

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



**Optimización de un sistema de marcos especiales resistentes a momento para un edificio de 12 niveles a partir del incremento gradual de la resistencia a la compresión del concreto de 4,000 psi a 6,000 psi**

Trabajo de graduación presentado por Jacqueline Sussely Rivera Leonardo para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2020







**Optimización de un sistema de marcos especiales resistentes a momento para un edificio de 12 niveles a partir del incremento gradual de la resistencia a la compresión del concreto de 4,000 psi a 6,000 psi**



UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



**Optimización de un sistema de marcos especiales resistentes a momento para un edificio de 12 niveles a partir del incremento gradual de la resistencia a la compresión del concreto de 4,000 psi a 6,000 psi**

Trabajo de graduación presentado por Jacqueline Sussely Rivera Leonardo para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2020



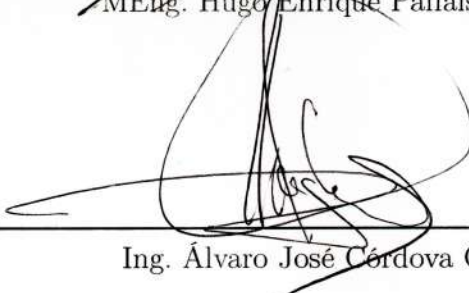
Vo.Bo.:

(f)   
MEng. Hugo Enrique Pallais B.

Tribunal Examinador:

(f)   
MBA. Roberto Godo Levensen

(f)   
MEng. Hugo Enrique Pallais B.

(f)   
Ing. Álvaro José Córdova G.

Fecha de aprobación: Guatemala, 14 de enero de 2020



Sobran los motivos para decirle gracias a Dios, sin embargo, esta ocasión quiero agradecerle porque me permite sonreír ante los logros que han sido fruto de su inmensa ayuda, pues gracias a Él esta meta ha sido cumplida.

Agradezco a mis pilares: Brenda Leonardo Castañeda, mi madre, amiga, ángel de la guarda, porrista y la persona que está dispuesta a todo por mí. La persona que ha creído en mí, que ha escuchado mis frustraciones, limpiado mis lágrimas y ha brindado la fuerza que he necesitado cada vez que dudaba si llegaría a la meta; Santiago Rivera Orellana, mi padre, mi héroe y mi modelo a seguir; a quien le puedo decir que todo el esfuerzo ha valido la pena; y a mis hermanas Valerie, Nicolle y Leslie Rivera Leonardo, las personas que iluminan cada día de mi vida y mis amigas incondicionales. Gracias por apoyarme y por creer en mí tanto como yo creo en ustedes.

De igual manera, agradezco a todos mis compañeros. Cada momento vivido durante estos 5 años fueron únicos. No pude haber escogido mejores personas para compartir esta experiencia. A María Reneé Loarca, Jorge Wong, Katerine Miranda, José Aldana, Nicolle Miranda, Rodrigo Pérez Arbizú y José Diego Franco. Fueron ángeles puestos en mi camino y un gran tesoro que planeo conservar el resto de mi vida. A Joice Miranda, mi primera amiga de la universidad y mi gran amiga del alma, porque no importa cuánto pase el tiempo ni el camino que cada una haya tomado, siempre ha estado a mi lado.

Al ingeniero Hugo Pallais, una persona a quien admiro y que además de ser mi catedrático y asesor de tesis, se convirtió en un gran amigo. Le agradezco su apoyo, paciencia y dedicación para ayudarme en la realización de este trabajo.

A todos mis catedráticos, especialmente al ingeniero Otoniel Echeverría a quien le tengo gran estima, por todo el tiempo invertido y apoyo brindado a lo largo de la carrera universitaria.

Finalmente, agradezco al ingeniero Roberto Godo, pues fue él quien convenció a una joven insegura de estudiar ingeniería civil y a quien le estaré eternamente agradecida, pues he amado cada parte de esta carrera y estoy segura que ha sido la mejor decisión que he tomado en mi vida.



<b>Prefacio</b>	<b>v</b>
<b>Lista de figuras</b>	<b>xii</b>
<b>Lista de cuadros</b>	<b>xvi</b>
<b>Resumen</b>	<b>xvii</b>
<b>Abstract</b>	<b>xix</b>
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
<b>2. Objetivos</b>	<b>3</b>
2.1. Objetivo general . . . . .	3
2.2. Objetivos específicos . . . . .	3
<b>3. Marco teórico</b>	<b>5</b>
3.1. Concreto reforzado . . . . .	5
3.1.1. Propiedades del concreto y del acero de refuerzo . . . . .	5
3.1.2. Propiedades del concreto . . . . .	6
3.1.3. Propiedades del acero de refuerzo . . . . .	6
3.2. Sismos . . . . .	7
3.2.1. Magnitud e intensidad de los sismos . . . . .	8
3.2.2. Zonificación sísmica en Guatemala . . . . .	8
3.3. Códigos, normas y especificaciones de diseño . . . . .	8
3.4. Sistemas estructurales . . . . .	9
3.4.1. Sistemas estructurales sismo-resistentes . . . . .	10
3.4.2. Clasificación de los sistemas estructurales sismo-resistentes compuestos por marcos de concreto resistentes a momento según ASCE/SEI 7-16 . . . . .	11
3.5. Desempeño sísmico de sistemas de marcos especiales resistentes a momento (SMRF) . . . . .	12
3.5.1. Importancia de las conexiones viga – columna . . . . .	13

3.6.	Diseño sismo-resistente . . . . .	13
3.6.1.	Espectro de respuesta sísmica . . . . .	13
3.6.2.	Comportamiento no lineal . . . . .	14
3.6.3.	Consideraciones generales para diseño de fuerzas sísmicas . . . . .	14
3.6.4.	Combinaciones de carga según el método LRFD . . . . .	16
3.6.5.	Combinaciones básicas con el efecto de carga sísmica . . . . .	17
3.6.6.	Requisitos de diseño . . . . .	18
3.7.	Selección del sistema estructural . . . . .	22
3.7.1.	Clasificación de los sistemas estructurales sismo-resistentes . . . . .	22
3.8.	Flexibilidad del diafragma, configuración de irregularidades y redundancia . . . . .	23
3.8.1.	Flexibilidad del diafragma . . . . .	23
3.8.2.	Clasificación de regularidades e irregularidades estructurales . . . . .	25
3.8.3.	Limitaciones y requerimientos adicionales para sistemas con irregularidades estructurales . . . . .	25
3.8.4.	Factor de redundancia . . . . .	26
3.9.	Efectos de la carga sísmica y combinaciones de carga . . . . .	29
3.9.1.	Aplicabilidad . . . . .	29
3.9.2.	Efecto de la carga sísmica . . . . .	29
3.9.3.	Efecto de carga sísmica con factor de sobre-resistencia . . . . .	30
3.9.4.	Fuerza mínima vertical para voladizos horizontales asignados a categoría de diseño sísmico D, E o F . . . . .	31
3.10.	Dirección de la carga . . . . .	31
3.10.1.	Criterio para dirección de carga . . . . .	31
3.10.2.	Categoría de diseño sísmico B . . . . .	31
3.10.3.	Categoría de diseño sísmico C . . . . .	32
3.10.4.	Diseño sísmico para categorías de diseño D, E y F . . . . .	32
3.11.	Selección del procedimiento de análisis . . . . .	32
3.12.	Criterio de modelado . . . . .	33
3.12.1.	Peso sísmico efectivo . . . . .	33
3.12.2.	Modelado estructural . . . . .	34
3.12.3.	Efectos de interacción . . . . .	35
3.13.	Método de la carga estática equivalente . . . . .	35
3.13.1.	Cortante basal . . . . .	35
3.13.2.	Determinación del período . . . . .	37
3.13.3.	Distribución vertical de fuerzas sísmicas . . . . .	38
3.13.4.	Distribución horizontal de fuerzas . . . . .	39
3.13.5.	Volteo . . . . .	40
3.13.6.	Determinación de derivas por nivel . . . . .	40
3.13.7.	Efecto P-Delta . . . . .	42
3.14.	Análisis lineal dinámico . . . . .	43
3.14.1.	Análisis de respuesta modal espectral . . . . .	43
3.14.2.	Análisis lineal de respuesta histórica . . . . .	45
3.15.	Derivas y deformaciones . . . . .	47
3.15.1.	Límite de deriva . . . . .	47
3.15.2.	Deflexiones del diafragma . . . . .	48
3.15.3.	Separación estructural . . . . .	48
3.16.	Diseño de estructura de marcos especiales resistentes a momento . . . . .	49
3.16.1.	Concreto en pórticos especiales resistentes a momento . . . . .	49

3.16.2. Refuerzo en pórticos especiales resistentes a momento . . . . .	49
3.16.3. Requisitos para sistemas estructurales . . . . .	50
3.16.4. Diafragmas . . . . .	50
3.16.5. Análisis estructural . . . . .	51
3.16.6. Resistencia . . . . .	52
3.16.7. Funcionamiento . . . . .	52
3.16.8. Integridad estructural . . . . .	52
3.16.9. Suposiciones para definir el modelo . . . . .	52
3.16.10. Diseño de losas en una dirección . . . . .	53
3.16.11. Diseño de vigas . . . . .	55
3.16.12. Diseño de columnas . . . . .	63
3.16.13. Requisitos para recubrimiento especificado . . . . .	69
3.16.14. Detalles del refuerzo . . . . .	69
3.17. Espaciamiento mínimo del refuerzo . . . . .	70
3.18. Ganchos estándar, ganchos sísmicos, ganchos suplementarios y diámetro interior de doblado . . . . .	70
<b>4. Metodología</b>	<b>73</b>
<b>5. Resultados</b>	<b>77</b>
5.1. Resultados de diseño para elementos diseñados con concreto 4000psi . . . . .	78
5.2. Resultados de diseño para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	89
5.3. Resultados de diseño para elementos diseñados con concreto 5000psi . . . . .	100
5.4. Resultados de diseño para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	111
5.5. Resultados de diseño para elementos diseñados con concreto 6000psi . . . . .	122
<b>6. Análisis de resultados</b>	<b>133</b>
<b>7. Conclusiones</b>	<b>147</b>
<b>8. Recomendaciones</b>	<b>149</b>
<b>9. Bibliografía</b>	<b>151</b>
<b>10. Anexos</b>	<b>153</b>
<b>11. Glosario</b>	<b>157</b>



