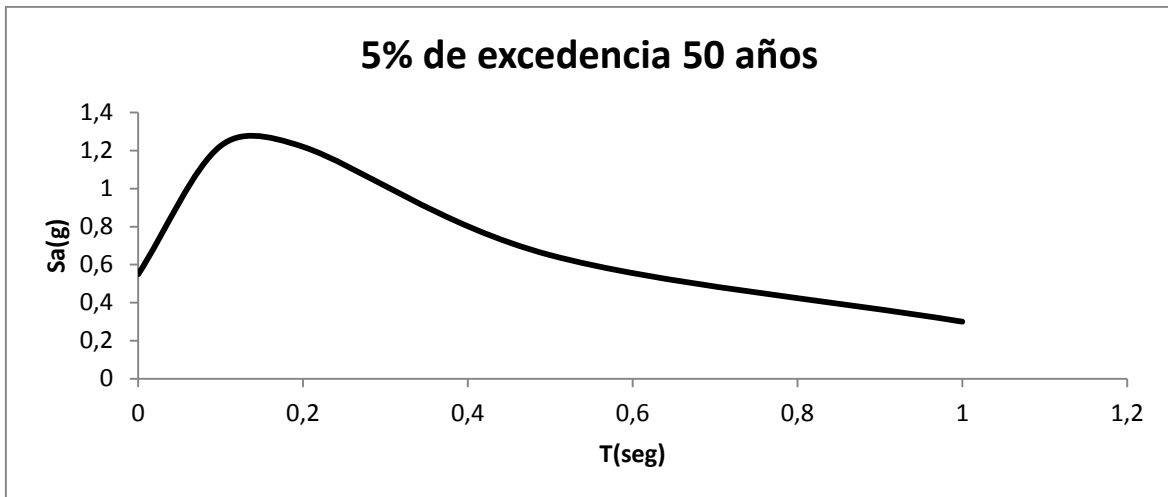


Figura 23. Espectro de peligro sísmico uniforme para la ciudad de Quito, para una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años, equivalente a un período de retorno de 975 años.

Se observa que la aceleración esperada en roca (PGA) para este sismo es de 0.55g, para la ciudad de Quito.

Finalmente se elabora el espectro elástico de diseño para cada sismo en base a las fórmulas y especificaciones para la elaboración del mismo estipuladas en la NEC, partiendo de las aceleraciones esperadas en roca evaluadas anteriormente:

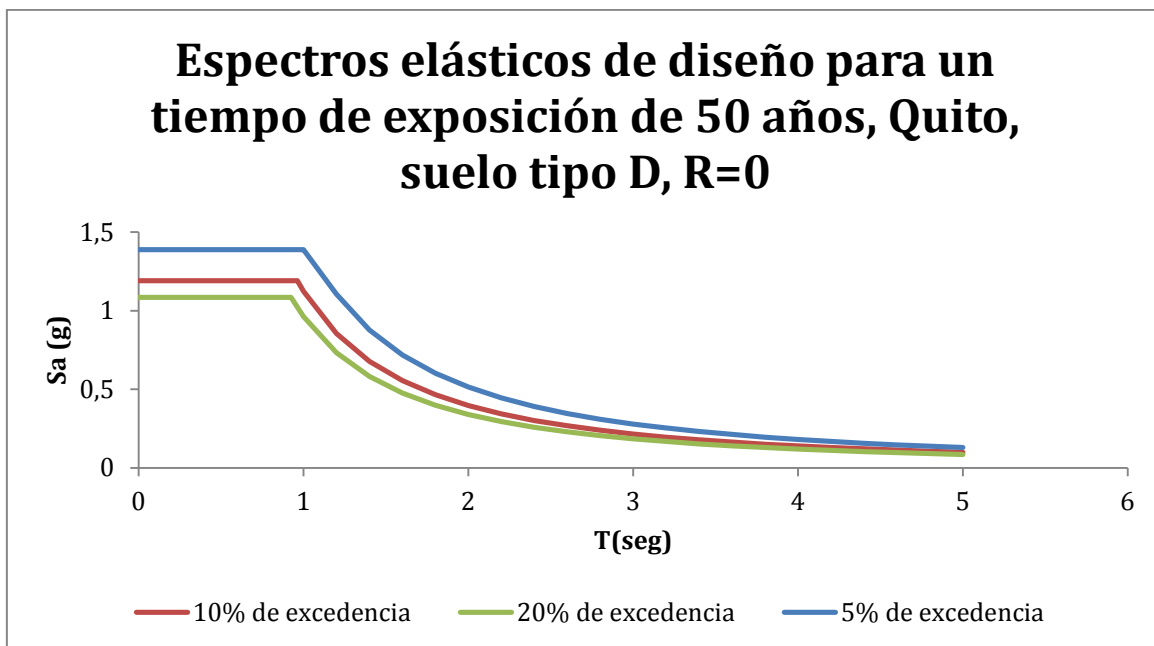


Figura 24. Espectros elásticos de diseño para la ciudad de Quito, para las diferentes probabilidades del de excedencia en 50 años y sus equivalentes períodos de retorno con factor  $R$  igual a cero.

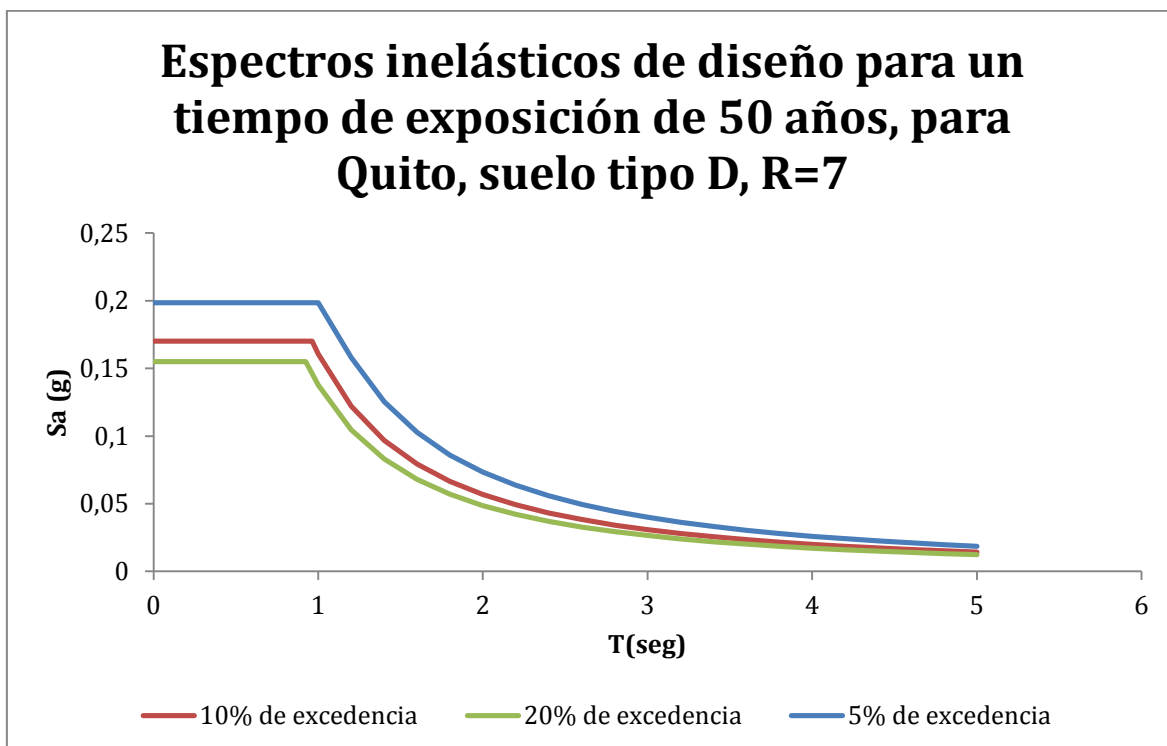


Figura 25. Espectros inelásticos de diseño para la ciudad de Quito, para las diferentes probabilidades del de excedencia en 50 años y sus equivalentes períodos de retorno con factor  $R$  igual a 7.

## **5. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.**

En esta sección se ingresan los edificios con toda la información y datos obtenidos hasta el momento para proceder al análisis estructural y sísmico con el software ETABS y proceder al diseño definitivo de las estructuras para los diferentes casos de período de retorno de sismo considerado, de la siguiente manera:

### **5.1. Sismo 10% de excedencia en 50 años.**

#### **5.1.1. Edificio de 4 pisos.**

Es importante mencionar como se obtendrán las secciones definitivas en un estado global de diseño. En primer lugar las secciones de vigas y columnas deben seleccionarse para que cumplan y pasen los requerimientos por resistencia, después de esto el siguiente factor será el control de la deriva de piso y finalmente el chequeo de nudos. Según sea el caso uno de estos tres filtros, que se deben verificar todos al mismo tiempo, nos dará el factor más crítico y se deberá entonces elegir las secciones más eficientes, que cumplan las 3 condiciones mencionadas, resultando el diseño definitivo.

El modelo en el ETABS del edificio de 4 pisos es el siguiente:

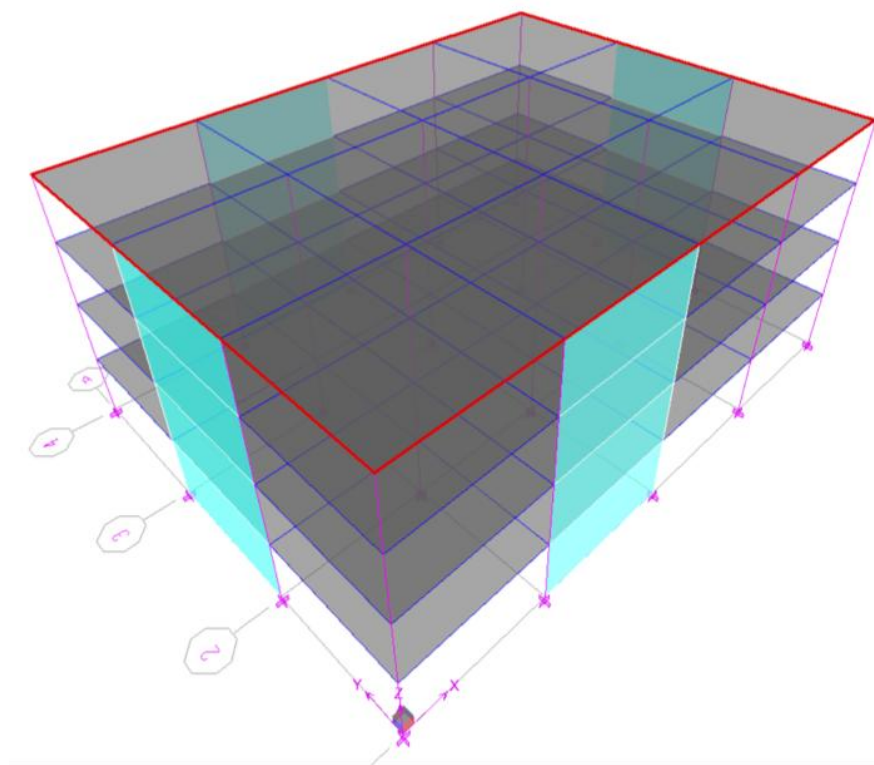


Figura 26. Modelo en ETABS del edificio de 4 pisos con muros estructurales.

En la figura anterior se observan los muros estructurales en las dos direcciones, distribuidos lo más uniforme posible dada la geometría en planta del edificio. Se verificó que el primero y segundo modo de vibración no correspondan al modo torsional y efectivamente se observó un adecuado comportamiento, como se observa en la siguiente figura, por lo que la distribución de los muros se mantiene.



cortante basal en cada dirección, de acuerdo con lo especificado por NEC. Se verificó que los muros estructurales en la dirección X absorben casi un 93% del cortante basal total, mientras que en la dirección Y un 94% por lo cual el sistema estructural se cataloga como un sistema dual y las asunciones que se hicieron en todos los cálculos en los que se utilizó el factor de ductilidad  $R$  igual a 7 son correctas.

El siguiente paso es usar el valor límite calculado para la deriva de piso que se obtuvo anteriormente de 0.0038 y contrastarlo con los resultados del modelo matemático. De ser necesario, para controlar la deriva de piso se debe modificar inevitablemente la rigidez de la estructura; esto se puede lograr de varias maneras pero, por fines prácticos y en este caso al ser el material inalterable, se deberá cambiar el tamaño de las secciones según fuese necesario. Se encontró en la primera iteración que la deriva de piso era de un orden de magnitud por debajo del límite recomendado; esto se debe en primera instancia, a la presencia de grandes muros estructurales con cabezales que proporcionan una gran estabilidad y rigidez lateral al edificio. Queda, por tanto, verificar la resistencia a flexión de los nudos y su resistencia al cortante para ver cual factor es el más crítico y establecer secciones más eficientes y definitivas.

Los pasos subsiguientes serán: en lo que respecta al diseño del acero de refuerzo longitudinal en columnas se debe verificar que las cuantías estén entre el 1 y 3 por ciento, que las conexiones muro-viga, traducidas a columna-viga como ya se explicó, así como también todas las conexiones viga-columna propiamente dichas, cumplan con las exigencias del ACI 352 en lo que respecta a la resistencia a la flexión y finalmente que los nudos cumplan con los requisitos de cortante horizontal según el ACI 318. Como se mencionó en anteriores secciones



de este documento, ACI 352 es mucho más restrictivo en cuanto al chequeo del cortante en el nudo; sin embargo, para este proyecto se aplicará lo estipulado en ACI 318.

Dentro de todo este contexto el peso con el que se dejó de iterar la estructura fue de:

$$W = 1988.93 T$$

Con el peso reactivo entonces se obtiene el cortante basal estático de:

$$V = 338.32 T$$

Con el cual se corrige el cortante basal dinámico que deberá ser al menos el 80%. El factor de corrección encontrado en la primera iteración permitió que se obtenga un acercamiento del 99% con lo cual se tiene bastante certeza y se puede eliminar las cargas equivalentes estáticas. En lo que tiene que ver con el acero de refuerzo de columnas efectivamente se obtuvo para todas las columnas una cuantía del 1%.



Figura 28. Porcentajes de acero de refuerzo - 4 pisos 10% de excedencia.

El chequeo a flexión de los nudos en el cual se verifica la capacidad de la columna frente a la viga se observó que es el factor crítico en este edificio, el cual estableció finalmente los tamaños de las secciones definitivas tanto de vigas como de columnas.

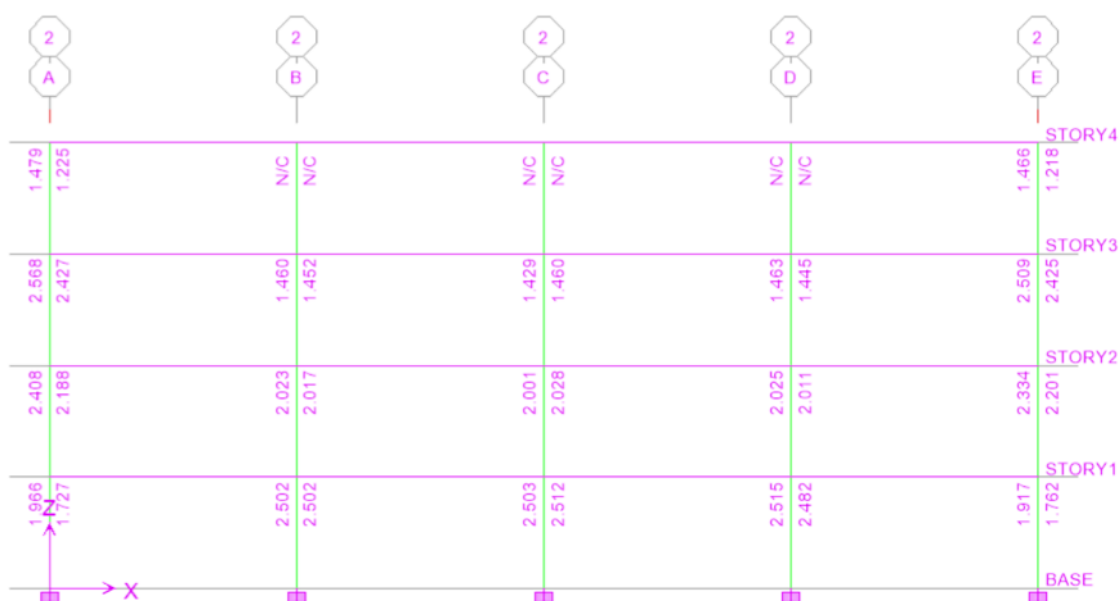


Figura 29. Coeficiente de capacidad columna/viga - 4 pisos 10% de excedencia.

Se observó que los lugares críticos en la relación de resistencia a flexión de columna-viga, se dan en las columnas que actúan como cabezales de los muros y éstos, finalmente, determinaron las secciones definitivas de los demás elementos. Cambiando las secciones en estos lugares se llegó a valores cercanos a 1.5 mientras que en los demás elementos la relación está entre 2 y 4. Se tuvo valores menores a 1.2 en muchos nudos de cubierta lo cual está permitido por el ACI 352, solamente para aquellos nudos.

En la fase de verificación del corte horizontal en los nudos también se observa que los nudos pasan con bastante holgura en el caso de los nudos internos, obteniéndose valores máximos en nudos de borde de alrededor de 0.7.

Esto responde también a la presencia de los muros, los cuales absorben en gran cantidad el cortante inducido por el sismo.

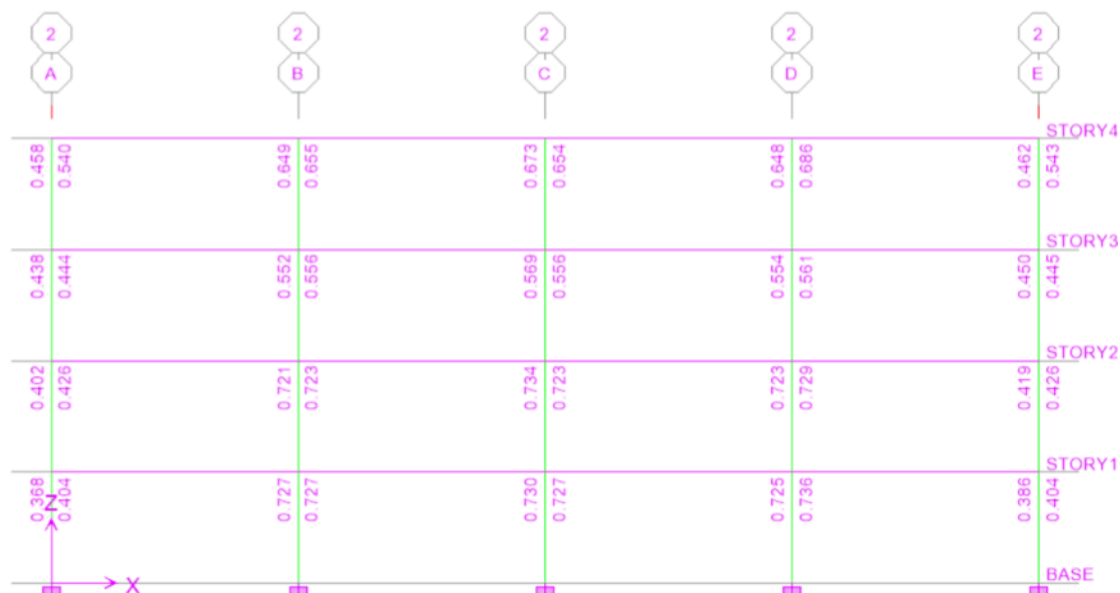


Figura 30. Coeficiente de capacidad al cortante en nudos - 4 pisos 10% de excedencia.