---

## Lista de figuras

---

1.	Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga de corto plazo . . . . .	6
2.	Mapa de zonificación sísmica . . . . .	9
3.	Espectro de respuesta sísmica . . . . .	14
4.	Diafragma flexible . . . . .	24
5.	Determinación de relación altura-longitud para muros de corte o muelle de muro según ASCE/SEI 7-16 . . . . .	28
6.	Factor de amplificación de torsión . . . . .	40
7.	Determinación de deriva por nivel . . . . .	41
8.	Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido	56
9.	Cortante de diseño para vigas y columnas . . . . .	59
10.	Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de varillas longitudinales restringidas lateralmente . . . . .	63
11.	Modelado de la estructura en CSI Etabs V.17 . . . . .	75
12.	Espectro de respuesta de diseño . . . . .	77
13.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje x	88
14.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje y	88
15.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje x para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	99
16.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje y para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	99
17.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje x para elementos con concreto 5000psi . . . . .	110
18.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje y elementos con concreto 5000psi . . . . .	110
19.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje x para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	121

20.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje y para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	121
21.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje x para elementos diseñados con concreto 6000psi . . . . .	132
22.	Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje y para elementos diseñados con concreto 6000psi . . . . .	132
23.	Modelado de la estructura en Autodesk Revit . . . . .	134
24.	Secciones transversales seleccionadas según la resistencia mínima a la compresión a los 28 días del concreto y deriva admisible . . . . .	134
25.	Combinación de carga crítica en columnas . . . . .	140
26.	Diagrama de interacción para columnas de estructura conformada por elementos de concreto 4000psi . . . . .	140
27.	Diagrama de interacción para columnas de estructura conformada por columnas con concreto 5000psi y vigas con concreto 4000 psi . . . . .	141
28.	Diagrama de interacción para columnas de estructura conformada por elementos de concreto 5000psi . . . . .	141
29.	Diagrama de interacción para columnas de estructura conformada por columnas con concreto 6000psi y vigas con concreto 5000 psi . . . . .	142
30.	Diagrama de interacción para columnas de estructura conformada por elementos de concreto 4000psi . . . . .	142
31.	Reducción en costos según incremento de la resistencia mínima a la compresión del concreto . . . . .	145
32.	Irregularidades en planta según ASCE/SEI 7-16 . . . . .	155
33.	Irregularidades en elevación según ASCE/SEI 7-16 . . . . .	156

---

Lista de cuadros

---

1.	Diámetro de varillas de acero de baja aleación ASTM A706 . . . . .	7
2.	Coeficientes de sitio . . . . .	18
3.	Coeficiente de sitio para periodos de vibración largos . . . . .	18
4.	Factores de importancia por categoría de riesgo por carga sísmica . . . . .	20
5.	Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras sujetas a carga sísmica . . . . .	21
6.	Categoría de diseño sísmico basado en parámetros de aceleración de respuesta de período corto . . . . .	21
7.	Categoría de diseño sísmico basado en parámetros de aceleración de respuesta de período de 1-s . . . . .	22
8.	Derivas máximas permitidas . . . . .	24
9.	Requerimientos para cada piso que resista más del 35 % del cortante basal . . . . .	28
10.	Procedimientos de análisis permitidos . . . . .	34
11.	Coeficiente del límite máximo para el período calculado . . . . .	37
12.	Valores de los parámetros del período máximo aproximado $C_t$ y $x$ . . . . .	38
13.	Derivas admisibles $\Delta_a$ . . . . .	48
14.	Límites para $f'_c$ . . . . .	49
15.	Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas . . . . .	53
16.	Factores de reducción de resistencia . . . . .	54
17.	$A_{s,min}$ para losas en una dirección no preesforzadas . . . . .	55
18.	Altura mínima de vigas no presforzadas [1] . . . . .	56
19.	Valores de $\beta_1$ para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto . . . . .	58
20.	Casos donde no se requiere $A_{v,min}$ si $0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$ . . . . .	60
21.	Resistencia axial máxima . . . . .	65
22.	Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento . . . . .	68
23.	Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no presforzados . . . . .	69
24.	Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción . . . . .	71
25.	Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos,amarras y estribos cerrados de confinamiento . . . . .	71
26.	Distribución de cargas . . . . .	75

27.	Elementos analizados con concreto 4000psi . . . . .	78
28.	estático con excentricidad positiva en dirección "X" para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi . . . . .	78
29.	estático con excentricidad negativa en dirección "X" para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi . . . . .	79
30.	estático sin excentricidad en dirección "X" para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi . . . . .	80
31.	estático con excentricidad positiva en dirección "Y" para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi . . . . .	81
32.	estático con excentricidad negativa en dirección "Y" para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi . . . . .	82
33.	estático sin excentricidad en dirección "Y" para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi . . . . .	83
34.	dinámico sin excentricidad en dirección "X" para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi . . . . .	84
35.	dinámico sin excentricidad en dirección "Y" para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi . . . . .	85
36.	Verificación de irregularidades 1a. en elevación en concreto 4000psi . . . . .	86
37.	Verificación de irregularidades 1b. en elevación en concreto 4000psi . . . . .	86
38.	Verificación de la masa modal participante . . . . .	87
39.	Columnas analizadas con concreto 5000psi . . . . .	89
40.	estático con excentricidad positiva en dirección "X" para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	89
41.	estático con excentricidad negativa en dirección "X" para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	90
42.	estático sin excentricidad en dirección "X" para columnas diseñadas con con- creto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	91
43.	estático con excentricidad positiva en dirección "Y" para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	92
44.	estático con excentricidad negativa en dirección "Y" para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	93
45.	estático sin excentricidad en dirección "Y" para columnas diseñadas con con- creto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	94
46.	dinámico sin excentricidad en dirección "X" para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	95
47.	dinámico sin excentricidad en dirección "Y" para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	96
48.	Verificación de irregularidades 1a. para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	97
49.	Verificación de irregularidades 1b. para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	97
50.	Verificación de la masa modal participante para columnas diseñadas con con- creto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi . . . . .	98
51.	Elementos analizados con concreto 5000psi . . . . .	100
52.	estático con excentricidad positiva en dirección "X" para elementos diseñados con concreto 5000psi . . . . .	100
53.	estático con excentricidad negativa en dirección "X" para elementos diseñados con concreto 5000psi . . . . .	101

54.	estático sin excentricidad en dirección "X" para elementos diseñados con concreto 5000psi . . . . .	102
55.	estático con excentricidad positiva en dirección "Y" para elementos diseñados con concreto 5000psi . . . . .	103
56.	estático con excentricidad negativa en dirección "Y" para elementos con concreto 5000psi . . . . .	104
57.	Análisis estático sin excentricidad en dirección "Y" para elementos con concreto 5000psi . . . . .	105
58.	Análisis dinámico sin excentricidad en dirección "X" para elementos con concreto 5000psi . . . . .	106
59.	Análisis dinámico sin excentricidad en dirección "Y" para elementos con concreto 5000psi . . . . .	107
60.	Verificación de irregularidades 1a. para elementos con concreto 5000psi . . . .	108
61.	Verificación de irregularidades 1b. para elementos con concreto 5000psi . . . .	108
62.	Verificación de la masa modal participante para elementos con concreto 5000psi	109
63.	Columnas analizadas con concreto 6000psi y vigas 5000psi . . . . .	111
64.	Análisis estático con excentricidad positiva en dirección "X" para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . .	111
65.	Análisis estático con excentricidad negativa en dirección "X" para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . .	112
66.	Análisis estático sin excentricidad en dirección "X" para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	113
67.	Análisis estático con excentricidad positiva en dirección "Y" para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . .	114
68.	Análisis estático con excentricidad negativa en dirección "Y" para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . .	115
69.	Análisis estático sin excentricidad en dirección "Y" para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	116
70.	Análisis dinámico sin excentricidad en dirección "X" para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	117
71.	Análisis dinámico sin excentricidad en dirección "Y" para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	118
72.	Verificación de irregularidades 1a. para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	119
73.	Verificación de irregularidades 1b. para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	119
74.	Verificación de la masa modal participante para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi . . . . .	120
75.	Elementos analizados con concreto 6000psi . . . . .	122
76.	Análisis estático con excentricidad positiva en dirección "X" para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi . . . . .	122
77.	Análisis estático con excentricidad negativa en dirección "X" para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi . . . . .	123
78.	Análisis estático sin excentricidad en dirección "X" para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi . . . . .	124
79.	Análisis estático con excentricidad positiva en dirección "Y" para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi . . . . .	125

80.	Análisis estático con excentricidad negativa en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi . . . . .	126
81.	Análisis estático sin excentricidad en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi . . . . .	127
82.	Análisis dinámico sin excentricidad en dirección “X” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi . . . . .	128
83.	Análisis dinámico sin excentricidad en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi . . . . .	129
84.	Verificación de irregularidades 1a. en elevación en concreto 6000psi . . . . .	130
85.	Verificación de irregularidades 1b. en elevación en concreto 6000psi . . . . .	130
86.	Verificación de la masa modal participante . . . . .	131
87.	Irregularidades en el peso para estructura con columnas de concreto 5000psi y vigas de concreto 4000psi . . . . .	135
88.	Irregularidades en el peso estructura de elementos con concreto 5000psi . . . . .	136
89.	Irregularidades en el peso para estructura con columnas de concreto 6000psi y vigas de concreto 5000psi . . . . .	136
90.	Irregularidades en el peso para estructura con elementos de concreto de 6000psi	136
91.	Refuerzo longitudinal y transversal de elementos con concreto 4000psi . . . . .	137
92.	Refuerzo longitudinal y transversal de columnas con concreto 5000psi y vigas con concreto 4000psi . . . . .	138
93.	Refuerzo longitudinal y transversal de elementos con concreto 5000psi . . . . .	138
94.	Refuerzo longitudinal y transversal de columnas con concreto 6000psi y vigas con concreto 5000psi . . . . .	139
95.	Refuerzo longitudinal y transversal de elementos con concreto 6000psi . . . . .	139
96.	Costos de concreto y acero para estructura conformada por elementos con concreto 4000psi . . . . .	143
97.	Costos de concreto y acero para estructura conformada por columnas con concreto 5000 psi y vigas con concreto 4000 psi . . . . .	143
98.	Costos de concreto y acero para estructura conformada por elementos con concreto 5000psi . . . . .	143
99.	Costos de concreto y acero para estructura conformada por columnas con concreto 6000 psi y vigas con concreto 5000 psi . . . . .	144
100.	Costos de concreto y acero para estructura conformada por elementos con concreto 6000psi . . . . .	144
101.	Reducción en el costo de materiales según el incremento de la resistencia mínima a compresión del concreto . . . . .	144
102.	Factores y coeficientes de diseño para estructuras sismo-resistentes . . . . .	154

En el entorno de la ingeniería civil en Guatemala no existe algún documento que determine qué es más económico para la realidad del país, si utilizar un concreto de alta resistencia a compresión a pesar de que se incremente el área de acero de refuerzo o reducir la resistencia a compresión del concreto reduciendo el área de acero de refuerzo e incrementando la sección transversal de los elementos analizados.

Para llevar a cabo el proyecto se partirá del diseño de una estructura de marcos especiales resistentes a momento. Estos serán diseñados de acuerdo con el ACI 318-14, principalmente el capítulo 18 destinado específicamente a estructuras sismo resistentes. Dado que se trabajará con dicha norma, los pórticos especiales resistentes a momento se diseñarán con una resistencia mínima a la compresión de  $4,000 \text{ lb/pulg}^2$ , aumentando gradualmente la resistencia hasta llegar a una resistencia a la compresión de  $6,000 \text{ lb/pulg}^2$ , pues se trabajará con concreto de peso normal.

Esto se realizará con el fin de reducir la sección de concreto del elemento trabajado, aumentando así el refuerzo para dicho elemento y luego realizar una comparación de costo entre cada una de las opciones para así cumplir el objetivo principal, el cual es optimizar el costo de un sistema de marcos especiales resistentes a momento incrementando gradualmente la resistencia a la compresión del concreto haciendo uso de las normas ASCE/SEI 7 - 16 y ACI 318 - 14.



When studying civil engineering in Guatemala, there is no document that determines which is more economical for the reality of the country, whether to use high strength concrete, despite the increase of the reinforcement or using lower strength concrete, reducing reinforcement and increasing the cross section of the analyzed elements.

To execute this project, it will be taken a structure designed with special moment resisting frames. This will be designed according ACI 318 - 14, emphasizing chapter 18, which is destined to earthquake-resistant structures.

Since the design will be done according ACI 318 - 14, the special moment resisting frames will be designed with a minimum specified compressive strength of 4,000 psi, which will be gradually increased until reaching 6,000 psi. It should be noted that the design will be done using normal weight concrete.

This will be done in order to reduce the element's cross section, increasing its reinforcement until a comparison between each of the options can be done in order to fulfill the main objective, which consists of optimizing the cost of a special moment resisting frame structure when gradually increasing the compressive strength of concrete by using ASCE / SEI 7 - 16 and ACI 318 - 14 standards.



A lo largo del tiempo se han desarrollado diferentes sistemas estructurales de concreto reforzado capaces de resistir cargas sísmicas intensas con el fin de minimizar los daños estructurales y las pérdidas humanas. Debido a esto se requieren métodos constructivos que garanticen que se cumplan los objetivos de diseño adecuados para la resistencia a eventos sísmicos.

A pesar de que el diseño estructural es de suma importancia, también se debe considerar el impacto económico de una estructura al momento de su ejecución. El costo de una estructura sismo-resistente es de gran interés para regiones que tengan amenaza sísmica significativa, como es el caso de Guatemala, pues el país se encuentra ubicado sobre zonas de transcurrencia y subducción entre placas.

A partir de esto surge el interés de investigar la manera en que sea posible optimizar los costos asociados a los materiales utilizados en una estructura sismo-resistente.

En una estructura de concreto reforzado sus componentes principales son el concreto y el acero de refuerzo, por lo que se determinó la relación existente entre la resistencia a compresión del concreto, las dimensiones de las secciones transversales de los elementos, el acero de refuerzo necesario para garantizar que la estructura tenga un buen desempeño al momento de un evento sísmico y el costo de esta en términos de materiales.

Debido a que existen diversos tipos de estructuras sismo-resistentes, la investigación se enfocó en un sistema en particular: Marcos especiales resistentes a momento, pues este busca orientar la falla en sus elementos de manera que no provoquen que la estructura colapse mediante el diseño de columnas cuya resistencia a los distintos esfuerzos aplicados sea mayor a la de las vigas. Se tomaron en consideración los aspectos físicos y funcionales, así como aspectos de seguridad estructural, variando la geometría de los elementos resultando en marcos capaces de resistir los movimientos sísmicos sin que ocurra degradación o colapso de la estructura.



### 2.1. Objetivo general

Determinar si el costo de un sistema de marcos especiales resistentes a momento es menor al incrementar gradualmente la resistencia a la compresión del concreto haciendo uso de las normas ASCE/SEI 7 - 16 y ACI 318 - 14

### 2.2. Objetivos específicos

- Optimizar las secciones transversales de los elementos de la edificación mediante el incremento gradual de la resistencia a compresión del concreto a los 28 días.
- Evaluar la economía de múltiples modelos estructurales mediante la variación geométrica de las secciones transversales de los elementos y el detallamiento del acero de refuerzo.
- Establecer las variaciones en costo de un edificio de 12 niveles en función de la resistencia a la compresión del concreto a los 28 días y la cuantía de acero de refuerzo.



### 3.1. Concreto reforzado

El concreto es un compuesto utilizado en la construcción que consiste en un medio de unión o una pasta en la que se encuentran incrustadas partículas o fragmentos de agregados como grava, roca triturada y arena. El aglutinante es una mezcla de cemento hidráulico y agua, con o sin aditivos.

El concreto tiene tres componentes principales: Agregados, cemento y agua. Cuando el agua y el cemento se unen, inicia una reacción química llamada hidratación. Esta da inicio al proceso de endurecimiento, el cual puede continuar por un largo período de tiempo, aumentando la resistencia del concreto a medida que este envejece.

El concreto es el material de construcción más utilizado en la actualidad pues por cada humano vivo se producen  $0.76m^3$  de dicho material por ser un material económico y con alta disponibilidad. Además, este se adapta a una gran variedad de aplicaciones constructivas.[1]

#### 3.1.1. Propiedades del concreto y del acero de refuerzo

Cuando se diseña, es necesario tener conocimiento acerca de las propiedades del concreto y del acero de refuerzo.

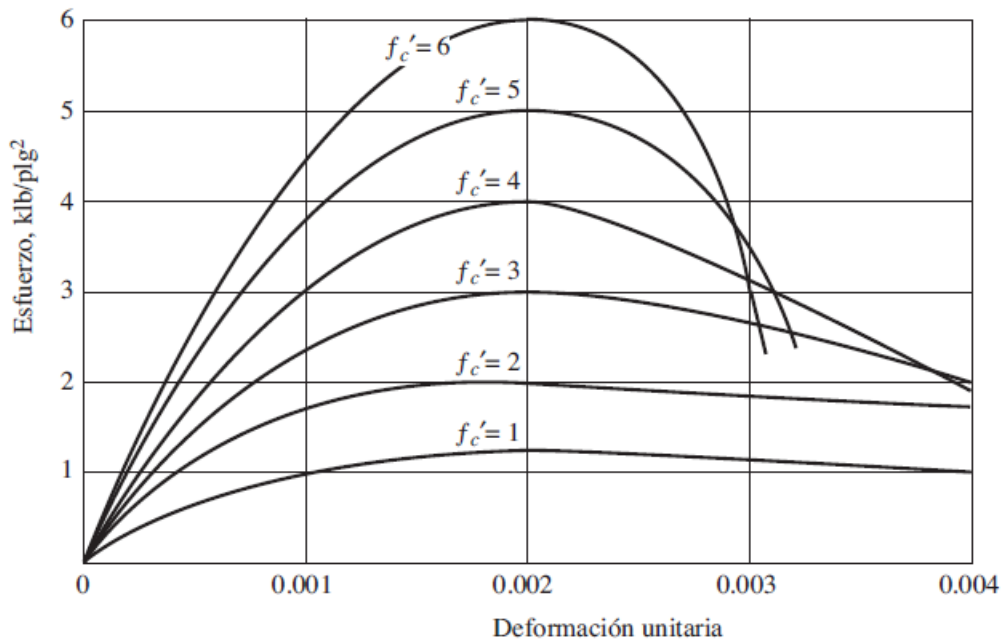
El acero y el concreto trabajan muy bien juntos, pues las ventajas de cada material compensan las desventajas del otro. Ambos materiales se adhieren muy bien entre sí, por lo que el deslizamiento entre ambos es nulo y por lo tanto funcionan en conjunto para resistir fuerzas.

### 3.1.2. Propiedades del concreto

El concreto es un material fuerte, duradero, resistente al fuego, fundido en una gran variedad de tamaños y formas y es sostenible. Entre las principales ventajas de este es que puede ser entregado en sitio aún en estado plástico; colocado en encofrados, acabado y se le permite alcanzar su resistencia máxima en el componente estructural al que pertenezca.

El concreto cuenta con curvas esfuerzo-deformación para concretos nominales de diversas resistencias a la compresión. Las gráficas tienen una rama ascendente casi lineal cuya pendiente varía de acuerdo a la resistencia y se extiende hasta aproximadamente  $1/3$  a  $1/2$  de la resistencia mínima a la compresión del concreto ( $f'_c$ ). Posteriormente adoptan la forma de una parábola invertida cuyo vértice corresponde al esfuerzo máximo en compresión. La deformación correspondiente a este punto es mayor para los concretos más resistentes. Para concretos de resistencias bajas tiende a tener menor pendiente y mayor longitud que para concretos de resistencias mayores. De ello se deduce que los concretos menos resistentes son los más dúctiles. [2]

Figura 1: Curva esfuerzo-deformación unitaria típica del concreto, con carga de corto plazo



Los elementos de concreto no solo pueden ser fundidos en el sitio, sino también pueden ser elementos prefabricados, los cuales se transportan al lugar de trabajo y luego se arman. [1]

### 3.1.3. Propiedades del acero de refuerzo

Las varillas de refuerzo tienen una resistencia a la tensión de aproximadamente 100 veces mayor a la del concreto utilizado. Estas se encuentran expuestas a la corrosión, pero el concreto que las rodea les proporciona una muy buena protección. [3]

## Acero de baja aleación ASTM A706

Las varillas de acero de baja aleación son barras de acero micro aleado de alta ductilidad rectas de sección circular con resaltes de alta adherencia con el concreto. Este se encuentra identificado con la letra “W”. [3]

Estas varillas tienen contenido limitado de carbón, manganeso, fósforo, azufre y silicón. Por su composición, permite elongaciones mayores y diámetros de doblez más pequeños. [3]

El acero de baja aleación cuenta con dos resistencias mínimas a la ruptura: 60,000 psi y 80,000 psi, designados como “Grado 60” y “Grado 80” respectivamente. [3]

Las ventajas que presenta el acero de baja aleación ASTM A706 es que la ductilidad post-elástica absorbe la energía de sismos intensos y evita colapsos en sismos extremos por lo que esta propiedad es sumamente útil para el desempeño estructural en el concreto armado. Esto se debe a su mayor capacidad de disipación de energía y mejoramiento en el comportamiento global de la estructura ante eventos sísmicos.

Cabe resaltar que este cumple con la relación de resistencia a la tensión y límite de fluencia de 1.25 solicitado por el código ACI 318-14.

A continuación se presenta una tabla con los diámetros de varilla acorde a ASTM A706.