Finalmente la deriva de piso de igual manera pasa ampliamente el control de valores máximos, incluso con un orden de magnitud menor al límite permitido, a pesar de haber variado en algo la rigidez de la estructura.

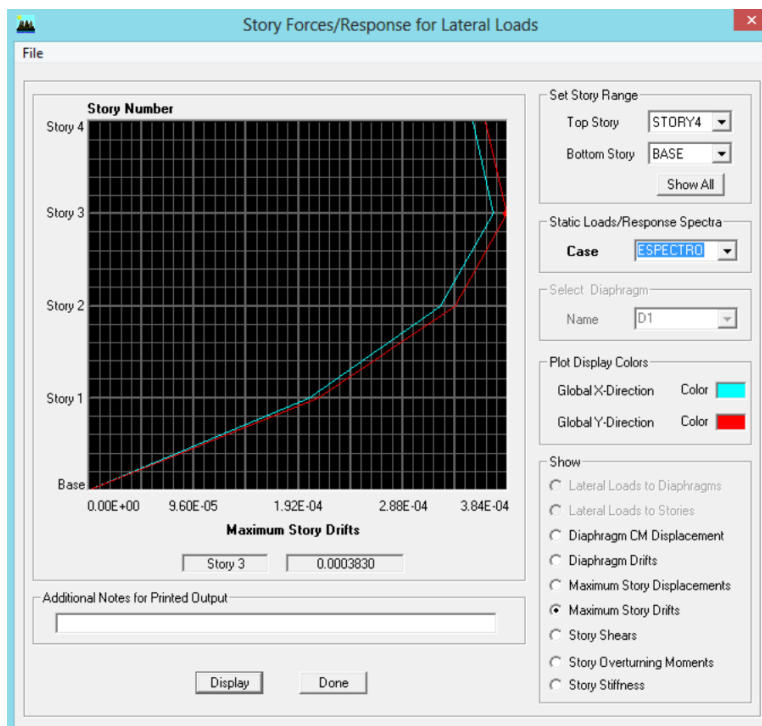


Figura 31. Máxima deriva de piso - 4 pisos 10% de excedencia.

Este aspecto también responde al aporte de los muros estructurales presentes en las dos direcciones. Al ya estar los nudos al límite en el chequeo de flexión, ya no se puede disminuir más las secciones, ya que esto provocaría un chequeo no exitoso en ese aspecto y posiblemente en la resistencia a la capacidad de servicio de la estructura.

En general se establece que en esta configuración estructural particular, tanto la resistencia de los elementos como el cortante en el nudo no son los factores determinantes debido principalmente a la presencia de los muros. Por esta razón el factor más importante a controlar fue la resistencia a la flexión de los nudos.

TABLA 10. SECCIONES DEFINITIVAS DE COLUMNAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Columnas [cm]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	30x30	50x50	40x40
3,4	25x25	40x40	40x40

Para determinar el diámetro de las varillas que se van a colocar en las columnas y vigas, primero se debe verificar el diámetro máximo de varilla para el refuerzo que va a pasar a través de los nudos para un buen desempeño, según lo recomendado por ACI 352 a partir de la siguiente fórmula:

$$\frac{h_b}{d_{b(\text{barras de columna})}} \geq \frac{20f_y}{420} \geq 20 \text{ MPa} \quad [43]$$

Despejando  $d_b$  y usando el valor de  $f_y$  en mega pascales (411.6MPa) se tiene:

$$\frac{h_b}{d_{b(\text{barras de columna})}} \geq 19.6 \geq 20$$

$$d_b \leq \frac{h_b}{19.6} \quad [44]$$

Se recuerda que  $h_b$  es el peralte de la viga la cual se usó el mismo para todo el edificio; la sección de viga final fue de 30x50 cm. Por lo tanto se obtiene que el diámetro máximo de varillas en las columnas será de:

$$d_b \leq 25.51mm$$

### **Acero en vigas:**

Para el acero longitudinal y transversal (estribos) en vigas se usa los valores proporcionados por el ETABS, verificando que se hayan estimado considerando los conceptos basados en cortante por capacidad. De igual manera, como se hizo con las columnas, se debe estandarizar el diseño dividiendo en tipo de secciones. Para las vigas se divide en 4 tipos de secciones: vigas de borde paralelas al eje x, vigas internas paralelas al eje x, vigas de borde paralelas al eje y, vigas internas paralelas al eje y. Este ordenamiento se lo puede apreciar mejor en la siguiente gráfica:

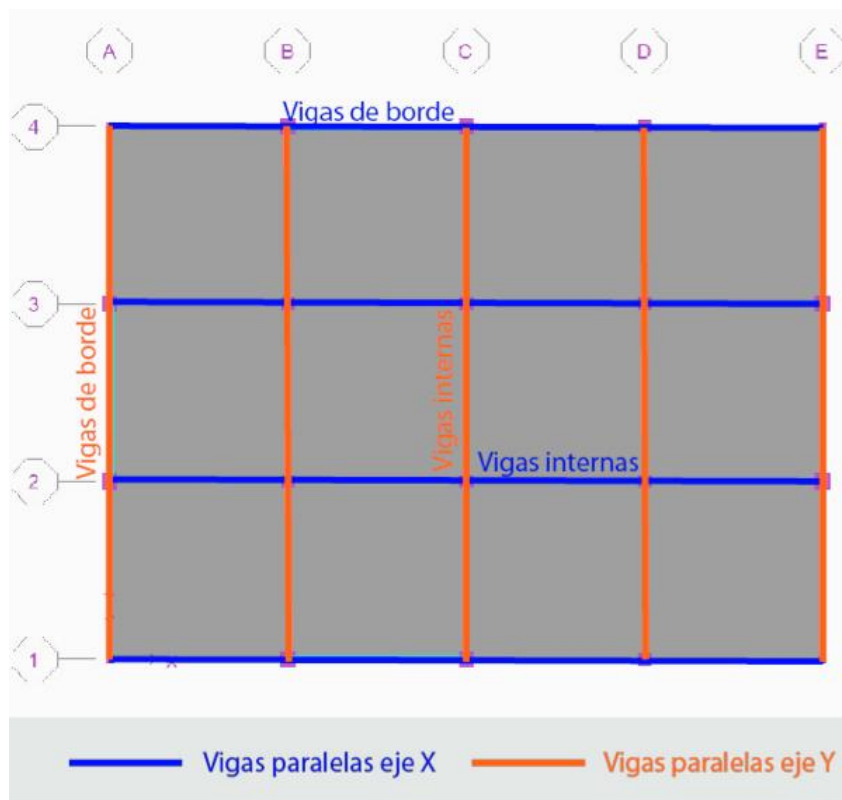


Figura 32. Designación de tipo de vigas para estandarizar el diseño.

Con esta clasificación se toman los valores máximos por tipo de sección y por división de pisos. Esto quiere decir, por ejemplo, que se tendrá un solo valor de área de acero, para momento ya sea negativo en el apoyo o positivo en el centro, para todas las vigas de borde en el sentido x del primer y segundo piso y otra diferente para las del tercer y cuarto piso según la división que se le dio inicialmente al edificio y así progresivamente para las 4 tipo de secciones de vigas. Estas simplificaciones, después de una inspección, se observaron que son válidas ya que los valores si bien en un principio parecen bastante variables entre sí, después de cambiarlos a diámetros de varillas se igualan en su mayoría.

Además, es importante mencionar que una vez que se obtienen el número de varillas reales que se van a colocar, las cuantías de acero verdaderas se vuelven a introducir como dato al ETABS y se verifica nuevamente que se

cumplan con todos los chequeos de los nudos, resistencias y derivas, así como el cortante por capacidad de vigas. Sin embargo, dado que ni el cortante en conexiones ni las derivas de piso gobernaban el diseño con buen margen de seguridad, su verificación adicional no fue necesaria. Estas simplificaciones y las que se realicen posteriormente serán consideradas en todos los edificios de igual manera.

TABLA 11. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS (DEMANDA) – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X [cm2]				Paralelas al Eje Y [cm2]			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M (+)	4.52	4.262	7.293	4.52	4.52	4.285	7.419	4.52
	M (-)	2.1	6.594	2.877	9.207	2.112	6.631	2.874	9.197
3,4	M (+)	4.736	4.52	7.425	4.705	4.52	4.52	8.081	4.739
	M (-)	2.292	7.229	3.07	9.875	2.319	7.319	3.091	9.949

Acero necesario pasado a varillas reales:

TABLA 12. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS (DEMANDA) EN VARILLAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X				Paralelas al Eje Y			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M (+)	2φ18	2φ18	3φ18	2φ18	2φ18	2φ18	3φ18	2φ18
	M (-)	1φ18	3φ18	2φ18	4φ18	1φ18	3φ18	2φ18	4φ18
3,4	M (+)	2φ18	2φ18	3φ18	2φ18	2φ18	2φ18	4φ18	2φ18
	M (-)	1φ18	3φ18	2φ18	4φ18	1φ18	3φ18	2φ18	4φ18

El procedimiento es primero colocar acero mínimo para momento positivo y negativo a lo largo de todas las vigas y posterior a eso verificar el faltante para llegar a la demanda de acero arrojada por el ETABS. El acero mínimo se obtiene a partir de:

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} bd \quad cm^2 \quad [45]$$

Donde  $b$  es el ancho de viga,  $d$  el peralte efectivo y  $f_y$ , se ingresa en kg/cm<sup>2</sup>. Por lo tanto:

$$A_{smin} = \frac{14}{4200} 30cm \times 50 - 4 cm$$

$$A_{smin} = 4.6cm^2$$

Se calcula el volumen de acero mínimo usando el área de varillas mínima y multiplicando por la longitud total que en el un sentido es 24 metros y en el otro sentido 18 metros y tomando en cuenta que en el sentido x hay 4 ejes de vigas y en el sentido y existen 5 ejes de vigas; además, se debe multiplicar por 2 ya que el refuerzo mínimo es tanto superior como inferior. Se multiplica el total por el número de pisos en los cuales se haya considerado similar diseño; también se consideró un aumento del volumen total por el empleo de ganchos y traslapes.

TABLA 13. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL MÍNIMO EN VIGAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Secciones vigas [cm]	As min [cm <sup>2</sup> ]	Varillas min	Volumen de [cm <sup>3</sup> ] acero mínimo
1,2	30x50	4.6	2Ø18	390,802.00
3,4	30x50	4.6	2Ø18	390,802.00

Definido el volumen de acero mínimo, el siguiente paso es colocar el acero faltante (acero necesario menos acero mínimo) con el cual se cumpla la demanda de acero requerido arrojado por ETABS, el mismo que ya se lo convirtió en varillas reales.

TABLA 14. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS DESCONTANDO EL MÍNIMO– 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X				Paralelas al Eje Y				
		Borde		Internas		Borde		Internas		
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	
1,2	M (+)	0	0	1Ø18	0	0	0	0	1Ø18	0
	M (-)	0	1Ø18	0	2Ø18	0	1Ø18	0	0	2Ø18



3,4	M (+)	0	0	1φ18	0	0	0	2φ18	0
	M (-)	0	1φ18	0	2φ18	0	1φ18	0	2φ18

TABLA 15. VOLUMEN DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS DESCONTANDO EL MÍNIMO– 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X [cm3]				Paralelas al Eje Y [cm3]			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M (+)	-	-	24,429.02	-	-	-	27,482.65	-
	M (-)	-	24,429.02	-	48,858.05	-	18,321.77	-	54,965.31
3,4	M (+)	-	-	24,429.02	-	-	-	54,965.31	-
	M (-)	-	24,429.02	-	48,858.05	-	18,321.77	-	54,965.31

Por lo tanto los valores totales de acero longitudinal en vigas son:

TABLA 16. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de As min [cm3]	Volumen total para completar As de demanda [cm3]	Volumen TOTAL longitudinal de acero en vigas [cm3]
781,604.00	424,454.30	1,206,058.30

Refuerzo transversal en vigas (estribos):

En el diseño de pórticos especiales resistentes a momentos de acuerdo al diseño sismo resistente la capacidad de la viga es también verificada para las fuerzas cortantes considerando los momentos probables que actuarán en los extremos de la viga junto con una carga distribuida. A esta verificación se la conoce como diseño de estribos por capacidad. Esta verificación es muy importante ya que se ha observado que existen zonas críticas a cortante que se dan principalmente cerca de los apoyos de vigas y que generan fisuras en el hormigón, aproximadamente a 45 grados de inclinación, que podrían llevar a posibles fallas futuras de tipo frágiles y hasta colapsos de sistema de pisos lo cual es indeseable e inadmisibles y que debe ser controlado adecuadamente.

TABLA 17. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL POR UNIDAD DE LONGITUD EN VIGAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Paralelas al Eje X [cm <sup>2</sup> /cm]				Paralelas al Eje Y [cm <sup>2</sup> /cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	0.02 (min)	0.022	0.035	0.071	0.02 (min)	0.022	0.035	0.071
3,4	0.02 (min)	0.024	0.038	0.074	0.02 (min)	0.025	0.039	0.075

La palabra min significa que para ese lugar el refuerzo requerido es el mínimo, esto quiere decir que la resistencia del hormigón,  $V_c$ , y su capacidad como hormigón simple para resistir la fuerza de corte es suficiente, sin embargo el ACI recomienda que se coloque acero mínimo y este valor se obtuvo a través de esta ecuación:

$$\frac{A_{v,min}}{s} = 0.196 \frac{b_w}{f'_c f_{yt}} \quad [46]$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = 0.196 \frac{30cm}{210 \frac{4200kg/cm^2}{cm^2}}$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = 0.02 \frac{cm^2}{cm}$$

Espaciamiento requerido:

La NEC en el capítulo de hormigón armado especifica que se debe colocar varillas de 10 mm o más para refuerzo transversal por lo cual se usa la varilla de 10 mm para este tipo de refuerzo y para todos los edificios siguientes. El área de una varilla de 10 mm es de  $0.785cm^2$  y debido a que el acero transversal es representado por un estribo con 2 ramas, se multiplica este valor por 2.

TABLA 18. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS POR DEMANDA – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	94.248	85.680	53.856	26.549	94.248	85.680	53.856	26.549
3,4	94.248	78.540	49.604	25.472	94.248	75.398	48.332	25.133

Sin embargo la NEC es restrictiva en cuanto a los espaciamientos mínimos para los cuales se debe cumplir lo siguiente:

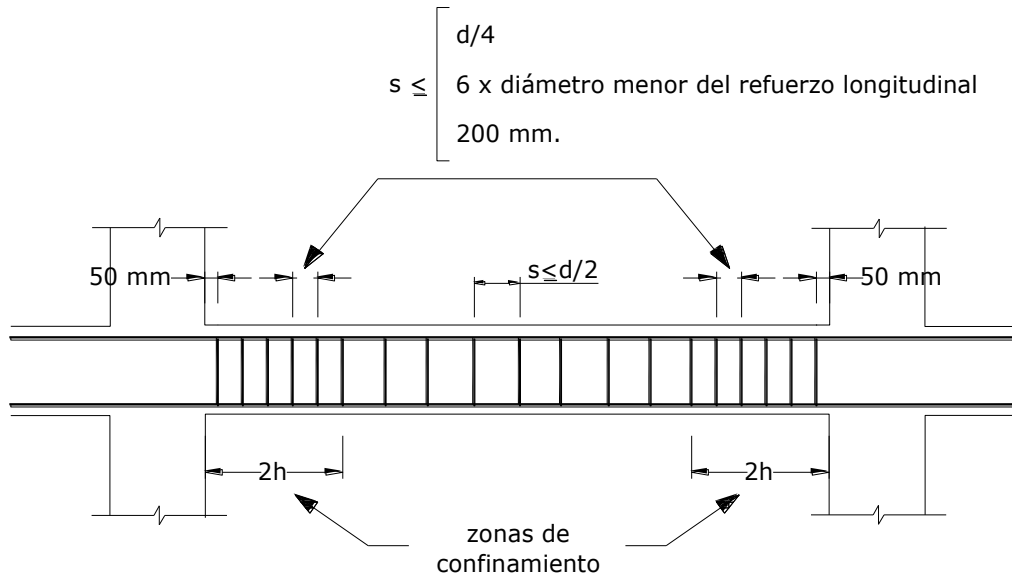


Figura 33. Separación de estribos.  
[Tomado de NEC-13 capítulo 4 p.9]

Hasta una distancia de  $2h$  medido desde la cara externa de la columna donde se apoya la viga el espaciamiento deberá ser el menor de:  $d/4$ ,  $6 \times$  diámetro menor de varilla longitudinal y menor de 200mm. En el resto de la viga debe ser menor o igual que  $d/2$  y el primer estribo deberá colocarse a 50mm.

En los extremos:

$$s \leq \frac{d}{4} = \frac{45cm}{4} = 11.25cm$$

$$s \leq 6\phi_L = 6 \times 1.8cm = \mathbf{10.8cm}$$

$$s \leq 20cm$$

En el centro:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{45cm}{2} = \mathbf{22.5cm}$$

El menor espaciamiento para los extremos es de 10.8 cm, que es más restrictivo que el requerido por resistencia por lo tanto se adopta. De igual manera para el resto de la viga (tramos centrales) el espaciamiento mínimo es el que controla. Por lo tanto se coloca estribos cerrados de 10mm de diámetro cada 10.5 centímetros hasta una distancia de 1 metro (2h) desde los apoyos y en el tramo restante varilla de 10mm cada 22cm. La tabla de espaciamientos finalmente quedaría así:

TABLA 19. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS POR NORMA – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyos	Centro	Apoyos	Centro	Apoyos	Centro	Apoyos
1,2	22	10.5	22	10.5	22	10.5	22	10.5
3,4	22	10.5	22	10.5	22	10.5	22	10.5

El número de estribos que entran en las longitudes especificadas por cada luz de viga sería:

TABLA 20. NÚMERO DE ESTRIBOS EN UNA LUZ DE VIGA – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Paralelas al Eje X				S Paralelas al Eje Y			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyos	Centro	Apoyos	Centro	Apoyos	Centro	Apoyos
1,2	18	19	18	19	18	19	18	19
3,4	18	19	18	19	18	19	18	19

TABLA 21. NÚMERO DE ESTRIBOS TOTALES EN VIGAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X				S Paralelas al Eje Y			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyos	Centro	Apoyos	Centro	Apoyos	Centro	Apoyos
1,2	288	304	288	304	216	228	324	342
3,4	288	304	288	304	216	228	324	342

Total # de estribos en vigas	4588
------------------------------	------

Para obtener el volumen total de estribos se debe calcular el perímetro que cubre cada de estribo en cada viga. En este caso no hay complicación de cálculo ya que la sección de vigas es la misma para todos los pisos. Por lo tanto con las vigas de 30x50cm menos el recubrimiento de 4cm se tiene 26x46cm lo que da un perímetro de 144cm. Si multiplicamos el perímetro de estribo por el área transversal de estribo (varilla de 10 mm) se tiene un volumen de un solo estribo de  $V_E = 113.097cm^3$ .