Cuadro 1: Diámetro de varillas de acero de baja aleación ASTM A706 [4]

No.	Diámetro acorde a ASTM A706
3/8”	28.50 mm
1/2”	38.10 mm
5/8”	47.70 mm
3/4”	76.40 mm
7/8”	88.80 mm
1”	101.60 mm
1 3/8”	172.20 mm
1 1/4”	198.80 mm
1 3/8”	214.80 mm

## 3.2. Sismos

Se dice que los sismos son vibraciones en el suelo que son causadas, principalmente, por la fractura de placas tectónicas o por un movimiento repentino a lo largo de una falla ya existente. Rara vez los sismos son provocados por erupciones volcánicas. En teoría, los sismos son causados por una liberación de energía de manera repentina en forma de energía cinética a lo largo de una falla geológica. Esto puede ser explicado por el movimiento de la litosfera en las cuales la corteza de la tierra se encuentra dividida [5].

Las zonas en las que se encuentran los bordes de la litosfera coinciden con zonas geográficas que experimentan sismos frecuentes.

### 3.2.1. Magnitud e intensidad de los sismos

La magnitud de un sismo es una forma de medir este fenómeno en términos de la energía liberada en forma de ondas sísmicas en el punto de origen. Esta se encuentra medida tanto en la escala de Richter como en la escala de Momento. [5]

La primera únicamente es capaz de reportar magnitudes menores a 6.9 grados, pues para sismos de mayor magnitud, esta escala se satura. Por tal motivo se vuelve necesario utilizar la escala de Momento, pues esta presenta los mismos valores que la escala de Richter para magnitudes menores a 6.9, pero no se satura para valores mayores. Por otra parte, se encuentra la intensidad. Esta representa el potencial de destrucción de un sismo, a pesar de que esto se encuentre parcialmente relacionado con la magnitud del sismo, también se encuentra relacionado con factores tales como la distancia focal, distancia desde el epicentro, condiciones del suelo y propiedades mecánicas de las estructuras (resistencia, período natural y ductilidad, entre otros).

La intensidad, por lo tanto, es una medición del efecto que un evento sísmico pueda llegar a tener sobre las personas y estructuras en un área determinada. Para estos fines, se utiliza una escala empírica denominada escala modificada de Mercalli, la cual cuenta con 12 grados.

### 3.2.2. Zonificación sísmica en Guatemala

Una zonificación sísmica consiste en delimitar zonas cuya geometría se encuentra definida. Dichas zonas responden a un mismo patrón de sismicidad que las caracteriza y distingue. Para su delimitación se considera la tectónica, la geodinámica y la geología de la región.

En Guatemala se encuentra el mapa de zonificación sísmica (**Figura 2**), el cual brinda valores para los parámetros  $S_{cr}$  y  $S_{1r}$  que corresponden respectivamente a la ordenada espectral de período corto (0.2 segundos) y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

Posteriormente, la delimitación de zonas se valida modelando el patrón de sismicidad que cada una manifiesta. Generalmente, se describe mediante un modelo de recurrencia en el que se establece una relación entre la frecuencia de ocurrencia de los sismos en función de la magnitud. [6]

## 3.3. Códigos, normas y especificaciones de diseño

En los códigos, normas y especificaciones de diseño se norman los criterios y requerimientos mínimos para el diseño y ejecución de las edificaciones. Estas varían según el país en el que se realice el diseño, sin embargo, son de aplicación obligatoria de acuerdo al proceso constructivo al que pertenezca.

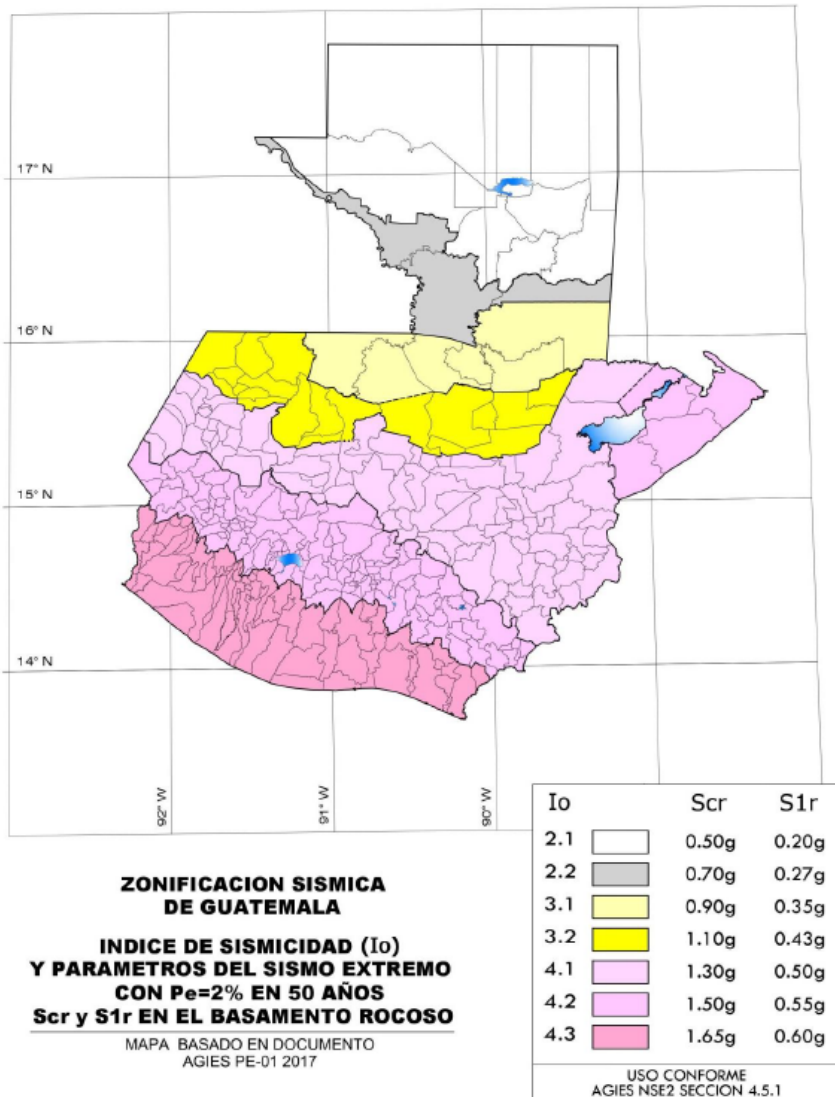
### 3.4. Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales consisten en estructuras que se componen de varios miembros que se encargan de soportar cargas que actúan sobre las estructuras para transmitir las al suelo.

El dimensionamiento de cada elemento cuenta con una serie de condicionantes propios que deben cumplir con estados límite, tanto de servicio como de ruptura.

Los sistemas estructurales deben poder transmitir de forma segura las cargas inducidas por cualquier evento sísmico. [7]

Figura 2: Mapa de zonificación sísmica [8]



### 3.4.1. Sistemas estructurales sismo-resistentes

Uno de los factores básicos que contribuyen con un buen desempeño en la estructura es un diseño conceptual racional de un sistema estructural de tal manera que la acción lateral de un sismo (fuerzas inerciales) se transfieran al suelo sin que exista una rotación excesiva de la estructura y que el movimiento sea dúctil. [9]

Se deben seguir ciertos principios para alcanzar dicho objetivo como la simplicidad estructural, uniformidad y simetría, redundancia, resistencia y rigidez bidireccional, acción diafragmática a niveles de planta y cimentaciones adecuadas.

#### 1. Simplicidad estructural

La existencia de sistemas estructurales simples con un camino fácilmente identificado para la transmisión de cargas gravitacionales y cargas sísmicas a las cimentaciones deberá ser un objetivo básico del diseño conceptual. [9]

#### 2. Regularidad en planta y en elevación

Las estructuras regulares en planta y en elevación, sin discontinuidades en la transmisión de cargas verticales al suelo tienen un buen desempeño sísmico.

La presencia de irregularidades en planta lleva a concentraciones de esfuerzos que pueden presentar un gran riesgo para la estructura. Por tal motivo se sugiere subdividir la estructura mediante juntas sísmicas en partes independientes y compactas.

#### 3. Forma de muros estructurales

En caso de que se abarquen vacíos entre columnas adyacentes, los muros estructurales deberán abarcar toda la distancia entre ellos para así mejorar la rigidez, la resistencia y la ductilidad de la estructura. [9]

#### 4. Redundancia estructural

Todos los elementos estructurales deberán estar interconectados para construir una estructura monolítica y robusta con alta redundancia. Núcleos con alta rigidez en el perímetro de la estructura pueden ser separados fácilmente durante un sismo del sistema de diafragmas, conduciendo a la estructura a una respuesta inesperada.

#### 5. Evitar columnas cortas

Las columnas cortas que resultan de la presencia de mezzaninas, mampostería rígida o parapetos de concreto reforzado debajo de las ventanas deben ser evitados. En caso de no ser así, se deberá tomar en consideración el efecto que estas tendrán sobre la estructura. [9]

#### 6. Evitar utilizar sistemas de marcos de losa plana como sistemas estructurales principales

Los sistemas de losa plana sin vigas deberán ser evitados, aunque podrán ser combinados con muros estructurales o núcleos y marcos capaces de soportar la acción del sismo. [9]

#### 7. Evitar pisos débiles

Una discontinuidad en la elevación del sistema puede generar un mecanismo de piso blando, lo cual hace que la estructura sea susceptible al colapso. En caso de no poder

evitar dichas discontinuidades, se deberán tomar ciertas consideraciones en el análisis y detallamiento estructural de las columnas y muros.

8. Comportamiento diafragmático

El sistema de los suelos y el techo de una estructura de varias plantas constituye un mecanismo básico para la transferencia de fuerzas sísmicas inerciales desde las losas del edificio donde las masas se distribuyen a los miembros estructurales verticales y así a los cimientos. [9]

De forma paralela, el sistema de losas asegura el comportamiento de cada cubierta de la planta como un disco rígido en el plano, es decir, como un diafragma horizontal, pero que es flexible en la dirección vertical. De esta manera, los diafragmas de la planta contribuyen a aumentar la redundancia del sistema.

9. Resistencia y rigidez bidireccional

Los elementos estructurales deberán organizarse en un patrón estructural ortogonal en el plano asegurando resistencias similares, rigidez y ductilidad en ambas direcciones principales dado que la acción sísmica podrá tener cualquier dirección y la estructura deberá estar en una posición que le permita contrarrestar cualquier excitación con ambas componentes ortogonales. [9]

10. Columna fuerte - viga débil

Las estructuras deberán estar compuesta de columnas fuertes y vigas débiles por razones de capacidad de diseño.

11. Sistema de cimentaciones adecuados

Los cimientos tienen un papel crucial en el comportamiento de la estructura en respuesta a la acción sísmica. Por tal motivo, deben estar libres de riesgos de rotura del suelo, inestabilidad de la pendiente y sedimentación permanente causada por la licuefacción o densificación en caso de terremoto.