TABLA 22. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS EN VIGAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA

Volumen Total de estribos en vigas [cm3]	518,890.57
---	------------

### Volumen de hormigón en vigas:

TABLA 23. VOLUMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Secciones [cm]	Área [m <sup>2</sup> ]	Volumen de 1 Viga [m <sup>3</sup> ]	Volumen Vigas [m <sup>3</sup> ]
1,2	30x50	0.15	0.9	55.8
3,4	30x50	0.15	0.9	55.8

Volumen Total de hormigón en vigas [m3]	111.60
---	--------

### Volumen de hormigón en columnas:

TABLA 24. VOLUMEN DE HORMIGÓN PARA UNA COLUMNA – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Sección [cm]			Área [m <sup>2</sup> ]			Altura de pisos [m]	Volumen de hormigón [m <sup>3</sup> ]		
	Esquina	Borde	Internas	Esquina	Borde	Internas		Esquina	Borde	Internas
1,2	30x30	50x50	45x45	0.09	0.25	0.2025	2.7	0.243	0.675	0.54675
3,4	25x25	40x40	40x40	0.0625	0.16	0.16	2.7	0.16875	0.432	0.432

TABLA 25. VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen [m3]		
Esquina	Borde	Internas
1.944	2.7	6.561
1.35	1.728	5.184

Volumen Total de hormigón en columnas [m3]	19.467
--	--------

### **Acero en columnas:**

Con el fin de normalizar el diseño se coloca el porcentaje de acero mayor encontrado por cada tipo de columna.

TABLA 26. PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Porcentaje de acero en Columnas		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	1%	1%	1%
3,4	1.57%	1%	1%

TABLA 27. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS (DEMANDA) – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Área de acero en Columnas [cm2]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	9	25	20.25
3,4	9.8125	16	16

TABLA 28. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS EN VARILLAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Acero en Columnas [cm2]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	4 $\phi$ 18	10 $\phi$ 18	8 $\phi$ 18
3,4	4 $\phi$ 18	7 $\phi$ 18	7 $\phi$ 18

Como se puede observar se tiene número impar de varillas lo cual en la práctica no es correcto en columnas y esto se debe a que se está usando exclusivamente un solo tamaño de varillas. Debido a los fines teóricos y comparativos de todo el proyecto se da por aceptado este armado.

TABLA 29. VOLUMEN DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS PARA UNA COLUMNA – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Área de acero en Columnas [cm <sup>2</sup> ]			Altura de pisos [cm]	Volumen de acero en Columnas [cm <sup>3</sup> ]		
	Esquina	Borde	Internas		Esquina	Borde	Internas
1,2	10.179	25.447	20.358	270	2,748.27	6,870.66	5,496.53
3,4	10.179	17.813	17.813	270	2,748.27	4,809.46	4,809.46

Considerando un traslapo en el segundo piso de 1/3 de la longitud libre de la columna:

TABLA 30. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Volumen de acero en Columnas [cm <sup>3</sup> ]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	36,643.54	45,804.43	109,930.61
3,4	36,643.54	32,063.09	96,189.28

Volumen Total de acero longitudinal en columnas [cm <sup>3</sup> ]	357,274.48
--	------------

Refuerzo transversal en columnas:

Adicionalmente a la verificación del cortante por resistencia (fuerzas actuantes), los códigos imponen que debe existir refuerzo transversal mínimo de confinamiento para el cual el ACI 352 establece la siguiente ecuación:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \quad [47]$$

Donde:

$$0.3 \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \geq 0.09 \quad [48]$$

Donde s es el espaciamiento entre estribos en cm,  $b_c$  es la dimensión de la base del núcleo de concreto de la columna en cm, y  $A_{ch}$  es el área confinada del núcleo de concreto en cm<sup>2</sup> y  $f'_c$  el esfuerzo a la compresión del hormigón en kg/cm<sup>2</sup>. Despejando s:

$$s_h = \frac{A_{sh} f_{yh}}{b_c f'_c 0.3 \frac{A_g}{A_{ch}} - 1} \quad [49]$$

Usando varilla de 12 mm se tiene un  $A_{sh} = 1.131 \text{ cm}^2$

TABLA 31. ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Espaciamiento de acero transversal mínimo en columnas [cm]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	7.585	8.309	8.188
3,4	7.228	8.036	8.036

El número de estribos que entran en las longitudes especificadas por cada longitud de columna:

TABLA 32. NÚMERO DE ESTRIBOS EN UNA COLUMNA – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Número de estribos por columna		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	36	32	33
3,4	37	34	34

TABLA 33. NÚMERO DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Numero de estribos totales en columna		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	288	128	396
3,4	296	136	408

Para obtener el volumen total de estribos en columnas se debe calcular el perímetro que cubre cada de estribo en cada columna. Se debe tomar en cuenta que hay diferentes secciones de columnas por tipo y por cada piso. Por lo tanto con a cada dimensión de columna se le resta el recubrimiento y se obtiene su perímetro que finalmente multiplicado por el área transversal de varilla y el número total de estribos se saca el volumen total.



TABLA 34. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Volumen de estribos [cm <sup>3</sup> ]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	33874.81	26636.61	73449.72
3,4	28120.44	22148.92	66446.75

Volumen Total de estribos en columnas [cm <sup>3</sup> ]	250,677.24
--	------------

**Volumen de hormigón en muros de corte:**

Se calcula el volumen de hormigón de la pantalla del muro de tal modo quedaría de 5.50mx 0.25m y por la altura total del edificio 4pisosx2.7m=10.8m y al valor final se lo multiplica por 4 que es el número de muros presentes en toda la estructura:

Volumen de hormigón pantalla de muros [m <sup>3</sup> ]	59.4
---	------

Los cabezales en este muro quedaron de 50x50cm con lo cual el volumen de hormigón es:

Volumen de hormigón cabezales de muros [m <sup>3</sup> ]	21.6
--	------

TABLA 35. VOLUMEN DE HORMIGÓN EN MUROS ESTRUCTURALES – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de hormigón para muros [m <sup>3</sup> ]	81.00
--	-------

**Volumen de acero en muros de corte:**

Para los refuerzos de acero en cada dirección se toman los valores arrojados por el ETABS que a su vez reportaron las cuantías mínimas tanto en corte como en flexión y recordando que el espaciamiento mínimo es más

restrictivo en NEC y no será mayor que 250mm y que además cuando el muro es de 25cm de espesor o más se dispondrá de 2 capas de refuerzo.

TABLA 36. ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 4 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Acero a flexión [cm <sup>2</sup> /m]	Varilla [mm]	Asx2 [cm <sup>2</sup> ]	s [m]
6.25	12	2.261947	0.36

El espaciamiento mínimo es más restrictivo por lo tanto se adopta s=0.25m.

Volumen total de acero a flexión [cm <sup>3</sup> ]	214,975.4154
---	--------------

TABLA 37. ACERO DE REFUERZO A CORTE EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 4 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Vu [kg]	Vc [kg]	Varilla [mm]	As [cm <sup>2</sup> ]	s [cm]
159810	159400	12	1.130973	20.00

Volumen total de acero a corte [cm <sup>3</sup> ]	268,719.1848
---	--------------

Acero longitudinal en cabezales:

TABLA 38. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN CABEZALES DE MUROS – 4 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Porcentaje de acero en cabezales	Área gruesa [cm <sup>2</sup> ]	Acero necesario [cm <sup>2</sup> ]	Varillas por cabezal	Volumen [cm <sup>3</sup> ]
1,2	0.01	2500	25	10	27482.652
3,4	0.01	2500	25	10	27482.652

Volumen total de acero longitudinal en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	219,861.22
---	------------

TABLA 39. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN CABEZALES DE MUROS – 4 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Acero transversal en cabezales [cm <sup>2</sup> /m]	Vu [kg]	s [cm]
1,2	0.019	17217.720	10
3,4	0.042	19883.880	10

Núm. de estribos totales	864
-----------------------------	-----

Volumen total de estribos en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	124,859.75
---	------------

En resumen los valores totales de hormigón y acero en metros cúbicos y kilogramos respectivamente se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 40. RESUMEN DE CANTIDADES Y COSTOS TOTALES DE LA ESTRUCTURA – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Descripción	Unidad	Cantidad	P.unitario	Costo
<b>Vigas</b>				
Volumen de acero longitudinal	[kg]	9,467.56	\$ 1.64	\$ 15,526.79
Volumen de estribos	[kg]	4,073.29	\$ 1.39	\$ 5,661.87
Volumen de hormigón	[m <sup>3</sup> ]	111.60	\$ 340.55	\$ 38,005.38
<b>Columnas</b>				
Volumen de acero longitudinal	[kg]	2,804.60	\$ 1.64	\$ 4,599.55
Volumen de estribos	[kg]	1,967.82	\$ 1.39	\$ 2,735.26
Volumen de hormigón	[m <sup>3</sup> ]	19.47	\$ 342.29	\$ 6,663.36
<b>Muros</b>				
Volumen de acero longitudinal	[kg]	1,687.56	\$ 1.39	\$ 2,345.70
Volumen de acero transversal	[kg]	2,109.45	\$ 1.39	\$ 2,932.13
Volumen de hormigón	[m <sup>3</sup> ]	81.00	\$ 264.79	\$ 21,447.99
Volumen de acero longitudinal en cabezales	[kg]	1,725.91	\$ 1.64	\$ 2,830.49
Volumen de estribos en cabezales	[kg]	980.15	\$ 1.39	\$ 1,480.88
<b>Costo Total</b>				\$ 104,110.95

### 5.1.2. Edificio de 8 pisos.

El modelo en el ETABS del edificio de 8 pisos es el siguiente:

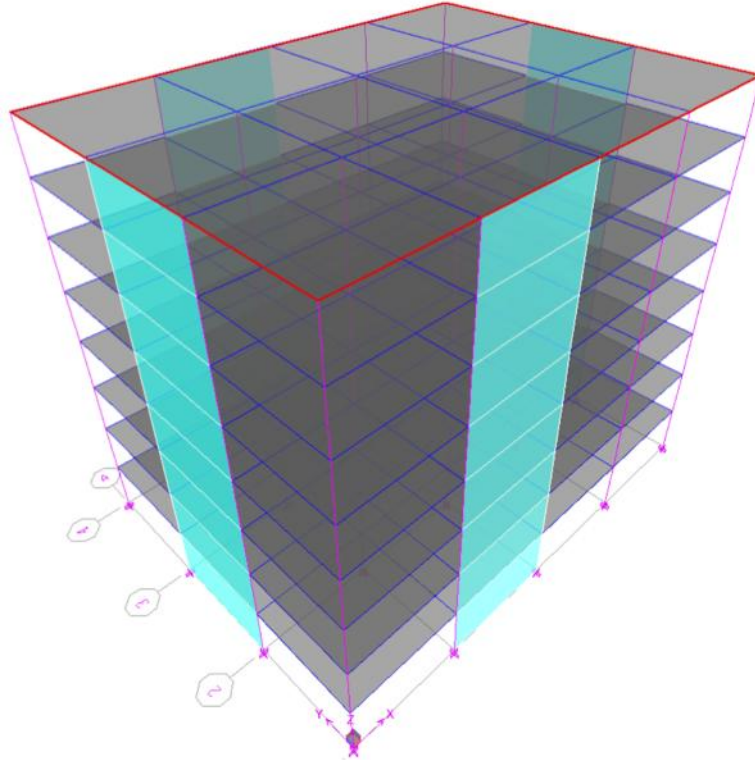


Figura 34. Modelo en ETABS del edificio de 8 pisos con muros estructurales.

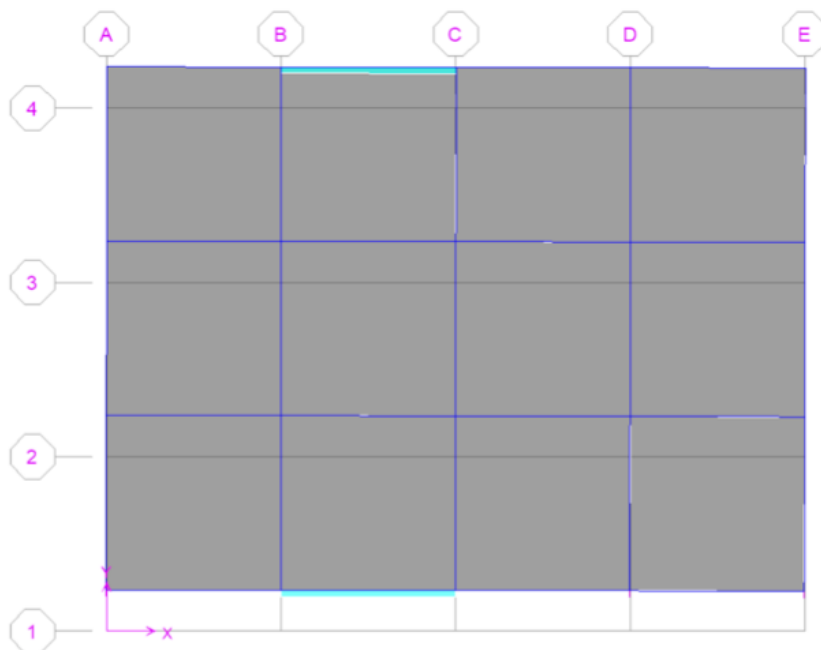


Figura 35. Primer modo de vibración - 8 pisos 10% de excedencia.

El peso con el que se dejó de iterar la estructura fue de:

$$W = 4231.42 T$$

Con el peso reactivo entonces se obtiene el cortante basal estático de:

$$V = 719.76 T$$

*Cuantía de refuerzo longitudinal en columnas:*

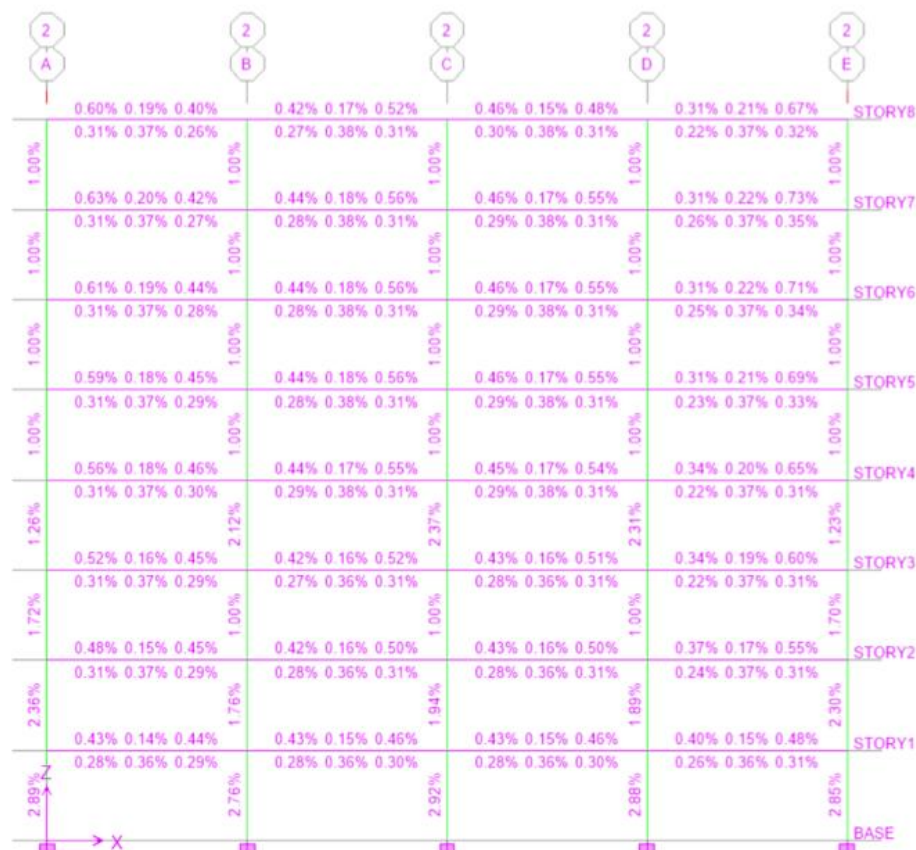
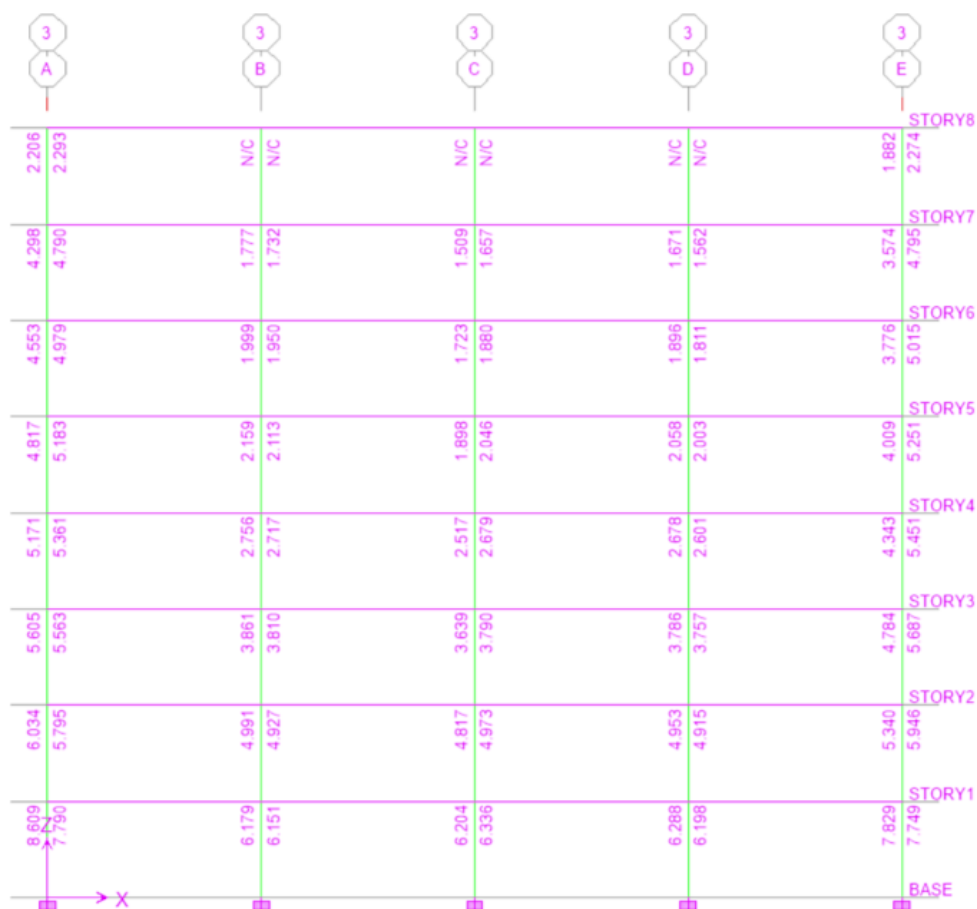


Figura 36. Porcentajes de acero de refuerzo - 8 pisos 10% de excedencia.

Se pudo constatar que las cuantías de refuerzo en las columnas todas están en el orden del 1% sin embargo en las columnas que actúan como cabezales llegaban a valores máximos de 2.85% sobre todo en el primer y segundo piso y algo similar en las columnas internas en el primer piso.

*Chequeo de nudos capacidad a flexión:*



*Figura 37. Coeficiente de capacidad columna/viga - 8 pisos 10% de excedencia.*

La relación de capacidad columna-viga dentro del chequeo de los nudos a flexión reportaron valores mayores de 5.0 en el primer piso y este valor disminuye considerablemente conforme se va subiendo de piso. Esto indica que las columnas son mucho más fuertes que las vigas y que se podría disminuir las secciones hasta obtener valores dentro de lo recomendado que es de 1.2, siendo muy conservador, o incluso 3.0 como aseguran otros autores con lo cual se asegura la fluencia de la viga antes que la columna. Sin embargo, esta disminución no fue posible ya que se observó, con las iteraciones, que con secciones menores de columnas aparecía el factor limitante que era la resistencia

de los elementos. Por lo tanto en este diseño en particular se concluyó que las secciones definitivas están controladas sin duda por la resistencia más no por este factor de capacidad a flexión de los nudos como pasaba con el edificio de 4 pisos.

*Chequeo de nudos capacidad a cortante:*

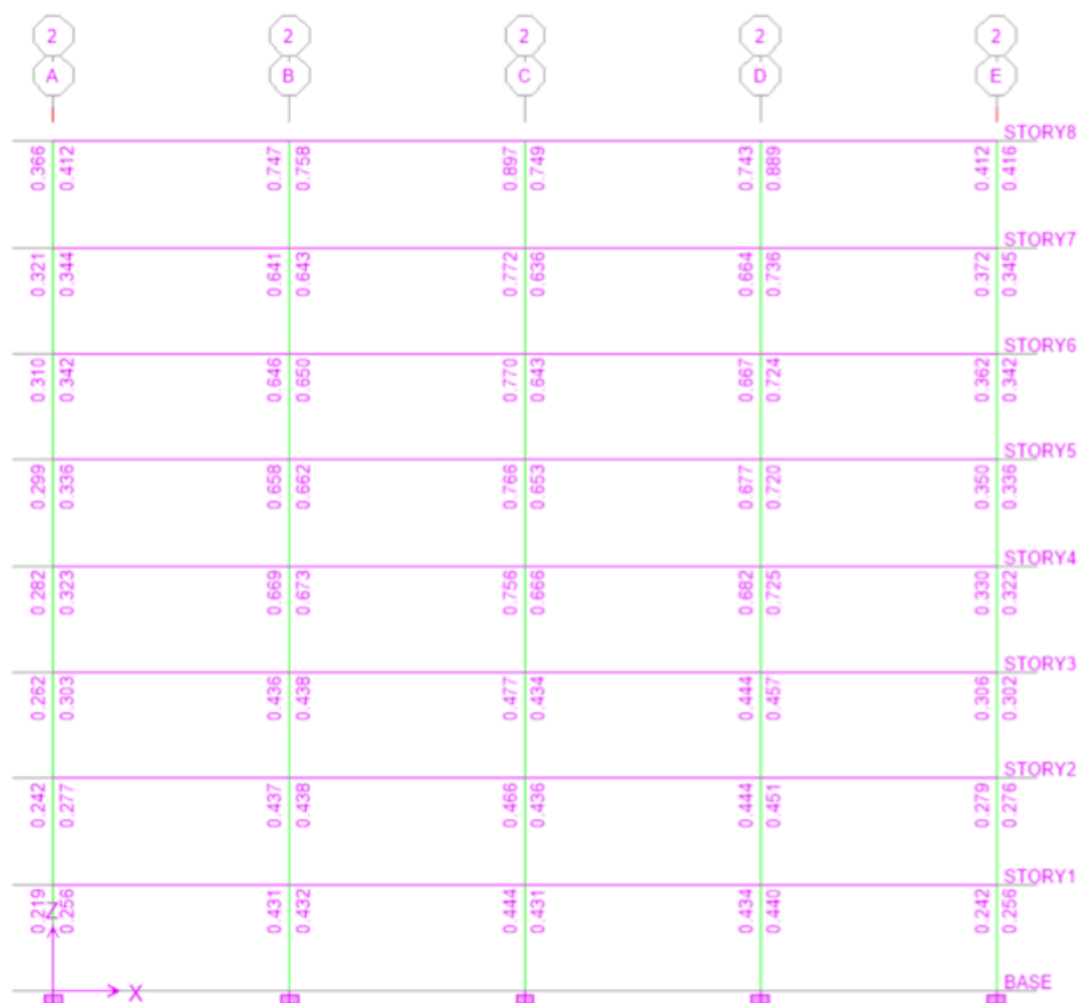


Figura 38. Coeficiente de capacidad al cortante en nudos - 8 pisos 10% de excedencia.

Al igual que en el edificio de 4 pisos el cortante horizontal en los nudos no es un limitante y se cumple la capacidad a corte de los nudos con un buen rango de seguridad teniendo valores máximos de hasta 0.89.

### Control de deriva de piso:

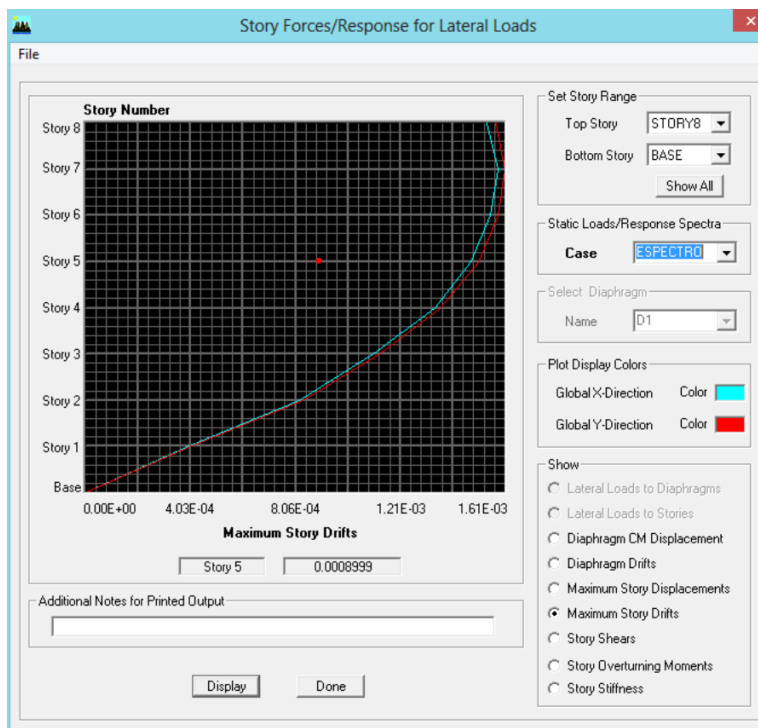


Figura 39. Máxima deriva de piso - 4 pisos 10% de excedencia.

De igual manera la deriva de piso no fue un factor limitante en el diseño definitivo y se obtuvo una deriva máxima de 0.0016 en el piso número 7.

Resumiendo, el factor limitante en el edificio de 8 pisos no fue ni el chequeo de los nudos a flexión o corte ni la deriva de piso; el factor limitante que finalmente gobernó la selección de las secciones definitivas fue la resistencia de las columnas, llevándolas casi al límite de la cuantía definida por la NEC que está entre 1% y 3%.

### Secciones definitivas:

TABLA 41. SECCIONES DEFINITIVAS DE COLUMNAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Columnas [cm]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	35x35	60x60	55x55
4,5,6	35x35	45x45	45x45



7,8	30x30	35x35	45x45
-----	-------	-------	-------

Las secciones de vigas definitivas que se usaron fueron de 30x55 cm para todos los pisos. El diámetro máximo de varillas en columnas es:

$$d_b \leq 28.06mm$$

Acero en vigas:

TABLA 42. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS (DEMANDA) – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X				Paralelas al Eje Y			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	M (+)	4.678	4.816	6.061	5.122	4.661	4.855	6.084	5.122
	M (-)	2.374	7.451	3.106	8.528	2.393	7.513	3.118	9.947
4,5,6	M (+)	4.783	5.122	6.284	5.554	4.627	5.122	6.54	5.122
	M (-)	2.748	8.695	3.62	11.683	2.774	8.782	3.637	11.742
7,8	M (+)	5.122	5.122	6.339	5.695	5.022	5.122	7.161	5.721
	M (-)	2.768	8.762	3.709	11.997	2.8	8.869	3.727	12.057

TABLA 43. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS (DEMANDA) EN VARILLAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X				Paralelas al Eje Y			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	M (+)	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20
	M (-)	1 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	1 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	1 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20
4,5,6	M (+)	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20
	M (-)	1 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	1 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20
7,8	M (+)	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20
	M (-)	1 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	1 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20

TABLA 44. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL MÍNIMO EN VIGAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Secciones [cm]	As min [cm <sup>2</sup> ]	Varillas min	Volumen de acero mínimo [cm <sup>3</sup> ]
1,2,3	30x55	5.1	2	723,712.08
4,5,6	30x55	5.1	2	723,712.08
7,8	30x55	5.1	2	482,474.72

TABLA 45. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS DESCONTANDO EL MÍNIMO– 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X				Paralelas al Eje Y			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	M (+)	0	0	0	0	0	0	0	0
	M (-)	0	1 Ø20	0	1 Ø20	0	1 Ø20	0	2 Ø20
4,5,6	M (+)	0	0	1 Ø20	0	0	0	1 Ø20	0
	M (-)	0	1 Ø20	0	2 Ø20	0	1 Ø20	0	2 Ø20
7,8	M (+)	0	0	1 Ø20	0	0	0	1 Ø20	0
	M (-)	0	1 Ø20	0	2 Ø20	0	1 Ø20	0	2 Ø20

TABLA 46. VOLUMEN DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS DESCONTANDO EL MÍNIMO– 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X [cm3]				Paralelas al Eje Y [cm3]			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	M (+)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M (-)	-	45,238.90	-	45,238.90	-	33,929.17	-	101,787.52
4,5,6	M (+)	-	-	45,238.90	-	-	-	50,893.76	-
	M (-)	-	45,238.90	-	90,477.79	-	33,929.17	-	101,787.52
7,8	M (+)	-	-	45,238.90	-	-	-	50,893.76	-
	M (-)	-	45,238.90	-	90,477.79	-	33,929.17	-	101,787.52

TABLA 47. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de As min [cm3]	Volumen total para completar As [cm3]	Volumen TOTAL longitudinal de acero en vigas [cm3]
1,929,898.87	838,804.53	2,768,703.40

TABLA 48. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL POR UNIDAD DE LONGITUD EN VIGAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X [cm2/cm]				Paralelas al Eje Y [cm2/cm]			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3		0.039	0.049	0.057	0.073	0.04	0.049	0.057	0.072
4,5,6		0.046	0.055	0.061	0.078	0.047	0.056	0.062	0.078
7,8		0.046	0.055	0.062	0.079	0.046	0.056	0.062	0.079

TABLA 49. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS POR DEMANDA – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	32.21	25.63	22.04	17.21	31.40	25.63	22.04	17.44
4,5,6	27.30	22.84	20.59	16.10	26.72	22.43	20.26	16.10
7,8	27.30	22.84	20.26	15.90	27.30	22.43	20.26	15.90

TABLA 50. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS POR NORMA – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	25	12	22	12	25	12	22	12
4,5,6	25	12	21	12	25	12	20	12
7,8	25	12	20	12	25	12	20	12

Número de estribos que entran en la longitud normada (apoyos 2h) para una luz de viga:

TABLA 51. NÚMERO DE ESTRIBOS EN UNA LUZ DE VIGA – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	15	18	17	18	15	18	17	18
4,5,6	15	18	18	18	15	18	19	18
7,8	15	18	19	18	15	18	19	18

TABLA 52. NÚMERO DE ESTRIBOS TOTALES EN VIGAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	360	432	408	432	270	324	459	486
4,5,6	360	432	432	432	270	324	513	486
7,8	240	288	304	288	180	216	342	324

Total # de estribos en vigas	8602
------------------------------	------

Con vigas de 30x55cm menos el recubrimiento de los estribos se tiene 26x51cm que da un perímetro de 154cm. Si multiplicamos el perímetro de estribo por el área transversal de estribo (varilla de 10 mm) se tiene un volumen de un solo estribo de  $V_E = 120.951cm^3$ .

TABLA 53. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS EN VIGAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA

Volumen Total de estribos en vigas [cm <sup>3</sup> ]	1,040,420.50
--	--------------

*Volumen de hormigón en vigas:*

TABLA 54. VOLUMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Secciones [cm]	Área [m <sup>2</sup> ]	Volumen de 1 Viga [m <sup>3</sup> ]	Volumen Vigas [m <sup>3</sup> ]
1,2,3	30x55	0.165	0.99	92.07
4,5,6	30x55	0.165	0.99	92.07
7,8	30x55	0.165	0.99	61.38

Volumen Total de hormigón en vigas [m <sup>3</sup> ]	245.52
--	--------

*Volumen de hormigón en columnas:*

TABLA 55. VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen de hormigón [m <sup>3</sup> ]		
Esquina	Borde	Internas
3.969	5.832	14.7015
3.969	3.2805	9.8415
1.944	1.323	6.561

Volumen Total de hormigón en columnas [m <sup>3</sup> ]	51.42
---	-------

*Acero en columnas:*

TABLA 56. PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Porcentaje de acero en Columnas		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	1%	1%	2.92%
4,5,6	1%	1%	2.37%
7,8	1.63%	1%	1%

TABLA 57. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS (DEMANDA) – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Acero en Columnas [cm <sup>2</sup> ]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	4 Ø20	12 Ø20	29 Ø20
4,5,6	4 Ø20	7 Ø20	16 Ø20
7,8	5 Ø20	4 Ø20	7 Ø20

Volumen de acero longitudinal en columnas:

Considerando un traslapo en el segundo piso de 1/3 de la longitud libre de la columna.

TABLA 58. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen de acero en Columnas [cm <sup>3</sup> ]		
Esquina	Borde	Internas
67,858.40	101,787.60	737,960.11
67,858.40	59,376.10	407,150.41
56,548.67	22,619.47	118,752.20

Volumen Total de acero longitudinal en columnas [cm <sup>3</sup> ]	1,639,911.37
--	--------------

Refuerzo transversal en columnas:

Para las columnas mayores de 50cm se disponen de varillas con amarres suplementarias. Usando varilla de 12 mm se tiene:

TABLA 59. ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Espaciamiento de Acero transversal mínimo [cm]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	8.854	10.000	10.000
4,5,6	8.854	8.986	8.986
7,8	8.752	8.854	8.986

El número de estribos por cada longitud de columna:

TABLA 60. NÚMERO DE ESTRIBOS EN UNA COLUMNA – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Número de estribos por columna		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	30	27	27
4,5,6	30	30	30
7,8	31	30	30

TABLA 61. NÚMERO DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Número de estribos totales		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	360	162	486
4,5,6	360	180	540
7,8	248	120	360

TABLA 62. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Volumen de estribos [cm <sup>3</sup> ]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	50,486.50	41,040.64	112,128.89
4,5,6	50,486.50	33,386.23	100,158.70
7,8	29,169.98	16,828.83	66,772.47

Volumen Total de estribos en columnas [cm <sup>3</sup> ]	500,458.75
--	------------

*Volumen de hormigón en muros de corte:*

Se calcula el volumen de hormigón de la pantalla del muro de tal modo quedaría de 5.40m x 0.35m y por la altura total del edificio 8pisos x 2.7m = 21.6m y al valor final se lo multiplica por 4 que es el número de muros presentes en toda la estructura. Los cabezales en este muro quedaron de 60x60cm.

TABLA 63. VOLUMEN DE HORMIGÓN EN MUROS ESTRUCTURALES – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen de hormigón pantalla de muros [m3]	163.30
Volumen de hormigón cabezales de muros [m3]	62.21
Volumen total de hormigón para muros [m3]	225.51

*Volumen de acero en muros de corte:*

Para los refuerzos de acero en cada dirección se toman los valores arrojados por el ETABS recordando que el espaciamiento mínimo es más restrictivo en NEC y no será mayor que 250mm y que además cuando el muro es de 25cm de espesor o más se dispondrá de 2 capas de refuerzo.

TABLA 64. ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Cuantía Necesaria	Acero a flexión [cm <sup>2</sup> /m]	Varilla [mm]	As x 2 [cm <sup>2</sup> ]	s [m]
1,2	0.012	42	12	2.261947	0.054
3,4	0.0088	30.8	12	2.261947	0.073
5,6,7,8	0.0025	8.75	12	2.261947	0.25

Volumen total de acero a flexión [cm <sup>3</sup> ]	1,324,039.44
---	--------------

TABLA 65. ACERO DE REFUERZO A CORTE EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 8 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a corte [cm <sup>3</sup> ]	1,192,239.04
---	--------------

TABLA 65. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN CABEZALES DE MUROS – 8 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Porcentaje de acero en cabezales	Área gruesa [cm <sup>2</sup> ]	Acero necesario [cm <sup>2</sup> ]
1,2	2.85%	3600	102.6
3,4	1.7%	3600	61.2
5,6,7,8	1%	3600	36

Volumen total de acero longitudinal en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	1,197,022.20
---	--------------

TABLA 66. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN CABEZALES DE MUROS – 8 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Acero transversal en cabezales [cm <sup>2</sup> /m]	Vu [kg]	s [cm]
1,2,3	0.049	28850.187	10
4,5,6	0.058	30120.267	10
7,8	0.115	38164.107	9.8

Volumen total de estribos en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	304,006.35
---	------------



TABLA 67. COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA – 8 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

<b>Costo Total de la estructura</b>	<b>\$285,617.19</b>
-------------------------------------	---------------------

### 5.1.3. Edificio de 12 pisos.

El modelo en el ETABS del edificio de 12 pisos es el siguiente:

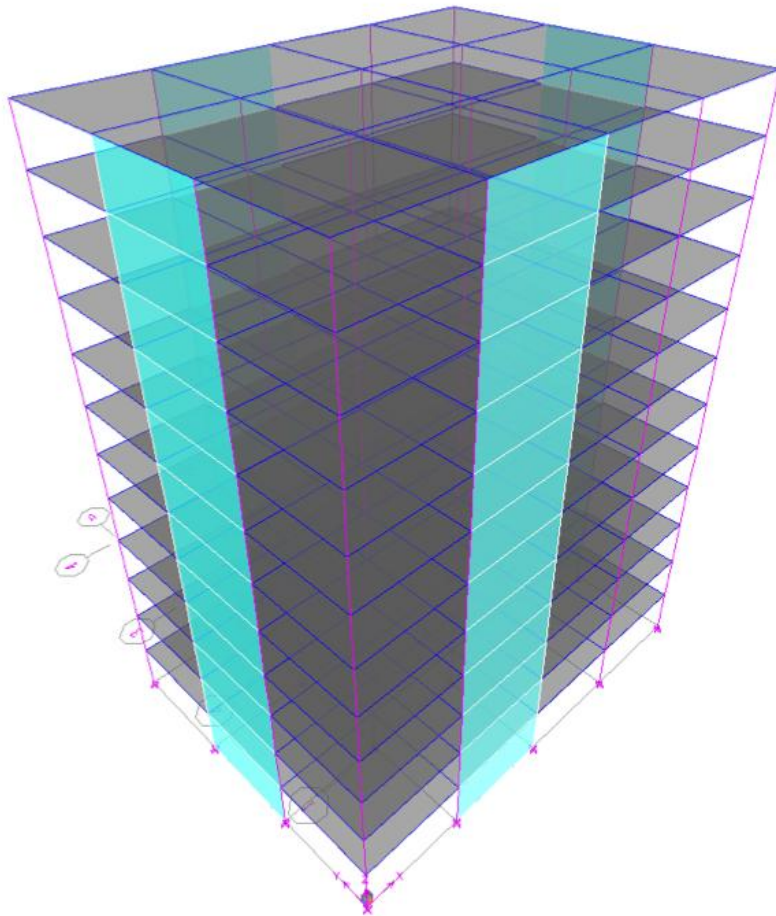


Figura 40. Modelo en ETABS del edificio de 8 pisos con muros estructurales.