En caso de los cimientos poco profundos, el sistema recomendado es una base de tapete o una rejilla de vigas de cimentación o vigas de amarre entre las almohadillas independientes en el caso de suelo firme o piedra angular. En caso de utilizar pilotes, se recomienda el uso de una losa de cimentación o haces de amarre entre tapas de pila en ambas direcciones principales. [9]

### **3.4.2. Clasificación de los sistemas estructurales sismo-resistentes compuestos por marcos de concreto resistentes a momento según ASCE/SEI 7-16**

La estructura de una edificación se encuentra clasificada, según ASCE/SEI 7-16, en distintas familias, definiendo el concepto de dichos sistemas sismo-resistentes y detallando las variantes en cada familia y sus atributos como ductilidad, factores de deriva sísmica, altura máxima y otras características. [10]

1. Marcos arriostrados

Armadura esencialmente vertical del tipo concéntrico o excéntrico que se proporciona en un sistema de marcos de construcción o un sistema dual para resistir las fuerzas sísmicas. [10]

2. Marcos concéntricos arriostrados

Todos los elementos en el marco están sometidos principalmente a esfuerzos axiales. Estos se encuentran categorizados como marcos ordinarios concéntricos arriostrados (OCBFs) o como marcos especiales concéntricos arriostrados (SCBFs). [10]

3. Marcos excéntricos arriostrados

Un marco reforzado diagonalmente en el que al menos un extremo de cada marco de refuerzo termina en una viga a una distancia corta de una viga – columna u otro refuerzo diagonal. [10]

4. Marco resistente a momento

Marco en el cual los miembros y las uniones resisten fuerzas laterales por flexión, así como a lo largo del eje de los miembros. Se encuentran clasificados como Marcos intermedios resistentes a momento (IMF), marcos ordinarios resistentes a momento (OMF) y marcos especiales resistentes a momento (SMF). [10]

5. Sistema de marcos de construcción

Es un sistema estructural con un marco de espacio esencialmente completo que proporciona soporte para cargas verticales. La resistencia a las fuerzas sísmicas se proporciona mediante paredes de cizallamiento o bastidores arriostrados. [10]

6. Sistema dual

Sistema estructural con un marco de espacio esencialmente completo brindando soporte a las cargas verticales. La resistencia al esfuerzo sísmico la proveen marcos resistentes a momento y muros de corte o marcos arriostrados. [10]

7. Sistema interactivo de muros – marcos de corte

Sistema estructural que combina los muros de corte ordinarios de concreto reforzado y sistemas de marcos resistentes a momento de concreto reforzado diseñados para resistir cargas laterales en proporción a sus rigideces considerando la interacción entre muros de corte y marcos en todos los niveles. [10]

8. Sistema de marco espacial

Es un sistema estructural 3-D compuesto por miembros interconectados, además de muros de corte, que es capaz de soportar cargas verticales y, en caso de que se diseñe para tal aplicación, es capaz de proveer resistencia a esfuerzos sísmicos. [10]

### 3.5. Desempeño sísmico de sistemas de marcos especiales resistentes a momento (SMRF)

Los sistemas de marcos especiales resistentes a momento predominan en regiones susceptibles a sismos de moderada y alta magnitud. Investigaciones realizadas después de la

ocurrencia de eventos sísmicos han indicado que la falla en conexiones viga-columna en secciones sísmicamente detalladas es provocada por la degradación de la resistencia al corte y la insuficiente capacidad de disipación de energía, lo que provoca una falla frágil por corte en las articulaciones, resultando en el colapso de la estructura.

### 3.5.1. Importancia de las conexiones viga – columna

Las uniones que cuentan con capacidad suficiente resistencia a corte tienen la capacidad de disipar energía de manera segura sin causar algún daño estructural severo. Distintos códigos de diseño fomentan la ductilidad en las conexiones viga-columna, incorporando el mecanismo de viga débil – columna fuerte. Se espera que esto asegure el desarrollo de articulaciones plásticas en la interfaz viga – columna mientras que todos los elementos verticales permanecen en la región elástica para proveer la máxima disipación de energía durante un evento sísmico. [5] [11]

La falla de conexiones ante cargas sísmicas se puede dividir en tres categorías:

- Falla por corte: Se produce en las articulaciones sin afectar la resistencia de las vigas que enmarcan las columnas. Esta falla es frágil y repentina por lo que debe evitarse.
- Las vigas se deforman y fallan sin afectar la seguridad de la columna o de las articulaciones. Se trata de una falla dúctil y se prefiere en sistemas de marcos resistentes a momento sometidos a carga sísmica.
- La falla de la articulación ocurre como una combinación entre la deformación de la viga seguido de una falla por corte en la articulación. [12]

## 3.6. Diseño sismo-resistente

Este posee un alto grado de complejidad en comparación con el diseño para cargas estáticas de gravedad. Esto se debe a que es necesario considerar múltiples factores para garantizar la integridad de la estructura.

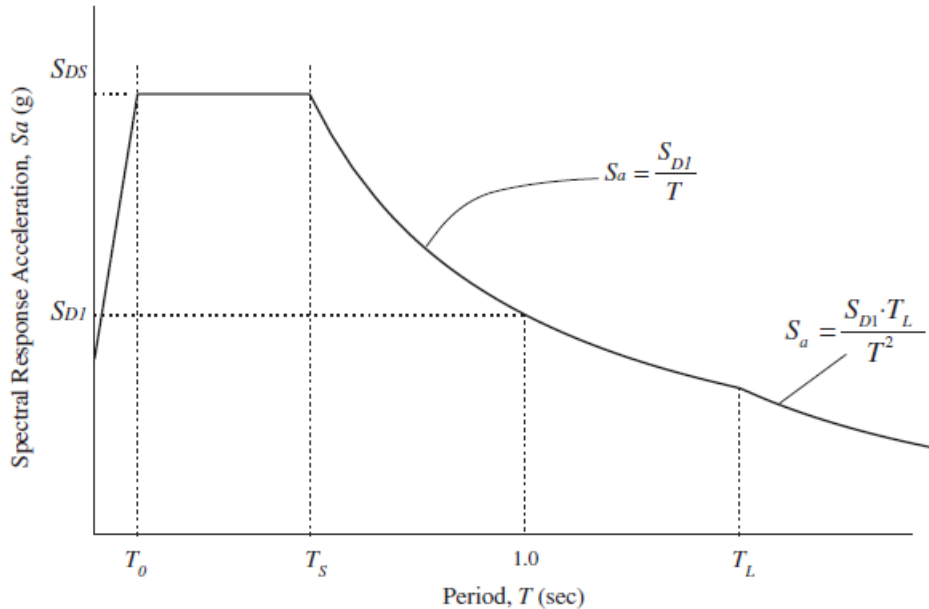
El diseño sismo-resistente trata de considerar la naturaleza del sismo, la incertidumbre sobre la respuesta de la estructura, los mecanismos de falla y disipación de energía que representen el menor riesgo posible para la vida humana y el costo social asociado a la falla de las estructuras. En base a esto, se utilizan distintas normativas o códigos de diseño que brindan múltiples consideraciones al momento de realizar un diseño sismo-resistente. [13]

### 3.6.1. Espectro de respuesta sísmica

El espectro de respuesta sísmica es una curva que corresponde a los valores absolutos máximos instantáneos de la respuesta de osciladores de un grado de libertad sometidos a la carga dinámica definida mediante un registro sísmico. [14]

A continuación se presenta el espectro de respuesta según ASCE/SEI 7-16.

Figura 3: Espectro de respuesta sísmica



En el espectro de respuesta se puede observar de manera gráfica lo que los parámetros  $S_{Ds}$  y  $S_{1s}$  representan. Se puede observar que la aceleración espectral  $S_{Ds}$  es la aceleración espectral en la meseta del espectro elástico de diseño, mientras que la pseudo aceleración  $S_{D1}$  corresponde a la aceleración espectral para el período de 1 segundo, tal como se encuentra descrito en la sección de “Requisitos de diseño”.

### 3.6.2. Comportamiento no lineal

El criterio de diseño tradicional ha sido el de permitir el ingreso de los materiales en el rango no lineal con el fin de absorber energía bajo deformaciones permanentes.

La estructura se debe diseñar para esfuerzos menores a los esfuerzos dados por la respuesta del sistema elástico, realizando así un análisis elástico del cual se obtienen deformaciones que a su vez deben multiplicarse por la ductilidad para obtener las deformaciones máximas de la estructura.

Los elementos estructurales deben garantizar que se logren alcanzar deformaciones inelásticas. [13]

### 3.6.3. Consideraciones generales para diseño de fuerzas sísmicas

#### 1. Efecto del sismo en edificaciones

En la actualidad se identifican las causas asociadas con los daños en las edificaciones ante eventos sísmicos. Dichas causas varían según el tipo de edificación, el tipo de construcción y la localización de la edificación. Sin embargo, estas causas se repiten de manera sistemática.

Los sismos en las edificaciones son un problema con masas en movimiento que reaccionan inercialmente a un movimiento en la base. El análisis, por lo tanto, se debe llevar a cabo mediante la dinámica estructural, por lo que también se hace necesario que los sistemas cuenten con rigidez para lograr que las masas en movimiento tengan un movimiento periódico que puedan seguir una oscilación que la haga desplazar con respecto a un eje de referencia. [14]

Para poder diseñar una edificación que sea capaz de resistir eventos sísmicos se deben considerar cinco variables fundamentales:

- a) Rigidez: Concepto relacionado con la fuerza necesaria para lograr una deformación. Depende del tamaño de los elementos de soporte, de la elasticidad del material y del tipo de movimiento que se presenta sobre cada elemento.
- b) Masa: Se asume que la masa total de la estructura se concentra en puntos predefinidos de la misma.
- c) Resistencia: Representa la capacidad que tienen los elementos estructurales de soportar distintos esfuerzos a los que se encuentran sometidos sin llegar a un punto de falla.
- d) Capacidad dúctil capacidad de los elementos a sufrir grandes deformaciones sin que se reduzca su resistencia.
- e) Conocimientos de la forma del movimiento

## 2. Fuerzas sísmicas

Estas son fuerzas generadas por diversos factores como la carga muerta de la edificación, las propiedades del suelo, configuración estructural, categorías de ocupación e importancia.

Al tomar en consideración las fuerzas sísmicas se observa cada elemento que compone a la estructura y se considera un porcentaje de su peso como una fuerza horizontal.

Para determinar la carga sísmica se consideran todos los elementos que se encuentran unidos de forma permanente a la estructura.