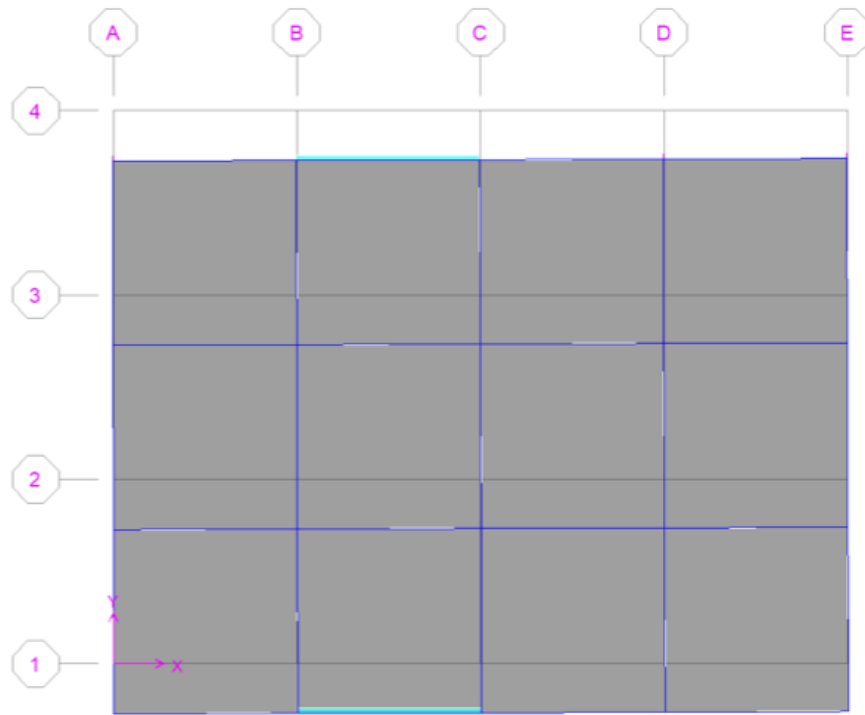


Figura 41. Primer modo de vibración - 12 pisos 10% de excedencia.

El peso con el que se dejó de iterar la estructura fue de:

$$W = 7001.27 T$$

Con el peso reactivo entonces se obtiene el cortante basal estático de:

$$V = 1190.92 T$$

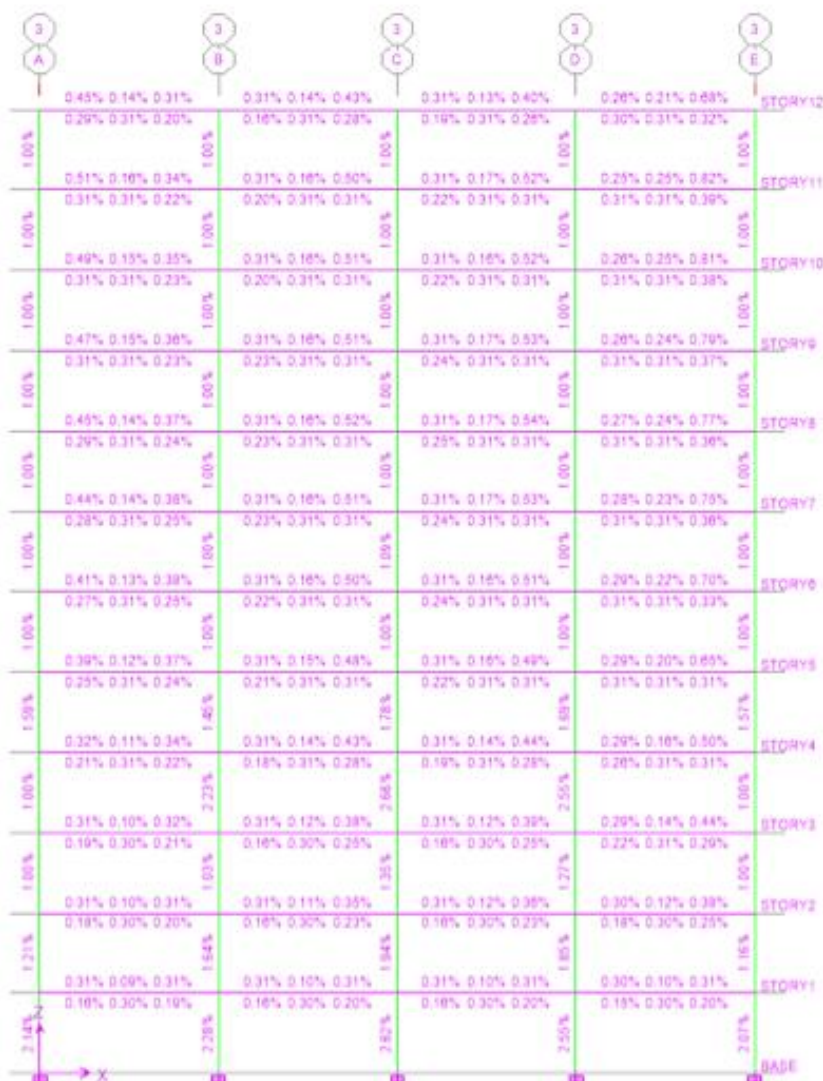


Figura 42. Porcentajes de acero de refuerzo - 12 pisos 10% de excedencia.

Las cuantías de refuerzo en las columnas están en el orden del 1% en la mayoría; sin embargo, en las columnas que actúan como cabezales llegaban a valores máximos de 2.9% sobre todo en el primer piso y un poco menor en las columnas internas en el primer piso.

*Chequeo de nudos capacidad a flexión:*

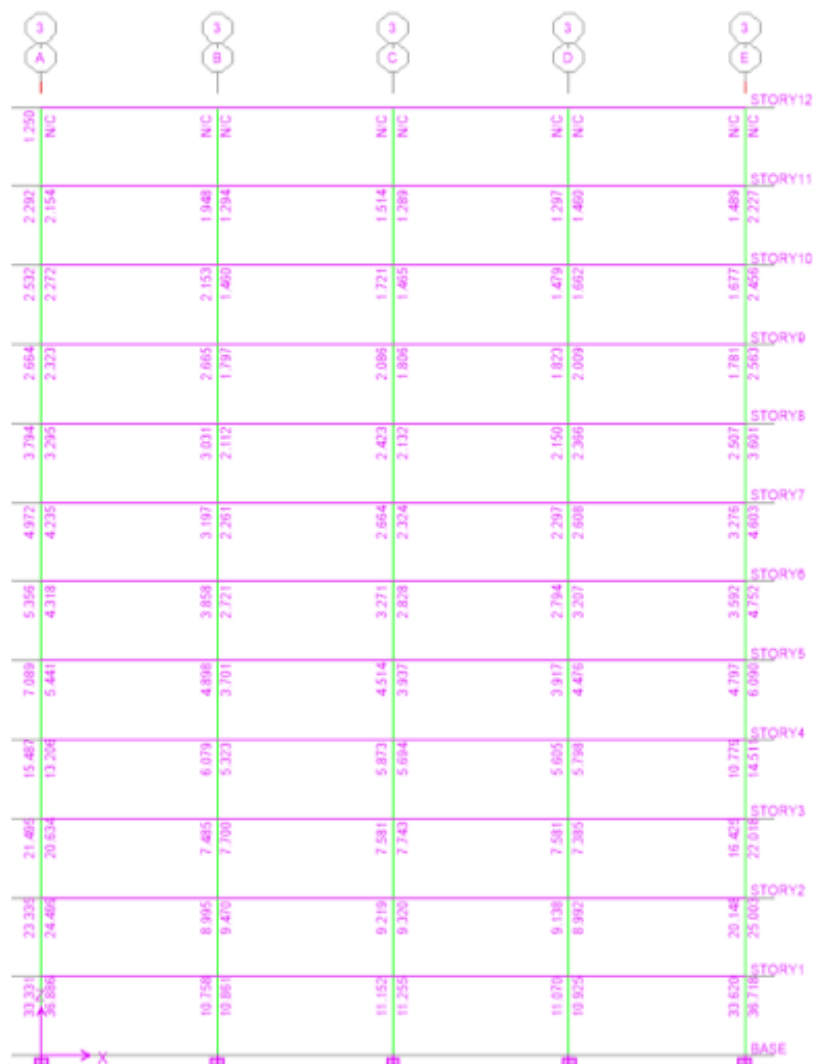


Figura 43. Coeficiente de capacidad columna/viga - 12 pisos 10% de excedencia.

La relación de capacidad columna-viga dentro del chequeo de los nudos a flexión reportaron valores que cumplen con un amplio rango. Con respecto a las conexiones muro-viga estas cumplen en exceso sobre todo en el primer piso por el tamaño de los cabezales que se emplean en el muro estructural. Esto indica que las columnas en general en toda la estructura son considerablemente más fuertes que las vigas y que se podría disminuir las secciones hasta obtener valores más óptimos. Sin embargo, esta disminución no fue posible ya que se

observó, con las iteraciones, que con secciones menores de columnas aparecía el factor limitante que era la resistencia de los elementos y existía un sobre esfuerzo en las columnas. Por lo tanto, en este diseño se concluyó que las secciones definitivas están controladas sin duda por la resistencia más no por este factor de capacidad a flexión de los nudos, como pasaba con el edificio de 4 pisos.

*Chequeo de nudos capacidad a cortante:*

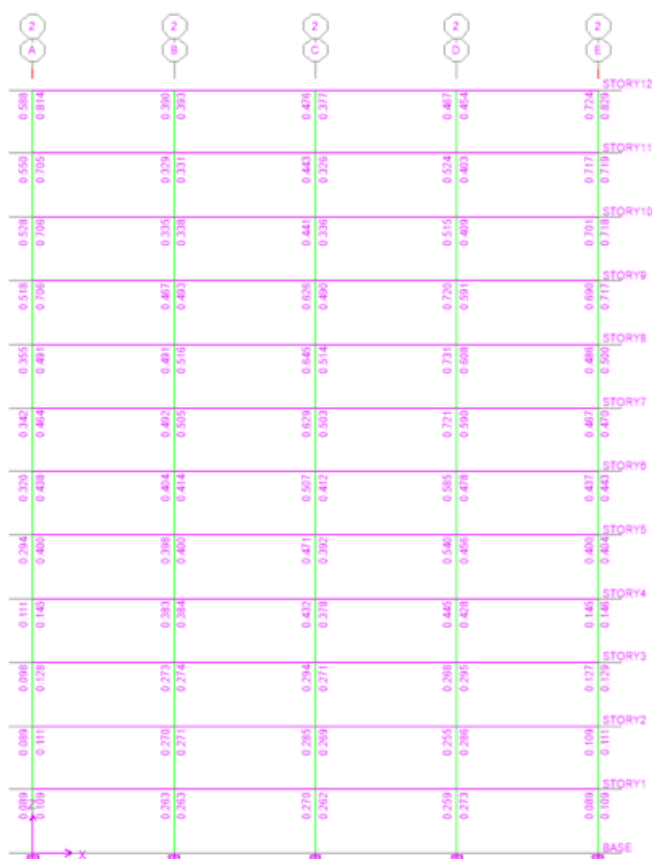


Figura 44. Coeficiente de capacidad al cortante en nudos - 12 pisos 10% de excedencia.

Al igual que en el edificio de 8 y 4 pisos el cortante horizontal en los nudos no es un limitante y se cumple la capacidad a corte de los nudos con un buen rango de seguridad teniendo valores máximos de hasta 0.7.

### Control de deriva de piso:

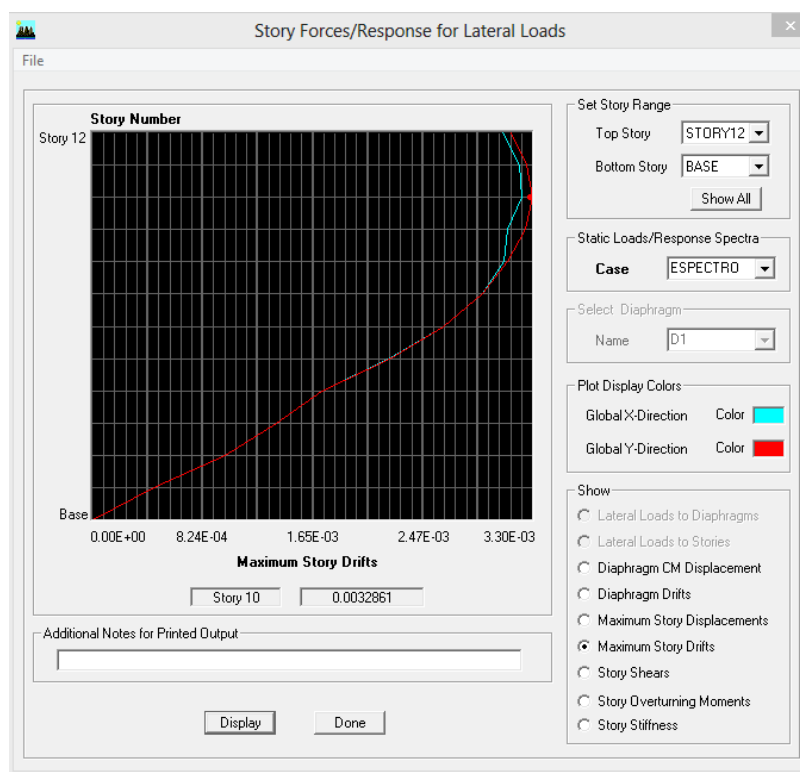


Figura 45. Máxima deriva de piso - 12 pisos 10% de excedencia.

De igual manera la deriva de piso no fue un factor limitante en el diseño definitivo y se obtuvo una deriva máxima de 0.00329 en el piso número 10 el cual está controlado dentro del límite recomendado por la NEC que fue de 0.0038.

Resumiendo, el factor limitante en el edificio de 12 pisos, al igual que el de 8 pisos, no fue ni el chequeo de los nudos a flexión o corte ni la deriva de piso; el factor limitante que finalmente gobernó la selección de las secciones definitivas fue la resistencia de las columnas llevándolas al límite de la cuantía definida por la NEC.

### Secciones definitivas:

TABLA 68. SECCIONES DEFINITIVAS DE COLUMNAS – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Columnas [cm]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	45x45	55x55	70x70

4,5,6	45x45	55x55	60x60
7,8,9	45x45	50x50	55x55
10,11,12	45x45	50x50	50x50

Las secciones de vigas definitivas que se usaron fueron de 40x60 cm para todos los pisos. El diámetro máximo de varillas en columnas es:

$$d_b \leq 30.61mm$$

Acero en vigas:

TABLA 69. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS (DEMANDA) – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X [cm <sup>2</sup> ]				Paralelas al Eje Y [cm <sup>2</sup> ]			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	M (+)	5.011	5.705	7.333	6.876	5.045	5.755	7.319	6.904
	M (-)	2.82	8.769	3.39	10.627	2.844	8.848	3.404	10.672
4,5,6	M (+)	6.783	7.908	7.499	8.036	6.845	8.077	7.499	8.074
	M (-)	4.589	14.643	5.339	16.893	4.64	14.818	5.263	16.977
7,8,9	M (+)	7.499	9.146	7.499	8.99	7.499	9.563	7.499	9.475
	M (-)	5.016	16.836	5.845	19.034	5.569	17.234	6.151	20.136
10,11,12	M (+)	7.499	9.271	7.499	9.31	7.499	9.592	7.499	9.429
	M (-)	5.394	16.9	6.047	19.761	5.574	17.242	6.123	20.032

TABLA 70. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS (DEMANDA) EN VARILLAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X [cm <sup>2</sup> ]				Paralelas al Eje Y [cm <sup>2</sup> ]			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	M (+)	2 Ø22	2 Ø22	2 Ø22	2 Ø22	2 Ø22	2 Ø22	2 Ø22	2 Ø22
	M (-)	1 Ø22	3 Ø22	1 Ø22	3 Ø22	1 Ø22	3 Ø22	1 Ø22	3 Ø22
4,5,6	M (+)	2 Ø22	3 Ø22	2 Ø22	3 Ø22	2 Ø22	3 Ø22	2 Ø22	3 Ø22
	M (-)	2 Ø22	4 Ø22	2 Ø22	5 Ø22	2 Ø22	4 Ø22	2 Ø22	5 Ø22
7,8,9	M (+)	2 Ø22	3 Ø22	2 Ø22	3 Ø22	2 Ø22	3 Ø22	2 Ø22	3 Ø22
	M (-)	2 Ø22	5 Ø22	2 Ø22	6 Ø22	2 Ø22	5 Ø22	2 Ø22	6 Ø22
10,11,12	M (+)	2 Ø22	3 Ø22	2 Ø22	3 Ø22	2 Ø22	3 Ø22	2 Ø22	3 Ø22
	M (-)	2 Ø22	5 Ø22	2 Ø22	6 Ø22	2 Ø22	5 Ø22	2 Ø22	6 Ø22

Acero mínimo:

TABLA 71. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL MÍNIMO EN VIGAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Secciones [cm]	As min [cm <sup>2</sup> ]	Varillas min	Volumen de acero mínimo [cm <sup>3</sup> ]
1,2,3	40x60	7.47	2	875,691.66
4,5,6	40x60	7.47	2	875,691.66
7,8,9	40x60	7.47	2	875,691.66
10,11,12	40x60	7.47	2	875,691.66

TABLA 72. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS DESCONTANDO EL MÍNIMO– 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X [cm <sup>2</sup> ]				Paralelas al Eje Y [cm <sup>2</sup> ]			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	M (+)	0	0	0	0	0	0	0	0
	M (-)	0	1 Ø22	0	1 Ø22	0	1 Ø22	0	1 Ø22
4,5,6	M (+)	0	1 Ø22	0	1 Ø22	0	1 Ø22	0	1 Ø22
	M (-)	0	2 Ø22	0	3 Ø22	0	2 Ø22	0	3 Ø22
7,8,9	M (+)	0	1 Ø22	0	1 Ø22	0	1 Ø22	0	1 Ø22
	M (-)	0	3 Ø22	0	4 Ø22	0	3 Ø22	0	4 Ø22
10,11,12	M (+)	0	1 Ø22	0	1 Ø22	0	1 Ø22	0	1 Ø22
	M (-)	0	3 Ø22	0	4 Ø22	0	3 Ø22	0	4 Ø22

TABLA 73. VOLUMEN DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS DESCONTANDO EL MÍNIMO– 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos		Paralelas al Eje X [cm <sup>3</sup> ]				Paralelas al Eje Y [cm <sup>3</sup> ]			
		Borde		Internas		Borde		Internas	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	M (+)	-	-	-	-	-	-	-	-
	M (-)	-	54,738.72	-	54,738.72	-	41,054.04	-	61,581.06
4,5,6	M (+)	-	54,738.72	-	54,738.72	-	41,054.04	-	61,581.06
	M (-)	-	109,477.44	-	164,216.16	-	82,108.08	-	184,743.18
7,8,9	M (+)	-	54,738.72	-	54,738.72	-	41,054.04	-	61,581.06
	M (-)	-	164,216.16	-	218,954.88	-	123,162.12	-	246,324.24
10,11,12	M (+)	-	54,738.72	-	54,738.72	-	41,054.04	-	61,581.06
	M (-)	-	164,216.16	-	218,954.88	-	123,162.12	-	246,324.24



Por lo tanto los valores totales de acero longitudinal en vigas son:

TABLA 74. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de As min [cm <sup>3</sup> ]	Volumen total para completar As [cm <sup>3</sup> ]	Volumen TOTAL longitudinal de acero en vigas [cm <sup>3</sup> ]
3,502,766.62	2,894,309.82	6,397,076.44

Área de acero transversal por unidad de longitud:

TABLA 75. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL POR UNIDAD DE LONGITUD EN VIGAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Paralelas al Eje X [cm <sup>2</sup> /cm]				Paralelas al Eje Y [cm <sup>2</sup> /cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	0.052	0.064	0.058	0.075	0.053	0.064	0.058	0.076
4,5,6	0.091	0.114	0.089	0.106	0.092	0.114	0.09	0.106
7,8,9	0.104	0.123	0.096	0.113	0.106	0.125	0.099	0.115
10,11,12	0.105	0.124	0.099	0.115	0.106	0.125	0.099	0.115

Espaciamiento requerido:

TABLA 76. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS POR DEMANDA – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	30.19	24.53	27.07	20.93	29.62	24.53	27.07	20.66
4,5,6	17.25	13.77	17.64	14.81	17.07	13.77	17.44	14.81
7,8,9	15.10	12.76	16.35	13.89	14.81	12.56	15.86	13.65
10,11,12	14.95	12.66	15.86	13.65	14.81	12.56	15.86	13.65

Espaciamiento limitado por norma:

TABLA 77. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS POR NORMA – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	24	13	22	13	24	13	22	13

4,5,6	14	11	14	12	14	11	14	12
7,8,9	12	10	13	11	12	10	13	11
10,11,12	12	10	13	11	12	10	13	11

Número de estribos que entran en la longitud normada (apoyos 2h) para una luz de viga:

TABLA 78. NÚMERO DE ESTRIBOS EN UNA LUZ DE VIGA – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	15	18	17	18	15	18	17	18
4,5,6	26	22	26	20	26	22	26	20
7,8,9	30	24	28	22	30	24	28	22
10,11,12	30	24	28	22	30	24	28	22

Estribos totales:

TABLA 79. NÚMERO DE ESTRIBOS TOTALES EN VIGAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	S Paralelas al Eje X [cm]				S Paralelas al Eje Y [cm]			
	Borde		Internas		Borde		Internas	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2,3	360	432	408	432	270	324	459	486
4,5,6	624	528	624	480	468	396	702	540
7,8,9	720	576	672	528	540	432	756	594
10,11,12	720	576	672	528	540	432	756	594

Total # de estribos en vigas	17169
------------------------------	-------

Con vigas de 40x60cm menos el recubrimiento de los estribos se tiene 36x56cm que da un perímetro de 184cm. Multiplicando el perímetro de estribo por el área transversal de estribo (varilla de 10 mm) se tiene un volumen de un solo estribo de  $V_E = 144.44cm^3$ .

TABLA 80. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS EN VIGAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA

Volumen Total de estribos en vigas [cm <sup>3</sup> ]	2,479,890.36
--	--------------

*Volumen de hormigón en vigas:*

TABLA 81. VOLUMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Secciones [cm]	Área [m <sup>2</sup> ]	Volumen de 1 Viga [m <sup>3</sup> ]	Volumen Vigas [m <sup>3</sup> ]
1,2,3	40x60	0.24	1.44	133.92
4,5,6	40x60	0.24	1.44	133.92
7,8,9	40x60	0.24	1.44	133.92
10,11,12	40x60	0.24	1.44	133.92

Volumen Total de hormigón en vigas [m <sup>3</sup> ]	535.68
--	--------

*Volumen de hormigón en columnas:*

TABLA 82. VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen de hormigón [m <sup>3</sup> ]		
Esquina	Borde	Internas
6.561	4.9005	23.814
6.561	4.9005	17.496
6.561	4.05	14.7015
6.561	4.05	12.15

Volumen Total de hormigón en columnas [m <sup>3</sup> ]	112.31
--	--------

*Acero en columnas:*

TABLA 83. PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Porcentaje de acero en Columnas		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	1.71%	2.05%	2.62%

4,5,6	1%	1%	2.55%
7,8,9	1%	1%	1%
10,11,12	1%	1%	1%

Varillas necesarias en columnas:

TABLA 84. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS EN VARILLAS – 12 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Acero en Columnas [cm <sup>2</sup> ]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	10 Ø22	17 Ø22	34 Ø22
4,5,6	6 Ø22	8 Ø22	25 Ø22
7,8,9	6 Ø22	7 Ø22	8 Ø22
10,11,12	6 Ø22	7 Ø22	7 Ø22

Volumen de acero longitudinal en columnas:

Columnas totales:

Considerando un traslapo en el segundo piso de 1/3 de la longitud libre de la columna.

TABLA 85. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS –  
12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen de acero en Columnas [cm <sup>3</sup> ]		
Esquina	Borde	Internas
205,271.66	348,961.83	1,046,885.49
123,163.00	164,217.33	769,768.74
123,163.00	143,690.16	246,326.00
123,163.00	143,690.16	215,535.25

Volumen Total de acero longitudinal en columnas [cm <sup>3</sup> ]	3,653,835.62
--	--------------

Refuerzo transversal en columnas:

Para las columnas mayores de 50cm se disponen de varillas con amarres suplementarias. Usando varilla de 12 mm se tiene:

TABLA 86. ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Espaciamiento de acero transversal mínimo [cm]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	8.99	10	10
4,5,6	8.99	10	10
7,8,9	8.99	10	10
10,11,12	8.99	10	10

El número de estribos por cada longitud de columna:

TABLA 87. NÚMERO DE ESTRIBOS EN UNA COLUMNA – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Número de estribos por columna		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	30	27	27
4,5,6	30	27	27
7,8,9	30	27	27
10,11,12	30	27	27

Estribos totales:

TABLA 88. NÚMERO DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Número de estribos totales		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	360	162	486
4,5,6	360	162	486
7,8,9	360	162	486
10,11,12	360	162	486

TABLA 89. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Volumen de estribos [cm <sup>3</sup> ]		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	66,772.47	37,376.30	145,107.97
4,5,6	66,772.47	37,376.30	123,121.92
7,8,9	66,772.47	33,711.95	112,128.89

10,11,12	66,772.47	33,711.95	101,135.86
----------	-----------	-----------	------------

Volumen Total de estribos en columnas [cm3]	890,761.02
---	------------

*Volumen de hormigón en muros de corte:*

TABLA 90. VOLUMEN DE HORMIGÓN EN MUROS ESTRUCTURALES – 4 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Volumen de hormigón pantalla de muros [m3]	248.18
--	--------

Volumen de hormigón cabezales de muros [m3]	140.62
---	--------

Volumen total de hormigón para muros [m3]	388.8
---	-------

*Volumen de acero en muros de corte:*

Para los refuerzos de acero en cada dirección se toman los valores proporcionados por el ETABS recordando que el espaciamiento mínimo es más restrictivo en NEC y no será mayor que 250mm y que además cuando el muro es de 25cm de espesor o más se dispondrá de 2 capas de refuerzo.

*Acero de refuerzo a flexión en la pantalla del muro:*

TABLA 91. ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Cuantía Necesaria	Acero a flexión [cm2/m]	Varilla [mm]	As x 2 [cm2]	s [m]
1,2,3,4	0.0198	108.9	22	7.60265422	0.070
5,6,7,8	0.0109	32.7	22	7.60265422	0.232

9,10,11,12	0.0036	9	22	7.60265422	0.250
------------	--------	---	----	------------	-------

Volumen total de acero a flexión [cm <sup>3</sup> ]	3,847,512.36
---	--------------

Acero de refuerzo a corte en la pantalla del muro:

TABLA 92. ACERO DE REFUERZO A CORTE EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 12 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a corte [cm <sup>3</sup> ]	3,234,264.34
---	--------------

Acero longitudinal en cabezales:

TABLA 93. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN CABEZALES DE MUROS – 4 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Porcentaje de acero en cabezales	Área gruesa [cm <sup>2</sup> ]	Acero necesario [cm <sup>2</sup> ]
1,2,3,4	3.00%	9025	270.75
5,6,7,8	1.80%	4225	76.05
9,10,11,12	1%	3025	30.25

Volumen total de acero longitudinal en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	3,724,069.06
---	--------------

Acero transversal en cabezales de muro:

TABLA 94. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN CABEZALES DE MUROS – 12 PISOS  
10% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Acero transversal en cabezales [cm <sup>2</sup> /m]	Vu [kg]	s [cm]
1,2,3,4	0.071	72719.437	10
5,6,7,8	0.094	40334.648	10
9,10,11,12	0.223	46972.024	5.5

Volumen total de estribos en cabezales [cm3]	621,831.17
--	------------

TABLA 95. COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA – 12 PISOS 10% DE EXCEDENCIA.

<b>Costo Total de la estructura</b>	<b>\$635,892.64</b>
-------------------------------------	---------------------

## 5.2. Sismo de 20% de excedencia en 50 años.

### 5.2.1. Edificio de 4 pisos.

El peso con el que se dejó de iterar la estructura fue de:

$$W = 1972.01 T$$

TABLA 96. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de As min [cm3]	Volumen total para completar As de demanda [cm3]	Volumen TOTAL longitudinal de acero en vigas [cm3]
781,604.00	396,971.65	1,178,575.65

TABLA 97. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS EN VIGAS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA

Total # de estribos en vigas	4464
Volumen Total de estribos en vigas [cm3]	504,866.51

TABLA 98. VOLUMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA

Volumen Total de hormigón en vigas [m3]	111.60
---	--------

TABLA 99. VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en columnas [m3]	16.713
--	--------

TABLA 100. PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Columnas		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	1.00%	1.00%	1.00%
3,4	1.4%	1.00%	1.00%



TABLA 101. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de acero longitudinal en columnas [cm3]	311,470.06
---	------------

TABLA 102. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de estribos en columnas [cm3]	236,111.05
---	------------

TABLA 103. VOLUMEN DE HORMIGÓN EN MUROS ESTRUCTURALES – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de hormigón para muros [m3]	79.22
---	-------

TABLA 104. ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a flexión [cm3]	214,975.42
--	------------

TABLA 105. ACERO DE REFUERZO A CORTE EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a corte [cm3]	268,719.184
--------------------------------------	-------------

TABLA 106. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN CABEZALES DE MUROS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero longitudinal en cabezales [cm3]	219,861.22
--	------------

TABLA 107. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN CABEZALES DE MUROS – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de estribos en cabezales [cm3]	124,859.75
--	------------

TABLA 108. RESUMEN DE CANTIDADES Y COSTOS TOTALES DE LA ESTRUCTURA – 4 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

<b>Costo Total</b>	\$ 101,440.97
--------------------	---------------

### 5.2.2. Edificio de 8 pisos.

El peso con el que se dejó de iterar la estructura fue de:

$$W = 4172.31 T$$

TABLA 109. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de As min [cm <sup>3</sup> ]	Volumen total para completar As de demanda [cm <sup>3</sup> ]	Volumen TOTAL longitudinal de acero en vigas [cm <sup>3</sup> ]
1,929,887.00	980,176.91	2,910,063.91

TABLA 110. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS EN VIGAS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA

Total # de estribos en vigas	8711
Volumen Total de estribos en vigas [cm <sup>3</sup> ]	985,190.89

TABLA 111. VOLUMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en vigas [m <sup>3</sup> ]	223.20
--	--------

TABLA 112. VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en columnas [m <sup>3</sup> ]	49.113
---	--------

TABLA 113. PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Columnas		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	1.00%	1.00%	2.75%
4,5,6	1.00%	1.00%	2.13%
7,8	1.29%	1.00%	1.00%

TABLA 114. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de acero longitudinal en columnas [cm <sup>3</sup> ]	1,492,884.83
--	--------------

TABLA 115. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de estribos en columnas [cm3]	530,236.50
---	------------

TABLA 116. VOLUMEN DE HORMIGÓN EN MUROS ESTRUCTURALES – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de hormigón para muros [m3]	225.50
---	--------

TABLA 117. ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a flexión [cm3]	1,184,654.64
--	--------------

TABLA 118. ACERO DE REFUERZO A CORTE EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a corte [cm3]	1,125,805.16
--------------------------------------	--------------

TABLA 119. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN CABEZALES DE MUROS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero longitudinal en cabezales [cm3]	1,010,818.75
--	--------------

TABLA 120. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN CABEZALES DE MUROS – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de estribos en cabezales [cm3]	304,005.64
--	------------

TABLA 130. RESUMEN DE CANTIDADES Y COSTOS TOTALES DE LA ESTRUCTURA – 8 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

<b>Costo Total</b>	<b>\$ 271,827.30</b>
--------------------	----------------------

### 5.2.3. Edificio de 12 pisos.

El peso con el que se dejó de iterar la estructura fue de:

$$W = 6966.73 T$$

TABLA 131. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de As min [cm3]	Volumen total para completar As de demanda [cm3]	Volumen TOTAL longitudinal de acero en vigas [cm3]
3,502,744.00	2,702,743.58	6,205,487.58

TABLA 132. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS EN VIGAS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA

Total # de estribos en vigas	16701
Volumen Total de estribos en vigas [cm3]	2,413,515.99

TABLA 133. VOLUMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en vigas [m3]	535.68
---	--------

TABLA 134. VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en columnas [m3]	107.85
--	--------

TABLA 135. PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Columnas		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	1.00%	1.71%	2.62%
4,5,6	1.00%	1.00%	2.66%
7,8,9	1.00%	1.00%	1.00%
10,11,12	1.00%	1.00%	1.00%

TABLA 136. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de acero longitudinal en columnas [cm3]	3,109,865.71
---	--------------

TABLA 137. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de estribos en columnas [cm <sup>3</sup> ]	922,521.39
--	------------

TABLA 138. VOLUMEN DE HORMIGÓN EN MUROS ESTRUCTURALES – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de hormigón para muros [m <sup>3</sup> ]	380.05
--	--------

TABLA 139. ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a flexión [cm <sup>3</sup> ]	3,585,249.48
---	--------------

TABLA 140. ACERO DE REFUERZO A CORTE EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a corte [cm <sup>3</sup> ]	2,849,851.24
---	--------------

TABLA 141. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN CABEZALES DE MUROS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero longitudinal en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	3,298,461.17
---	--------------

TABLA 142. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN CABEZALES DE MUROS – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de estribos en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	616,156.02
---	------------

TABLA 143. COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA – 12 PISOS 20% DE EXCEDENCIA.

<b>Costo Total</b>	\$ 608,336.38
--------------------	---------------

### 5.3. Sismo de 5% de excedencia en 50 años.

#### 5.3.1. Edificio de 4 pisos.

El peso con el que se dejó de iterar la estructura fue de:

$$W = 2012.21 T$$

TABLA 144. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS – 4 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de As min [cm3]	Volumen total para completar As de demanda [cm3]	Volumen TOTAL longitudinal de acero en vigas [cm3]
1,172,406.00	103,823.35	1,276,229.35

TABLA 145. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS EN VIGAS – 4 PISOS 5% DE EXCEDENCIA

Total # de estribos en vigas	4464
Volumen Total de estribos en vigas [cm3]	539,926.68

TABLA 146. VOLUMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS – 4 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en vigas [m3]	122.76
---	--------

TABLA 147. VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS – 4 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en columnas [m3]	20.061
--	--------

TABLA 148. PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 4 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Columnas		
	Esquina	Borde	Internas
1,2	1.00%	1.00%	1.08%
3,4	1.15%	1.00%	1.00%

TABLA 149. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 4 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de acero longitudinal en columnas [cm3]	380,176.69
---	------------

TABLA 150. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 4 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de estribos en columnas [cm3]	252,270.39
---	------------

TABLA 151. VOLUMEN DE HORMIGÓN EN MUROS ESTRUCTURALES – 4 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de hormigón para muros [m3]	79.22
---	-------

TABLA 152. ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 4 PISOS  
5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a flexión [cm3]	235,440.00
---	------------

TABLA 153. ACERO DE REFUERZO A CORTE EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 4 PISOS  
5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a corte [cm3]	725,840.60
---	------------

TABLA 154. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN CABEZALES DE MUROS – 4 PISOS  
5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero longitudinal en cabezales [cm3]	197,875.10
--	------------

TABLA 155. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN CABEZALES DE MUROS – 4 PISOS  
5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de estribos en cabezales [cm3]	124,859.75
--	------------

TABLA 156. COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA – 4 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

<b>Costo Total</b>	\$ 115,902.74
--------------------	---------------

### 5.3.2. Edificio de 8 pisos.

El peso con el que se dejó de iterar la estructura fue de:

$$W = 4266.44 T$$

TABLA 157. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS – 8  
PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de As min [cm3]	Volumen total para completar As de demanda [cm3]	Volumen TOTAL longitudinal de acero en vigas [cm3]
1,929,887.00	884,044.17	2,813,931.17

TABLA 158. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS EN VIGAS – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA

Total # de estribos en vigas	9122
Volumen Total de estribos en vigas [cm3]	1,103,317.92

TABLA 159. VOLUMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en vigas [m3]	245.52
---	--------

TABLA 160. VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en columnas [m3]	54.135
--	--------

TABLA 161. PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Columnas		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	1.00%	1.00%	2.94%
4,5,6	1.00%	1.00%	1.70%
7,8	1.63%	1.00%	1.00%

TABLA 162. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de acero longitudinal en columnas [cm3]	1,600,327.30
---	--------------

TABLA 163. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de estribos en columnas [cm3]	534,941.35
---	------------

TABLA 164. VOLUMEN DE HORMIGÓN EN MUROS ESTRUCTURALES – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de hormigón para muros [m3]	241.70
---	--------

TABLA 165. ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a flexión [cm3]	1,643,114.64
--	--------------

TABLA 166. ACERO DE REFUERZO A CORTE EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a corte [cm3]	1,449,237.62
--------------------------------------	--------------



TABLA 167. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN CABEZALES DE MUROS – 8 PISOS  
5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero longitudinal en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	1,223,622.69
---	--------------

TABLA 168. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN CABEZALES DE MUROS – 8 PISOS  
5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de estribos en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	321,755.97
---	------------

TABLA 169. COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA – 8 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

<b>Costo Total</b>	\$ 299,922.24
--------------------	---------------

### 5.3.3. Edificio de 12 pisos.

El peso con el que se dejó de iterar la estructura fue de:

$$W = 7129.64 T$$

TABLA 170. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN VIGAS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de As min [cm <sup>3</sup> ]	Volumen total para completar As de demanda [cm <sup>3</sup> ]	Volumen TOTAL longitudinal de acero en vigas [cm <sup>3</sup> ]
3,502,744.00	2,955,911.96	6,458,655.96

TABLA 171. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS EN VIGAS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA

Total # de estribos en vigas	17223
Volumen Total de estribos en vigas [cm <sup>3</sup> ]	2,488,951.91

TABLA 172. VOLUMENES DE HORMIGÓN EN VIGAS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en vigas [m <sup>3</sup> ]	535.68
--	--------

TABLA 173. VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN EN COLUMNAS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de hormigón en columnas [m3]	108.78
--	--------

TABLA 174. PORCENTAJES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Pisos	Columnas		
	Esquina	Borde	Internas
1,2,3	1.00%	1.72%	2.62%
4,5,6	1.00%	1.00%	2.64%
7,8,9	1.00%	1.00%	1.08%
10,11,12	1.00%	1.00%	1.00%

TABLA 175. VOLUMEN TOTAL DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de acero longitudinal en columnas [cm3]	3,171,447.21
---	--------------

TABLA 176. VOLUMEN TOTAL DE ESTRIBOS TOTALES EN COLUMNAS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen Total de estribos en columnas [cm3]	926,185.75
---	------------

TABLA 177. VOLUMEN DE HORMIGÓN EN MUROS ESTRUCTURALES – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de hormigón para muros [m3]	432.00
---	--------

TABLA 178. ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a flexión [cm3]	4,403,594.64
--	--------------

TABLA 179. ACERO DE REFUERZO A CORTE EN LA PANTALLA DE LOS MUROS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero a corte [cm3]	3,782,185.46
--------------------------------------	--------------

TABLA 180. ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL EN CABEZALES DE MUROS – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de acero longitudinal en cabezales [cm3]	4,734,887.81
--	--------------

TABLA 181. ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN CABEZALES DE MUROS – 12 PISOS  
5% DE EXCEDENCIA.