## 3. Cortante basal

Es la fuerza cortante ubicada en la base de la estructura. Este se calcula como el producto entre el coeficiente de respuesta y el peso sísmico efectivo de la estructura, tal como se describe a continuación:

$$V_b = C_s W_s$$

Donde:

$V_b$  =Cortante basal  $C_s$  =Coeficiente sísmico  $W_s$  =Peso sísmico efectivo

Esta fuerza se debe distribuir entre los elementos del sistema que se encargan de resistir las cargas laterales. Depende de la clase de sitio, la proximidad a fuentes potenciales de la actividad sísmica, probabilidad de movimientos sísmicos significativos, período fundamental de la estructura y el peso sísmico.

#### 4. Cargas muertas

La carga muerta consiste en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en la estructura. Esta no se encuentra limitada a muros, pisos, techos, escaleras, particiones, acabados, entre otras. Se deben considerar las siguientes cargas muertas:

- a) Peso de materiales y construcciones: Se deberán considerar valores aprobados por la autoridad competente.
- b) Peso del equipo de servicio fijo: Se deberá incluir todo el peso del equipo fijo. Los componentes de este son variables, sin embargo, no deberán de ser utilizadas para contrarrestar fuerzas que generen volteo, deslizamiento y condiciones de elevación. [10]

#### 5. Cargas vivas

Son todas aquellas producidas por el uso u ocupación de la edificación. No incluye construcción o cargas como viento, nieve, carga sísmica, o carga muerta. Se clasifican en cargas uniformemente distribuidas y cargas concentradas. [10]

### 3.6.4. Combinaciones de carga según el método LRFD

#### Simbología

$D$  = carga muerta

$E$  = carga sísmica

$F$  = carga ocasionada por fluidos con presiones definidas

$H$  = carga ocasionada por presión lateral del suelo, presión de agua subterránea o presión de materiales a granel

$L$  = carga viva

$L_r$  = carga viva de techo

$R$  = carga de lluvia

$W$  = carga de viento

#### Combinaciones básicas

Las estructuras, sus componentes y cimentaciones deberán ser diseñadas para que la resistencia de diseño sea igual o exceda los efectos de las cargas nominales factoradas en las siguientes combinaciones. Se deberán considerar los efectos de una o más cargas que no estén actuando sobre la estructura. Así mismo, se deberán considerar los efectos de la carga sísmica. Cabe mencionar que la carga sísmica y la carga del viento no deben ser consideradas simultáneamente. [10]

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$$

$$1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$0.9D + 1.0W$$

Cuando se incluyan cargas de fluidos, estas deberán incluirse con el mismo factor de carga que la carga muerta D en las combinaciones CR1 (3.6.4) a CR4 (3.6.4). En caso que existan cargas H, estas se incluirán de la siguiente manera:

1. Cuando el efecto de H sea uno de los efectos de carga principales, se incluirá con un factor de carga de 1.6. [10]
2. Cuando el efecto de H resista los efectos de carga principales, se deberá incluir con un factor de carga de 0.9 cuando H sea permanente o con un factor de carga de 0 para todas las demás condiciones. [10]

De igual manera, se deberá investigar el efecto que puedan tener una o más cargas que no estén actuando sobre la estructura.

Cabe mencionar que se debe considerar que las cargas de viento no actuarán simultáneamente con cargas sísmicas.

Cada estado límite de resistencia deberá ser investigado.

### 3.6.5. Combinaciones básicas con el efecto de carga sísmica

Cuando una estructura está sujeta a los efectos de la carga sísmica, se deberán considerar las siguientes combinaciones de carga adicional a las combinaciones de carga básicas descritas anteriormente. Los efectos más desfavorables de la carga sísmica deberán ser investigados cuando sea apropiado, pero no se deberá considerar una acción simultánea con cargas de viento. [10]

Cuando el efecto de carga sísmica prescrito,  $E = f(E_v, E_h)$  (definido en 3.9), se combina con los efectos de otras cargas, se deberán utilizar las siguientes condiciones de carga.[10]

$$1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S$$

$$0.9D - E_v + E_h$$

Cuando el efecto sísmico con sobre-resistencia,  $E_m = f(E_v, E_{mh})$  (definido en 3.9), se combina con los efectos de otras cargas, se deberán utilizar las siguientes combinaciones de carga sísmica para estructuras. [10]

$$1.2D + E_v + E_{mh} + L + 0.2S$$

$$0.9D - E_v + E_{mh}$$

### 3.6.6. Requisitos de diseño

#### 1. Clase de sitio

Basado en las propiedades del suelo, el sitio se clasificará en clase A, B, C, D, E o F. En caso de que las propiedades del suelo no se conozcan a fondo, se deberá clasificar el sitio como clase D a menos que la información geotécnica indique que puede ser clasificado como Clase E o F. [10]

#### 2. Coeficientes de sitio

Parámetros básicos: Estos se consideran en el basamento de roca en el sitio de interés. Estos se encuentran exentos de la influencia del suelo que cubre el basamento. [8]

- $S_{cr}$ : Ordenada espectral de período corto (0.2s)
- $S_{1r}$ : Ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo

Ajuste por clase de sitio: Coeficientes utilizados para ajustar los parámetros básicos conforme a la clase de sitio. [8]

- $F_a$ : Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos

Cuadro 2: Coeficientes de sitio  $F_a$  [8]

Clase de sitio	Índice de sismicidad					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.5$
<b>A</b>	0.8	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>C</b>	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
<b>D</b>	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
<b>E</b>	2.4	1.7	1.3	Se requiere ver la sección 11.4.8 ASCE/SEI 7-10		
<b>F</b>	Se requiere ver la sección 11.4.8 ASCE/SEI 7-10					

- $F_v$ : Coeficiente de sitio para períodos de vibración largos

Cuadro 3: Coeficiente de sitio para periodos de vibración [8]

Clase de sitio	Índice de sismicidad					
	$S_s \leq 0.1$	$S_s = 0.2$	$S_s = 0.3$	$S_s = 0.4$	$S_s = 0.5$	$S_s \geq 0.6$
<b>A</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>B</b>	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
<b>C</b>	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
<b>D</b>	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
<b>E</b>	4.2 Se requiere ver la sección 11.4.8 ASCE/SEI 7-10					
<b>F</b>	Se requiere ver la sección 11.4.8 ASCE/SEI 7-10					

#### 3. Parámetros espectrales de diseño sísmico:

Los parámetros espectrales de diseño sísmico para períodos cortos (SDS) y para períodos de 1 segundo (SD1) deben determinarse de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{cr}$$

$$S_{1S} = \frac{2}{3} * S_{1r}$$

#### 4. Espectro de respuesta de diseño

Cuando se requiere un espectro de respuesta de diseño se requiere y no se utilicen procedimientos de movimiento específicos según clase de sitio, la curva del espectro de respuesta de diseño se desarrollará como se describe a continuación:

- a) Para períodos menores a  $T_o$ , el diseño de aceleración de respuesta espectral se obtendrá tal como se describe en la siguiente ecuación:

$$S_a = S_{DS}(0.4 + 0.6\frac{T}{T_o})$$

- b) Para períodos mayores o iguales a  $T_o$  y menores o iguales a  $T_s$ , el diseño de aceleración de respuesta espectral tomará el valor de  $S_{DS}$ .
- c) Para períodos mayores a  $T_s$  y menores a  $T_L$ , el diseño de aceleración de respuesta espectral se calculará con la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{S_{1D}}{T}$$

- d) Para períodos mayores a  $T_L$ , el diseño de aceleración de respuesta espectral se calculará de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{S_{1D}T_L}{T^2}$$

Donde:

$S_{DS}$  = Parámetro espectral de diseño sísmico para períodos cortos.

$S_{1D}$  = Parámetro espectral de diseño sísmico para períodos de 1 segundo.

$T$  = Período fundamental de la estructura

$$T_o = 0.2(\frac{S_{1D}}{S_{DS}})$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$T_L$  = Períodos de transición de períodos largos

#### 5. Factor de importancia y categoría de riesgo sísmico

El factor de importancia ( $I_e$ ) será asignado a la estructura de acuerdo con la siguiente tabla:

Cuadro 4: Factores de importancia por categoría de riesgo por carga sísmica

Categoría de riesgo	Índice de sismicidad ( $I_e$ )
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras sujetas a carga sísmica:

Las estructuras deberán ser clasificadas, basado en el riesgo que representan a la vida, salud y prestaciones sociales asociadas con el daño o falla, por la ocupación o por el uso. Cada estructura deberá ser clasificada en la mayor categoría de riesgo que se aplique. Además, es permitido asignar múltiples categorías de riesgo a una misma estructura según las condiciones de cargas a las cuales se encuentra sometida. Existen cuatro categorías de riesgo descritas en el **Cuadro 4**.

6. Categorías de diseño sísmico:

Toda la estructura debe ser asignada a una Categoría de Diseño Sísmico acorde al reglamento de construcción. [1]

Las estructuras clasificadas dentro de las categorías de riesgo I, II o III ubicadas donde el parámetro de aceleración de respuesta espectral asignada en el período 1-s,  $S_1$  sea mayor o igual a 0.75 se deberá asignar a la categoría de diseño E. Las demás estructuras deberán ser asignadas a una categoría de diseño sísmico basada en su categoría de riesgo y los parámetros de aceleración de respuesta espectral de diseño,  $S_{DS}$  y  $S_{1D}$ . Cada edificio y estructura se asignará a la categoría de diseño sísmico más severa de acuerdo con los **Cuadros 6 y 7**, independientemente del período fundamental de la estructura.

Cuando  $S_1$  sea menor a 0.75, la categoría de diseño sísmico se podrá determinar según el Cuadro no. 6 únicamente donde lo siguiente aplique:

- a) En cada una de las dos direcciones ortogonales, el período fundamental aproximado de la estructura  $T_a$  será menor a  $0.8 T_s$ .
- b) En cada una de las dos direcciones ortogonales, el período fundamental de la estructura utilizado para calcular la deriva será menor a  $T_s$ .
- c) Se utiliza para determinar el coeficiente de respuesta sísmico
- d) Los diafragmas son rígidos o, en caso de que los diafragmas que no sean rígidos, la distancia horizontal entre los elementos verticales que resisten fuerzas sísmicas no sea mayor a 12.192 m (40 pies).