Volumen total de estribos en cabezales [cm <sup>3</sup> ]	783,516.89
---	------------

TABLA 182. COSTO TOTAL DE LA ESTRUCTURA – 12 PISOS 5% DE EXCEDENCIA.

<b>Costo Total</b>	\$ 670,182.68
--------------------	---------------

## 6. RESULTADOS.

Una vez finalizado el diseño definitivo de cada uno de los edificios para cada sismo con diferentes períodos de retorno, se presenta en esta sección una recopilación de los resultados obtenidos.

Con respecto a los costos de las estructuras se obtuvo el siguiente cuadro:

TABLA 183. RESUMEN DE COSTOS DE LAS ESTRUCTURAS.

<b>Costos de la estructura</b>			
Período de retorno [años]	4 pisos	8 pisos	12 pisos
225.57	\$ 101,440.97	\$271,827.30	\$ 608,336.38
475.06	\$ 104,110.95	\$ 285,617.19	\$635,892.64
975.29	\$ 115,902.74	\$ 299,922.24	\$ 670,182.68

Cabe mencionar que los costos son únicamente los correspondientes a los elementos estructurales vigas, columnas y muros, y no considera costos de losas y cimentación, debido a los objetivos comparativos del presente trabajo. Para visualizar mejor en forma de gráfico de columnas para cada edificio por número de pisos se tiene:



Figura 46. Costos edificio de 4 pisos vs período de retorno.

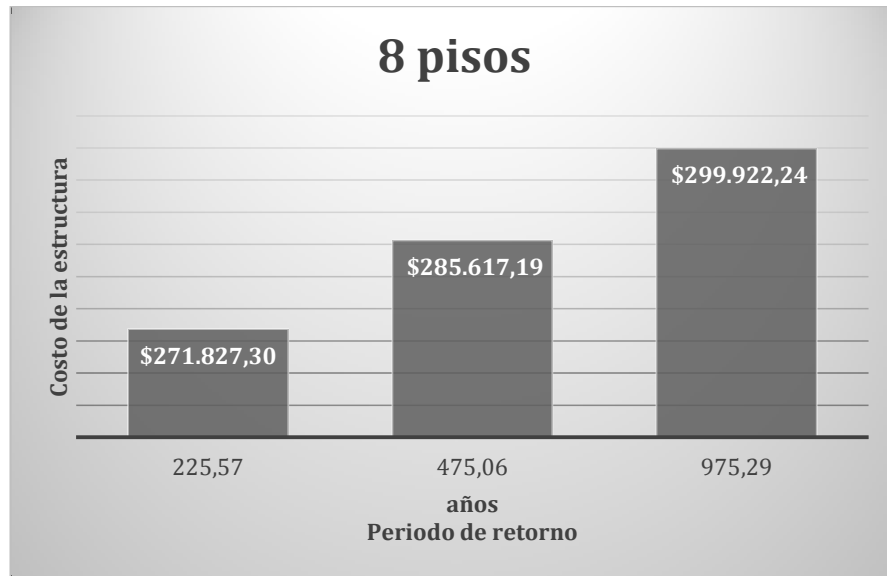


Figura 47. Costos edificio de 8 pisos vs período de retorno.



Figura 48. Costos edificio de 12 pisos vs período de retorno.

Unificando en un solo gráfico los costos de los edificios versus los períodos de retorno:

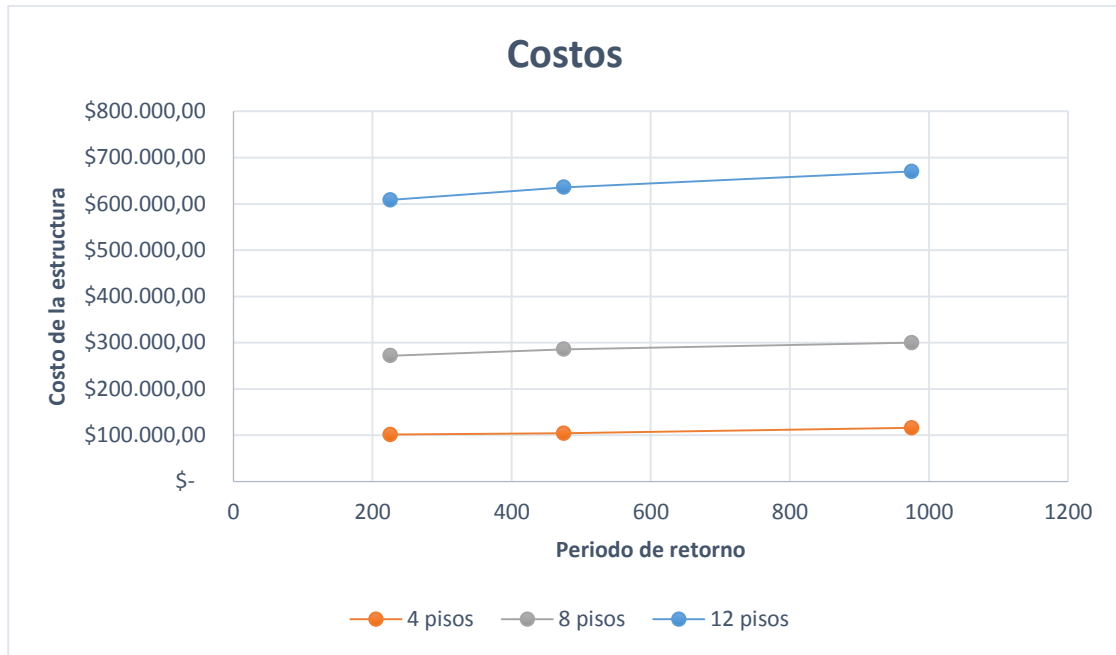


Figura 49. Costos de las estructuras vs período de retorno.

Con respecto a las cantidades totales de hormigón y acero se tiene lo propio para cada estructura:

TABLA 184. RESUMEN DE CANTIDADES DE ACERO.

Cantidades de Acero [kg]			
Período de retorno [años]	4 pisos	8 pisos	12 pisos
225.57	24,016.59	74,917.73	180,558.70
475.06	24,816.33	78,239.39	195,066.54
975.29	29,301.06	83,918.45	209,982.99

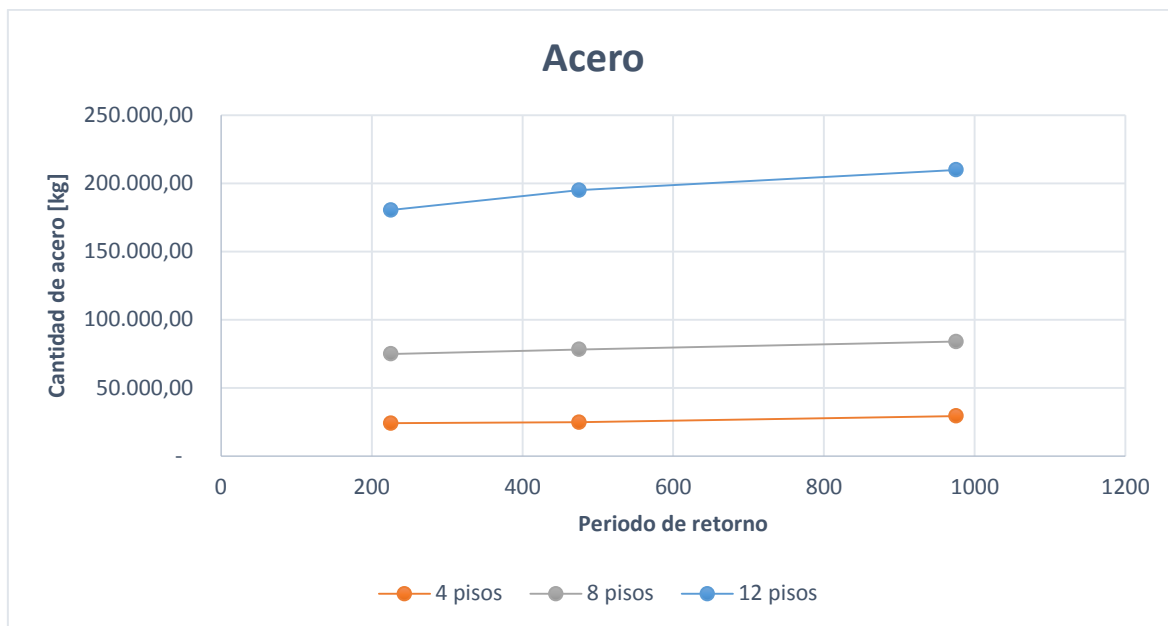


Figura 50. Cantidades de acero vs período de retorno.

TABLA 185. RESUMEN DE CANTIDADES DE HORMIGÓN.

Cantidades de Hormigón [m3]			
Período de retorno [años]	4 pisos	8 pisos	12 pisos
225.57	207.53	497.82	1,023.58
475.06	212.07	522.45	1,036.79
975.29	222.04	541.36	1,076.46

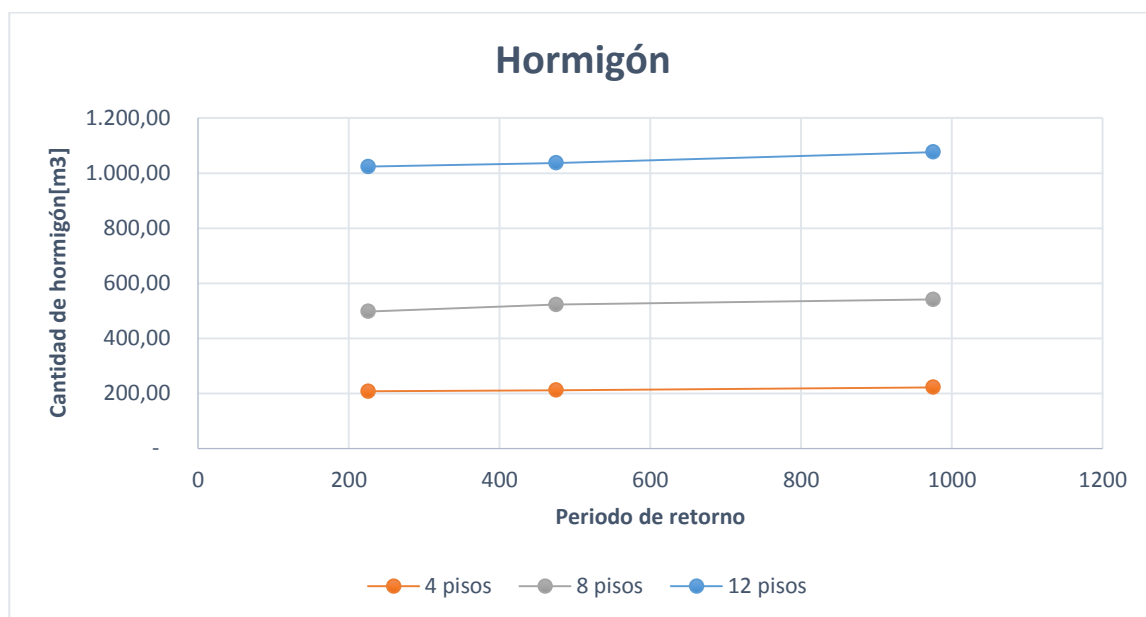


Figura 51. Cantidades de hormigón vs período de retorno.

## **7. CONCLUSIONES.**

### **7.1. Diseño estructural definitivo.**

Es importante mencionar cuales fueron los factores determinantes en la consecución de los elementos estructurales definitivos de cada edificio. Los factores que se consideraron fueron: la resistencia frente a las solicitaciones, el control de deriva de piso, la revisión de cortante en el nudo y la capacidad a flexión en el nudo.

En ninguno de los casos analizados en esta tesis la deriva de piso fue un factor determinante con lo cual se puede notar una de las principales funciones y ventajas que tienen los sistemas estructurales considerados como duales compuestos por pórticos de hormigón armado y muros estructurales. En los edificios de 4 pisos, la deriva de piso fue menor en un orden de magnitud al permitido calculado con la NEC.

En los edificios de 8 y 12 pisos lo que controló las secciones definitivas fue sin duda el factor de resistencia, debido a que se obtuvieron porcentajes de refuerzo longitudinal en columnas cercanas a límite permitido por la NEC, aun cuando los demás factores pasaban ampliamente la verificación, como son el cortante y sobre todo la capacidad a flexión en el nudo. Este factor igualmente apareció para el diseño de los cabezales de los muros de corte, el cual se volvía más crítico a mayor número de pisos.

La capacidad a flexión en los nudos, la misma que mide la resistencia a momento que aportan las columnas que llegan al nudo frente a la que aportan las vigas, solamente controló los tamaños de las secciones en los edificios de 4 pisos y este fue el factor limitante para los mismos.



En todos los edificios los períodos de vibración caen sobre el valle alto de los espectros de aceleraciones para los diferentes períodos de retorno, por lo cual se diseñaron siempre con las aceleraciones máximas. Es importante mencionar en este punto, que este caso en particular no ocurre, a diferencia de los sistemas duales, con las estructuras con sistemas estructurales compuestos solamente por pórticos de hormigón armado, donde los períodos de vibración de este tipo de edificios tienden a crecer más rápido debido al valor de  $\alpha$  igual a 0.9 frente a 0.75 para sistemas duales y, por ello, a mayor altura de edificio mayor período y por ende caen más rápido en la parte curva del espectro en donde las aceleraciones son menores.

En lo que respecta al acero de refuerzo en las pantallas de los muros estructurales, el ETABS reportó cuantías mínimas tanto longitudinal como transversal para los edificios de 4 pisos con excepción del sismo de período de retorno de 975 años. Para las demás edificaciones se armó las pantallas según las fuerzas de corte y cuantía a flexión reportados por el ETABS. El tipo de elemento de análisis que se usó para el cálculo de todos los muros estructurales fue de tipo Pier.

## **7.2. Resultados del proyecto.**

En el edificio de 4 pisos al hacer una regresión lineal a los datos de costos versus período de retorno se observa que no se ajusta a los datos de la mejor manera. Por otro lado, si se obtiene una regresión del tipo exponencial se encuentra un coeficiente de correlación,  $R^2$ , de 0.98 lo cual nos muestra una mejor propensión a los datos. Si bien no es mucha la diferencia que existe, la aproximación exponencial es mejor. Este caso en particular se da ya que, como se mencionó anteriormente, en los edificios de 4 pisos las cuantías de refuerzo en

las pantallas de los muros reportaron los valores mínimos a colocarse tanto longitudinal como transversal pero con el sismo de 975 años ya se necesitaron mayores cantidades de acero pues las solicitaciones aumentaron; este hecho responde al salto de precio que hay a partir del sismo de 475 años y por esta razón la regresión que mejor se acerca es la exponencial y no la lineal o logarítmica como se va a observar que sucede en los siguientes edificios. La tendencia exponencial se observa mejor si comparamos los costos; partiendo como referencia el costo de la estructura de 4 pisos con sismo de diseño de 475 años de período de retorno, se obtiene que la estructura con el sismo de menor magnitud correspondiente a 225 años es 2.7% más barata; mientras que el sismo de 975 años de período de retorno es 11.3% más caro.

En los edificios de 8 y 12 pisos se puede observar que existe una tendencia que puede ser de tipo lineal o logarítmica, que se ajustan a los valores obtenidos, siendo la mejor, no por mucho, la logarítmica. Esta tendencia nos muestra, aparentemente, que conforme sube el período de retorno del sismo el aumento en el costo siempre debe ser mayor pero la velocidad con la que cambia el precio va disminuyendo conforme aumenta el período de retorno. Se debe tener cuidado con esta afirmación, pues se necesitaría aumentar la muestra de datos para confirmar si esta tendencia se mantiene. Además, al ser una función logarítmica, en algún punto esta dejaría de crecer pues presenta una asíntota, y este no sería el caso en estos valores pues representan un costo a cierto período de retorno, y a mayor período mayor debería ser el costo siempre.

Precisamente, esta acotación hecha en el párrafo anterior con respecto a la regresión logarítmica, se observa al comparar los costos de cada edificación. Para el edificio de 8 pisos, tomando como referencia el sismo de diseño de 475 años,

se tiene que el sismo de 225 años es 4.8% más barato; mientras que con el sismo de 975 años es 5% más caro. El costo de la estructura con el sismo de 975, si bien cumple claramente que es más costosa, el aumento no es tan cuantioso en porcentaje, como si lo sería en una tendencia lineal y, por esta razón, se estaría corroborando la tendencia logarítmica que se entendería como “conforme sube el período de retorno, la variación (el delta) del costo crece con mayor lentitud”; una vez más es un tanto delicado afirmar cien por ciento este hecho, debido a que los parámetros están ajustados y, sin duda, habría la necesidad de evaluar más períodos de retorno para afianzar estas tendencias.

En el edificio de 12 pisos se obtuvo algo muy similar. Tomando como referencia el sismo de diseño de 475 años, se tiene que la estructura con el sismo de 225 años es 4.3% más barata; mientras que con el sismo de 975 años es 5.4% más caro.

En promedio y en números redondos, se obtuvo que las estructuras con sismo de 225 años son 4% más baratas que aquellas con el sismo de típico de 475 años con una desviación estándar de 1.1. Aquellas con sismo de 975 son un 7% más caras que las de 475, con una desviación estándar de 3.5, debido al despunte ya mencionado, en el precio que se dio en el edificio de 4 pisos para este sismo.

Algo que si se puede señalar con seguridad es, que estos porcentajes individualmente o en promedio nos indican que construir una estructura más segura frente a un sismo de mayor magnitud, incorporando un sistema estructural dual, no es tan caro ni existe tanta diferencia como comúnmente se considera en la práctica.

Otro punto a destacar, observando el gráfico Costos, es que existe una mayor diferencia de costos conforme se va construyendo edificios de mayor altura y, si cruzamos los datos con la cantidad de hormigón y acero usado, se afirma que el costo de un edificio con muros estructurales aumenta drásticamente con edificios ya de alturas mayores a 12 pisos, pues las demandas propias del muro a grandes alturas se vuelven más críticas y las secciones tanto de cabezales y pantallas del muro suben considerablemente. En lo que respecta a los gráficos de hormigón y acero, se confirma que ambos siguen la misma relación con el período de retorno que la que existe entre el costo total-período de retorno.

### **7.3. Comparación entre sistemas estructurales: sistema dual vs pórtico especial sismo resistente.**

Finalmente se compara estas estructuras con muros estructurales (sistemas duales) frente a estructuras solamente con pórticos de hormigón armado con la finalidad de obtener una idea general de comparación entre los dos sistemas estructurales. Los datos se obtuvieron de la tesis de grado de Merino (2014), en la que se analizaron estructuras de las mismas características:

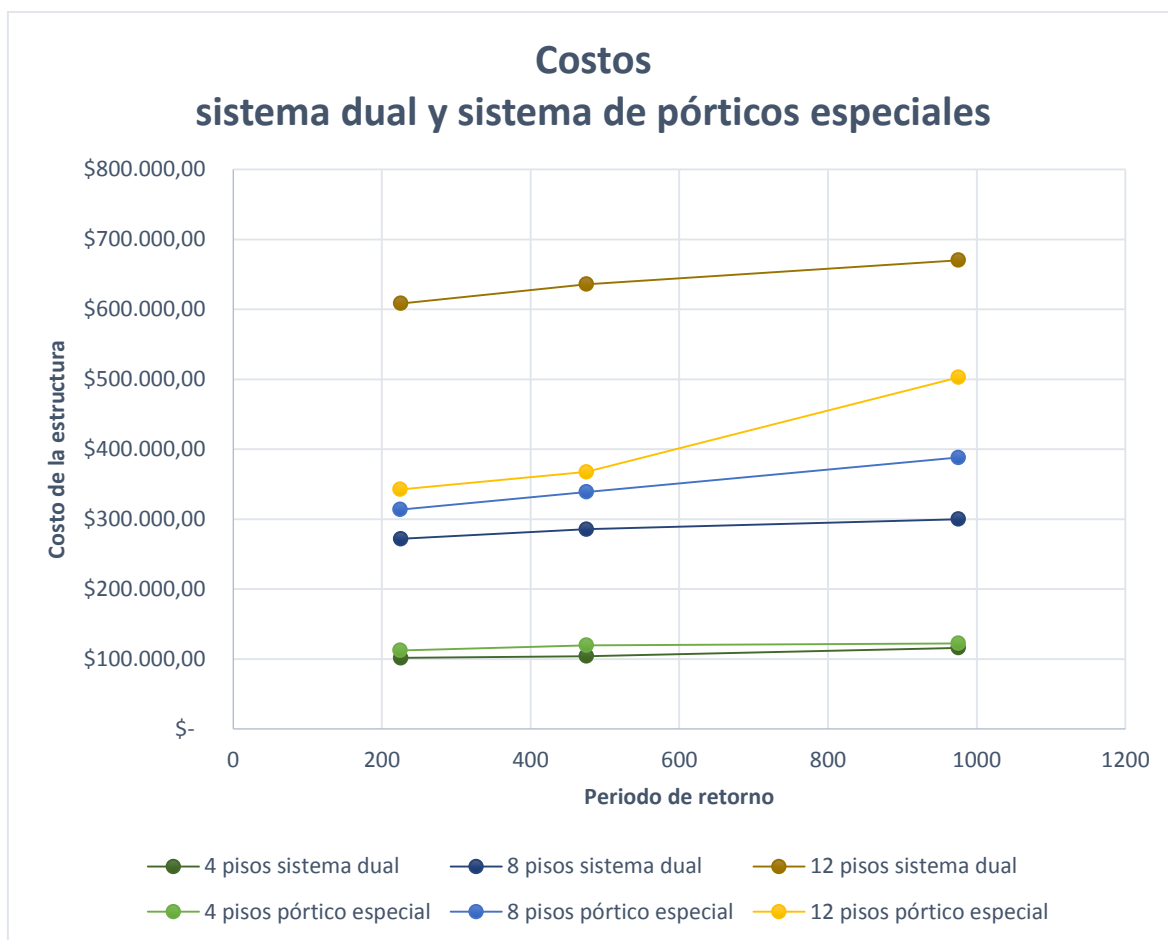


Figura 52. Costos de las estructuras (sistema dual y sistema pórtico especial sismo resistente) vs período de retorno.

Con respecto a los costos totales se puede observar que existe, en general, un ahorro con el sistema estructural dual en los edificios de 4 y 8 pisos. En el edificio de 12 pisos se ve que el precio se eleva con respecto al sistema compuesto por pórticos especiales. Analizando los resultados de la tesis antes mencionada, se verificó que, debido al sistema estructural, compuesto únicamente por los pórticos especiales sismo resistentes, el período estático de vibración del edificio de 12 pisos fue 1.6 veces mayor que el mismo período para el edificio con muros de corte, razón por la cual este período cayó en la parte curva del espectro disminuyendo las fuerzas sísmicas a las cuales se vieron sometidas dichas edificaciones, mientras que los mismos edificios del sistema

dual rigidizan la estructura y el período es bajo, por lo cual siempre se mantuvieron en la parte alta del espectro y se calcularon con las aceleraciones máximas esperadas. Este aumento en el período de los edificios de 12 pisos del sistema de pórticos hizo que las aceleraciones se redujeran al punto en el que los costos entre el edificio de 8 y 12 pisos fue casi el mismo en aquel análisis. Además del ahorro en costos, es importante mencionar las otras ventajas, no menos importantes, que genera el tener los sistemas estructurales duales.

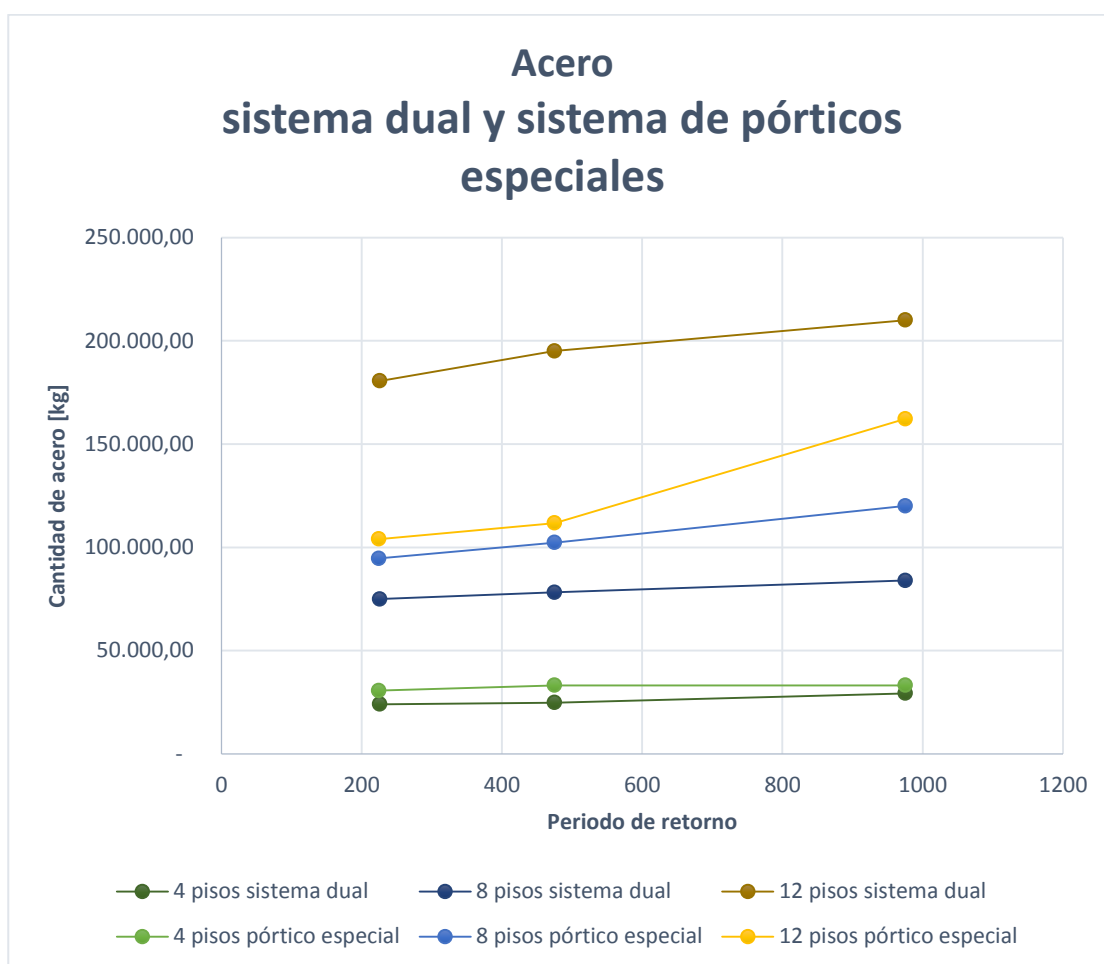


Figura 53. Cantidades de acero (sistema dual y sistema pórtico especial sismo resistente) vs período de retorno.

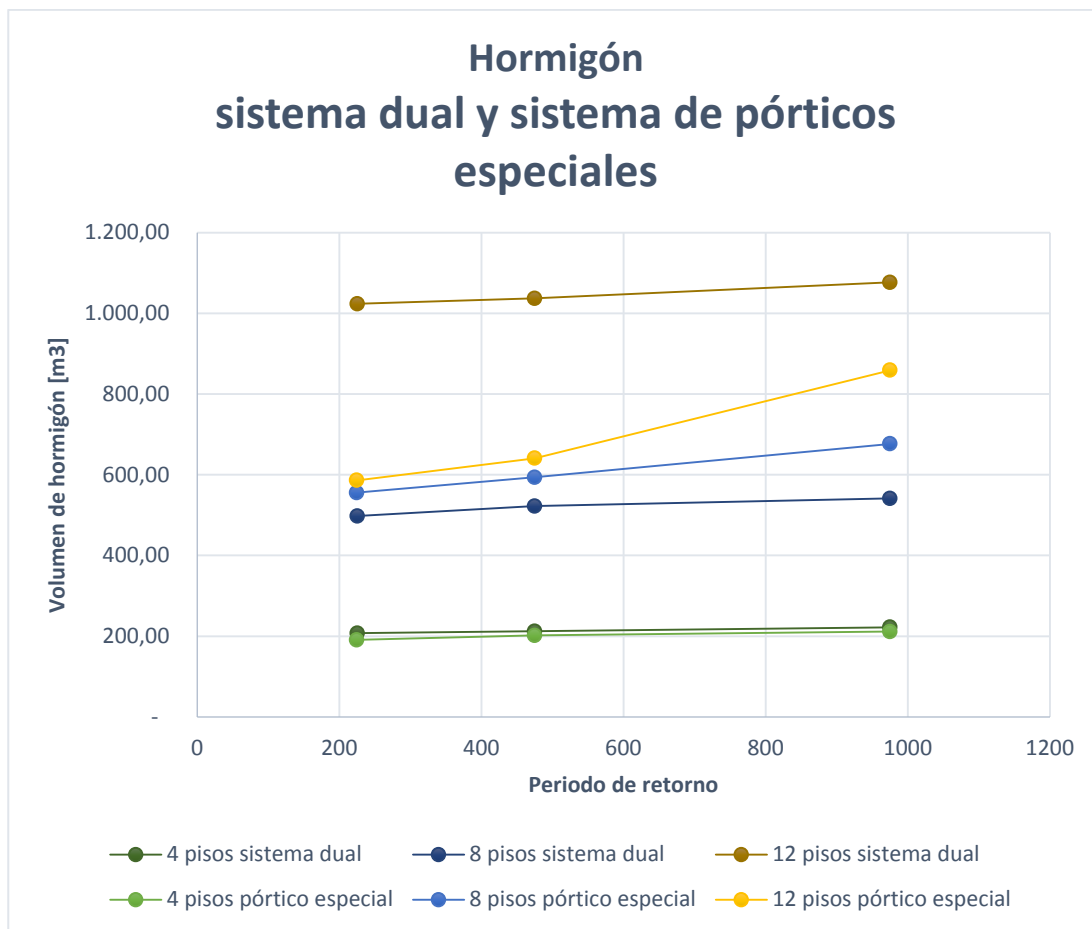


Figura 54. Cantidades de hormigón (sistema dual y sistema pórtico especial sismo resistente) vs período de retorno.

Las cantidades de acero y hormigón siguen la misma tendencia observada en la gráfica de costos. Con respecto al acero, se observa un ahorro en kilogramos de acero para el sistema dual; si bien para el edificio de 4 pisos no es excesivo, igual existe. El ahorro es más cuantioso en el edificio de 8 pisos mientras que en el de 12 pisos ya las cantidades de acero del sistema dual exceden a los pórticos debido a las razones ya explicadas.

Los volúmenes de hormigón son muy similares entre ambos sistemas, destacando de igual manera el ahorro más grande en el edificio de 8 pisos. Analizando los datos individualmente, las cantidades de hormigón parciales, es decir, solamente para columnas y vigas, fueron considerablemente menores para

los sistemas con muros estructurales, pero al cuantificar las cantidades totales es decir columnas, vigas y muros estos últimos hacen que los volúmenes alcancen valores ya cercanos a los del sistema de pórticos.

Se puede concluir, comparando los dos sistemas estructurales, y en general, que se observó lo siguiente:

Los edificios de mediana altura, 8 pisos, con sistemas estructurales duales presentan los mayores ahorros en costos y por consecuencia en volúmenes de hormigón y cantidades de acero. Con lo observado en los resultados, se puede decir que estos edificios son los más adecuados tanto en comportamiento estructural como en costos para ser construidos con el sistema estructural dual.

En los edificios de baja altura no se observan casi diferencias entre un sistema y el otro. Las derivas de piso en el sistema dual son controladas en el orden de  $10^{-4}$ , razón por la cual se podría decir que el uso de muros estructurales es un tanto excesivo tomando en cuenta el esfuerzo extra, hombres y tiempo, que demandaría construir los muros y esto sin duda sería un factor relevante al momento de elegir entre un sistema estructural u otro para este número de pisos.

Los volúmenes totales de hormigón y de acero del sistema dual se van igualando a los del sistema compuesto únicamente por pórticos, debido a la gran demanda de acero y hormigón que hay en los muros estructurales en sí, y no a los de las vigas y columnas, ya que estas secciones fueron considerablemente menores.

Una ventaja importante de la presencia de muros es el excelente control que dan con respecto a las derivas de piso y el amplio rango de



seguridad que dan al chequeo por cortante en los nudos de las conexiones, tanto internas como externas; siendo estos dos factores de largo los últimos en definir las secciones finales.

Otra ventaja a destacar es la arquitectónica; debido a que las secciones definitivas de vigas y columnas fueron mucho menores, que las del sistema de pórticos, se obtiene mayor amplitud y por ende mayor aprovechamiento de las áreas internas de los edificios.

Los edificios de 12 pisos con muros estructurales son por mucho las estructuras de mayor costo, ya que por su período limitado, recayeron en la parte alta del espectro de aceleraciones y las fuerzas son las que mandan el diseño, a diferencia de los edificios de 12 pisos con pórticos especiales que como ya se explicó, las fuerzas sísmicas disminuyeron y mandaron las deformaciones. Aun así, para el número de pisos de este tipo de edificios se deben tomar a consideración las ventajas ya señaladas de los muros.

Finalmente para edificios de baja y mediana altura, 4 y 8 pisos, dar una mayor seguridad a la edificación, en una región sísmica como lo es Quito, ya sea con el sistema dual o el sistema de pórticos especiales, no encarece considerablemente el costo final de la estructura y menos aun reflexionando el beneficio de garantizar de mejor manera la seguridad de los seres humanos.

Es importante mencionar, que existen autores que sugieren la importancia menor que tiene la revisión de las conexiones viga-columna en sistemas estructurales duales, a tal punto que aconsejan no aplicarlas dado que la ocurrencia de rótulas plásticas en las columnas no implicaría el colapso estructural gracias a la presencia de los muros. Si se aplicaran

estas aseveraciones, los costos de los sistemas duales podrían disminuir, en especial en las alturas en las cuales la conexión se vuelve crítica. No obstante, en el presente trabajo se incluyó la revisión de las conexiones, pues se considera que no es adecuada la producción de rótulas plásticas de columnas estructuras duales, por la posible ocurrencia de colapsos parciales o por lo imposible de repararlas, aún para sismos de menor período de retorno.

## 8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 318. (2008). *Building code requirements for reinforced concrete*. American Concrete Institute. Michigan.
- NEC. (2013). *Norma ecuatoriana de la construcción*. Convenio Miduvi-Cámara de la Construcción de Quito. Quito.
- Bai, J., & Bai, G. (2012). Nonlinear analysis of concealed beam in out-of-plane beam-wall joint. *Advanced materials research*, 498-501. doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.446-449.498
- Barbat, A. (1983). *Cálculo sísmico de las estructuras*. Barcelona: Editores Técnicos Asociados.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2000). *Diseño sismorresistente de edificios*. Barcelona: Reverté.
- Chen, Y., Shi, Z., & Mo, Y. (2012). Elastic analysis of beam-wall joints subjected to out-of-plane bending. *Journal of structural engineering of American Society of Civil Engineers*, 718-728. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000519
- Guerra, M. (2013). *Diseño sismo resistente de edificios utilizando Etabs*. Quito.
- Hongwei, L., & Zhifei, S. (2010). Numerical analysis for the out-of-plane response of a reinforced concrete wall beam joint. *International journal for computational methods in engineering science and mechanics*, 37-47. doi:10.1080/15502280903446879
- Kwan, & Chan. (2000). Non-planar beam-wall joints in tall building structures. *Proceedings of the institution of civil engineers: Structures and buildings*, 140, 73-83.

- Merino, R. (2014). *Impacto técnico y económico en el diseño de estructuras con sismos con probabilidad de excedencia variable en la ciudad de Quito*. Tesis de grado de ingeniería civil de la Universidad San Francisco de Quito.
- Wight, J., & MacGregor, J. (2013). *Reinforced concrete mechanics & design*. New Jersey: Pearson.
- Zhifei, S., & Shuling, Y. (2011). Out-of-plane bending of beam-wall joints based on elastic medium thick plate theory. *Computational methods in engineering science and mechanics*, 34-43. doi:10.1080/15502287.2010.540302