Cuadro 5: Categoría de riesgo de edificios y otras estructuras sujetas a carga sísmica

Ocupación o uso de edificios y estructuras	Categoría de riesgo
Edificios y otras estructuras que representen un riesgo mínimo a la vida humana en algún evento de falla	I
Todos los edificios y otras estructuras que no se cumplan con las categorías de riesgo I, III o IV	II
Edificios y otras estructuras cuya falla pueda representar riesgo potencial a la vida humana.  Edificios y otras estructuras que no se incluyan en la categoría de riesgo IV, con potencial a causar un impacto económico significativo o interrupción masiva a la vida civil diaria en caso de falla.  Edificios y otras estructuras que no se incluyan en la categoría de riesgo IV que contengan sustancias tóxicas o explosivas donde la cantidad del material exceda el límite establecido por la autoridad correspondiente.	III
Edificios y otras estructuras designadas con instalaciones esenciales  Edificios y otras estructuras que, en caso de fallar, podría suponer peligro sustancial a la comunidad  Edificios y otras estructuras que contengan suficiente cantidad de sustancias tóxicas donde se exceda el límite establecido por la autoridad correspondiente y es suficiente para representar amenaza a la población.  Edificios y otras estructuras que se requiera que permanezcan funcionales en caso de cualquier evento.	IV

Cuadro 6: Categoría de diseño sísmico basado en parámetros de aceleración de respuesta de período corto

Categoría de riesgo		
Valor de $S_{DS}$	I o II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} \leq 0.33$	B	C
$0.33 < S_{DS} \leq 0.50$	C	D
$0.50 < S_{DS}$	D	D

Cuadro 7: Categoría de diseño sísmico basado en parámetros de aceleración de respuesta de período de 1-s

Categoría de riesgo		
Valor de $S_{1D}$	I o II o III	IV
$S_{1D} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{1D} \leq 0.133$	B	C
$0.133 < S_{1D} \leq 0.20$	C	D
$0.20 < S_{1D}$	D	D

Cuando se utiliza el procedimiento de diseño simplificado, la categoría de diseño sísmico se permite determinar a partir de la tabla 5 únicamente, utilizando el valor de  $S_{DS}$ , excepto que cuando  $S_1$  es mayor o igual a 0.75, la categoría de diseño sísmico será E.

### 3.7. Selección del sistema estructural

La estructura deberá incluir sistemas de resistencia lateral y vertical capaces de proporcionar una capacidad adecuada de resistencia, rigidez y disipación de energía para resistir los movimientos del sitio de diseño dentro de los límites prescritos de deformación y demanda de fuerza.[10]

La adecuación de los sistemas estructurales se demostrará mediante la construcción de un modelo matemático y la evaluación de dicho modelo para los efectos del movimiento del suelo de diseño. Las fuerzas sísmicas de diseño y su distribución sobre la altura de la estructura del edificio se establecerán de acuerdo con uno de los procedimientos aplicables y las correspondientes fuerzas y deformaciones internas en los miembros deberán ser determinados. [10]

#### 3.7.1. Clasificación de los sistemas estructurales sismo-resistentes

Cada sistema se subdivide por los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas laterales. Los sistemas estructurales utilizados deberán ser conforme a las limitaciones del sistema estructural y a los límites de altura estructural.

El coeficiente de modificación de respuesta adecuado, factor de sobre-resistencia  $\Omega_o$  y el factor de amplificación de desviación  $C_d$  se utilizarán para determinar el cortante basal, las fuerzas de diseño de elementos y la deriva de diseño por nivel de la estructura.[10]

Cada sistema seleccionado tendrá que ser diseñado y detallado de acuerdo con los requerimientos específicos del sistema.

##### 1. Elementos de sistemas resistentes a la fuerza sísmica.

Los elementos de los sistemas resistentes a la fuerza sísmica, incluidos los miembros y sus conexiones, deberán ajustarse a los requisitos de detalle para el sistema estructural seleccionado.

2. Combinaciones de marcos en distintas direcciones.  
Es permitido utilizar distintos sistemas sismo-resistentes para resistir fuerzas sísmicas a lo largo de cada uno de los ejes ortogonales de la estructura. Cuando se utilicen distintos sistemas, los coeficientes  $R$ ,  $C_d$  y  $\Omega_o$  serán los correspondientes a cada sistema estructural.
3. Combinaciones de marcos en la misma dirección.  
Cuando se utilicen distintos sistemas sismo-resistentes en combinación para resistir fuerzas sísmicas en la misma dirección, además del sistema dual, se deberán aplicar las limitaciones más estrictas y el diseño deberá cumplir con las especificaciones correspondientes.
4. Marcos especiales resistentes a momento flector asignados a categorías sísmicas D, E y F.  
Para las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F, donde un marco especial resistente a momento es requerido debido a las limitaciones del sistema estructural, el marco debe ser continuo a la base.

### 3.8. Flexibilidad del diafragma, configuración de irregularidades y redundancia

#### 3.8.1. Flexibilidad del diafragma

En análisis estructural deberá considerar las rigideces relativas de los diafragmas y los elementos verticales del sistema sismo-resistente. A menos que el diafragma pueda ser idealizado como flexible o rígido acorde a las secciones 3.8.1, 3.8.1 o 3.8.1, en análisis estructural deberá incluir de manera explícita la consideración de la rigidez del diafragma. [10]

#### Condición de diafragma flexible

Se permitirá suponer que los enlaminados sin loseta y las cubiertas de madera son flexibles si se cumple con lo siguiente:

1. En estructuras donde los elementos estructurales verticales sean marcos arriostrados de acero; marcos arriostrados compuestos de acero-concreto; o concreto, mampostería y acero o muros de corte compuestos de acero-concreto.
2. En viviendas de una o dos familias
3. En estructuras de marcos ligeros donde se cumplan la siguientes condiciones:
  - a) La loseta de concreto o materiales similares no se coloca sobre los diafragmas de paneles estructurales de madera, excepto para losetas no estructurales cuyo espesor sea menor a 38 mm.
  - b) Cada línea de elementos verticales que forman parte del sistema sismo-resistente cumple con la deriva permitida (8).

Cuadro 8: Derivas máximas permitidas[10]

Estructura	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras ,que no estén conformadas por muros de corte de mampostería, de cuatro niveles o menos sobre la base, con muros interiores, particiones, techo y sistemas de muros exteriores que han sido diseñados para distribuir las derivas.	$0.025h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Muros de mampostería de ductilidad intermedia	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Muros de mampostería de alta ductilidad	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Edificaciones en general	$0.020h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.020h_{sx}$

Donde  $h_{sx}$  es la altura del piso para el que se calcula la deriva

### Condición de diafragma rígido

Se permite idealizar como diafragmas rígidos a los diafragmas de losas de concreto o metal deck con losa de concreto con relaciones longitud-profundidad de 3 o menos en estructuras que no cuentan con irregularidades horizontales

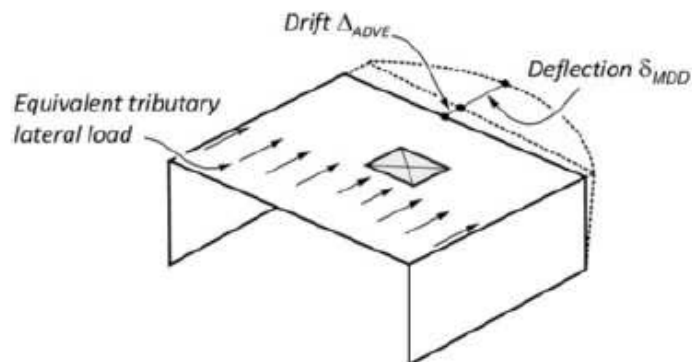
### Condición de diagrama flexible calculado

Los diafragmas que no cumplan con las condiciones anteriores se podrán idealizar como diafragma flexible si se cumple con:

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2$$

donde  $\delta_{MDD}$  y  $\Delta_{ADVE}$  son como se muestra en la siguiente figura:

Figura 4: Diafragma flexible



### **3.8.2. Clasificación de regularidades e irregularidades estructurales**

Las estructuras deberán clasificarse como estructuras con irregularidad estructural basándose en los criterios de sección. Dicha clasificación se realizará a partir de la configuración estructural. [10]

#### **Irregularidad en planta**

Aquellas estructuras que cuenten con una o más irregularidades descritas en el Cuadro no.32 de la sección de anexos se designarán como estructuras con irregularidades en planta. Dichas estructuras serán asignadas a la categoría de diseño sísmico descrito y deberán cumplir con los requerimientos especificados. [10]

#### **Irregularidad en elevación**

Las estructuras que cuentan con una o más irregularidades descritas en el Cuadro no. 33 de la sección de anexos se designarán como estructuras con irregularidades en elevación. Dichas estructuras serán asignadas a la categoría de diseño sísmico descrito y deberán cumplir con los requerimientos especificados. [10]

#### **Excepciones**

1. Las irregularidades en elevación tipo 1a, 1b y 2 descritas en el Cuadro no. 33 de la sección de anexos no aplican cuando ninguna relación de deriva bajo diseño de carga sísmica lateral es mayor a 130 % de la relación de deriva del próximo nivel superior. No se deberán considerar efectos torsionales en los cálculos de deriva. Además, no se deberá verificar la relación entre los 2 niveles superiores de la estructura. [10]
2. Para estructuras de un nivel en cualquier categoría de diseño sísmico o para estructuras de 2 niveles asignadas a categorías de diseño sísmico B, C o D no requieren que se consideren irregularidades en elevación tipo 1a, 1b y 2 en el Cuadro no. 33 de la sección de anexos. [10]

### **3.8.3. Limitaciones y requerimientos adicionales para sistemas con irregularidades estructurales**

#### **Irregularidades en planta y elevación prohibidas para categorías de diseño sísmico D, E y F**

Las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico E o F que cuenten con irregularidad en planta tipo 1b del Cuadro no.32 de la sección de anexos o irregularidades en elevación tipo 1b, 5a o 5b del Cuadro no. 33 de la sección de anexos no deberán ser autorizadas. Estructuras asignadas a categoría de diseño D que cuenten con irregularidad en elevación tipo 5b del Cuadro no. 33 de la sección de anexos no deberán ser autorizadas.

### **Pisos extremadamente débiles**

Estructuras con irregularidades en elevación tipo 5b, definida en el Cuadro no.33 de la sección de anexos, no deberá contar con más de 2 niveles o 9 m de altura estructural.

#### **Excepción**

El límite no aplica donde el piso "blando" es capaz de resistir una fuerza sísmica total de  $\Omega_0$  veces la fuerza de diseño descrita en el método de carga estática equivalente. [10]

### **Aumento de fuerzas provocada por irregularidades para categorías de diseño sísmico D, E y F**

Para estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico D, E o F que cuenten con irregularidad en planta tipo 1a, 1b, 2, 3 o 4 descritas en el Cuadro no.32 de la sección de anexos o irregularidad en elevación tipo 4 descrita en Cuadro no. 33 de la sección de anexos, las fuerzas de diseño del diafragma deberán incrementarse en un 25 % para los siguientes elementos que conforman el sistema sismo-resistente[10]:

- Conexiones de diafragmas a elementos verticales o colectores y
- Colectores y sus conexiones, incluyendo conexiones a elementos verticales del sistema sismo-resistente

#### **Excepción**

Las fuerzas calculadas utilizando los efectos de carga sísmica no requieren ser mayorados.

### **3.8.4. Factor de redundancia**

Un factor de redundancia,  $\rho$ , deberá ser asignado al sistema sismo-resistente en cada una de las direcciones perpendiculares para todas las estructuras que cumplan con las condiciones especificadas en el presente apartado.

#### **Condiciones donde $\rho$ es 1.0**

La magnitud de  $\rho$  puede ser 1.0 para las siguientes:

1. Estructuras asignadas a categoría de diseño sísmico B o C;
2. Cálculo de deriva y efecto P-delta;
3. Diseño de componentes no estructurales;
4. Diseño de estructuras que no sean edificios ni similares;

5. Diseño de elementos colectores, empalmes y sus conexiones donde los efectos de carga sísmica, incluyendo sobre-resistencia, son utilizados;
6. Diseño de miembros o conexiones donde los efectos de carga sísmica, incluyendo sobre-resistencia, son requeridos para el diseño;
7. Cargas diafragmáticas, incluyendo los límites impuestos.
8. Estructuras con sistemas de amortiguamiento; y
9. Diseño de muros estructurales para fuerzas excéntricas, incluyendo su anclaje.

### **Factor de redundancia, $\rho$ , para categorías de diseño sísmico D, E y F**

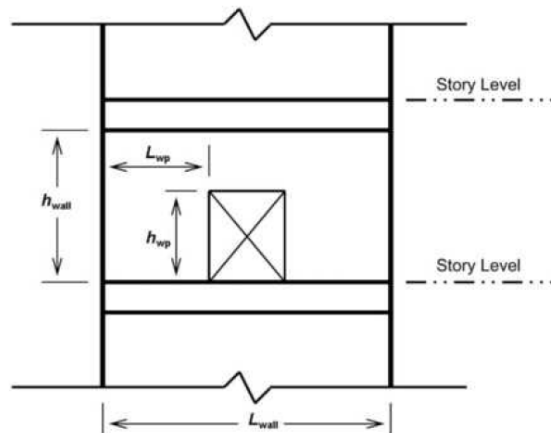
Para estructuras asignadas a una categoría de diseño sísmico D y que cuenten con irregularidad torsional extrema,  $\rho$  deberá ser igual a 1.3. Para otras estructuras asignadas a una categoría de diseño sísmico D y para estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico E o F,  $\rho$  deberá ser igual a 1.3, a menos que se cumpla alguna de las siguientes condiciones, donde se permitirá que  $\rho$  sea igual a 1.0. [10]

- Cada nivel que resista más del 35 % del cortante basal en la orientación de interés deberá cumplir con el Cuadro no. 9. [10]
- Estructuras con regularidad en planta en todos los niveles proporcionados, cuyo sistema sismo-resistente consista de al menos dos bahías de marcos perimetrales que resistan las fuerzas sísmicas en cada una de las direcciones ortogonales de la estructura en cada piso que resista más del 35 % del cortante basal. El número de bahías para muros de corte deberán ser calculadas como la longitud del muro de corte dividido la altura de piso o dos veces la longitud del muro de corte dividido la altura de piso. [10]

Cuadro 9: Requerimientos para cada piso que resista más del 35 % del cortante basal

Elemento lateral resistente	Requerimiento
Marcos arriostrado	Retiro de una breisa individual, o conexión a los mismos, no resultará en más del 33 % de la reducción en la fuerza del nivel. El sistema resultante no deberá contar con una irregularidad torsional extrema
Marcos a momento	Pérdida de resistencia a momento en las conexiones viga-columna en ambos extremos de una misma viga no resultará en una reducción mayor al 33 % en el esfuerzo del nivel. El sistema resultante no deberá contar con una irregularidad torsional extrema
Muros de corte o muelles de muro con una relación altura longitud mayor a 1.0	Retiro de un muro de corte o muelle de muro con una relación altura-longitud mayor a 1.0 dentro de cualquier nivel, o conexión de colectores a los mismos, no resultará en una reducción de esfuerzos del nivel mayor al 33 %. El sistema resultante no deberá contar con irregularidad torsional extrema. La relación altura-longitud se calculará como se muestra en la <b>Figura 5</b>
Columnas en voladizo	Pérdida de resistencia a momento en las conexiones de la base de cualquier columna en voladizo no resultará en una reducción de esfuerzos del nivel mayor al 33 %. El sistema no deberá contar con irregularidad torsional extrema.
Otros	Sin requerimientos

Figura 5: Determinación de relación altura-longitud para muros de corte o muelle de muro según ASCE/SEI 7-16



Notas:  $h_{wall}$  = altura de muro de corte;  $h_{wp}$  = altura de muelle de muro;  $L_{wall}$  = longitud del muro de corte;  $L_{wp}$  = longitud de muelle de muro. Relación altura-longitud para muro de corte:  $\frac{h_{wall}}{L_{wall}}$ . Relación altura-longitud para muelle de muro:  $\frac{h_{wp}}{L_{wp}}$ .

[10]

No se permitirá una reducción de  $\rho$  de 1.3 para estructuras asignadas a categoría de diseño sísmico D que cuenten con irregularidad torsional. No se especifica para estructuras con categoría de diseño sísmico E y F ya que las irregularidades torsionales quedan prohibidas para estas.

## 3.9. Efectos de la carga sísmica y combinaciones de carga

### 3.9.1. Aplicabilidad

Todos los miembros de la estructura, incluyendo aquellos que no forman parte del sistema sismo-resistente, se deberán diseñar utilizando los efectos de carga sísmica considerados en 3.9 a menos que se especifique lo contrario. Los efectos de la carga sísmica son esfuerzos axiales, de corte y flexión, resultando de la aplicación de fuerzas sísmicas verticales y horizontales. Cuando se requiera, la carga sísmica deberá incluir sobre-resistencia. [10]

### 3.9.2. Efecto de la carga sísmica

El efecto de la carga sísmica,  $E$ , se determinará como se describe a continuación:

1. Para utilizar la combinación de carga CR6 (3.6.5),  $E$  se deberá calcular con la siguiente ecuación:

$$E = E_h + E_v$$

2. Para utilizar la combinación de carga CR7 (3.6.5),  $E$  se deberá calcular con la siguiente ecuación

$$E = E_h - E_v$$

Donde:

$E$  = efecto de carga sísmica

$E_h$  = efecto de fuerzas sísmicas horizontales

$E_v$  = efecto de fuerzas sísmicas verticales

### Efecto horizontal de carga sísmica

El efecto horizontal de la carga sísmica,  $E_h$ , se calculará utilizando la siguiente ecuación:

$$E_h = \rho Q_E$$

Donde:

$Q_E$  = efecto de las fuerzas sísmicas horizontales por viento o sismo

$\rho$  = factor de redundancia

Efecto vertical de carga sísmica

El efecto vertical de la carga sísmica,  $E_v$ , se calculará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$E_v = 0.2S_{DS}D$$

donde,

$S_{DS}$  = parámetro de diseño de aceleración espectral para períodos cortos

$D$  = efectos de carga muerta

### Excepciones

- Cuando se requiera incorporar los efectos del movimiento sísmico vertical, el efecto de la carga sísmica deberá determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación[10]:

$$E_v = 0.2S_{av}D$$

Donde:

$S_{av}$  = aceleración espectral de respuesta de diseño

$D$  = efecto de la carga muerta

- Se permitirá considerar el efecto vertical como 0 para las siguientes condiciones:
  - Para estructuras asignadas a una categoría de diseño B
  - En la ecuación 2 al momento de determinar las demandas de la interfaz suelo-estructura de los cimientos

### 3.9.3. Efecto de carga sísmica con factor de sobre-resistencia

En caso de ser requerido, los efectos de la carga sísmica con sobre-resistencia se determinará de acuerdo con lo siguiente:

1. Para ser utilizado en la combinación CR6 (3.6.5), E se considerará igual a  $E_m$ , el cual se calcula de la siguiente manera:

$$E_m = E_{mh} + E_v$$

2. Para ser utilizado en la combinación CR7 (3.6.5), E se considerará igual a  $E_m$ , el cual se calcula de la siguiente manera:

$$E_m = E_{mh} - E_v$$

Donde:

$E_m$  = efecto de la carga sísmica con sobre-resistencia;

$E_{mh}$  = efecto de cargas sísmicas horizontales con sobre-resistencia

$E_v$  = efecto de carga sísmica vertical

## Efecto de la carga sísmica horizontal con sobre-resistencia

El efecto de la carga sísmica horizontal con sobre-resistencia se determinará con la siguiente ecuación:

$$E_{mh} = \Omega_o Q_E$$

Donde:

$Q_E$  = efectos simultáneos de fuerzas horizontales de viento o sismo resultantes de la aplicación de fuerzas en dos direcciones a ángulo recto entre sí

$\Omega_o$  = factor de sobre-resistencia

Cabe mencionar que no se debe considerar el efecto de la carga sísmica horizontal,  $E_{mh}$ , mayor al efecto de carga sísmica horizontal limitada por capacidad.

## Efecto de carga sísmica horizontal limitada por capacidad

En caso de ser requerido un diseño limitado por capacidad, el efecto de carga sísmica se calculará con el efecto de carga sísmica horizontal limitado por capacidad,  $E_{cl}$ , sustituido por  $E_{mh}$  en las combinaciones de carga descritas en 3.6.4. [10]

### 3.9.4. Fuerza mínima vertical para voladizos horizontales asignados a categoría de diseño sísmico D, E o F

En estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F, los miembros estructurales horizontales en voladizo serán diseñados para una fuerza neta mínima de 0.2 veces la carga muerta, además de las combinaciones de carga aplicables. [10]

## 3.10. Dirección de la carga

### 3.10.1. Criterio para dirección de carga

La dirección de aplicación de fuerzas sísmicas utilizadas en el diseño deberán ser aquellos que produzcan los criterios de carga más críticos. Se permite que se satisfaga este requerimiento utilizando los procedimientos estipulados en 3.10.2 para categoría de diseño sísmico B; 3.10.3 para categoría de diseño sísmico C; y 3.10.4 para categoría de diseño sísmico D, E y F.

### 3.10.2. Categoría de diseño sísmico B

Para estructuras asignadas a una categoría de diseño sísmico B, se permite aplicar las fuerzas sísmicas de diseño de manera independiente en cada una de las dos direcciones perpendiculares, y los efectos de la interacción ortogonal pueden ser despreciados.

### 3.10.3. Categoría de diseño sísmico C

Las cargas aplicadas a estructuras asignadas a una categoría de diseño sísmico C deberán ser aplicadas conforme a los requerimientos establecidos en 3.10.2 para categoría de diseño sísmico B y los siguientes requerimientos.

#### Estructuras con irregularidades de sistemas no paralelos

Las estructuras que cuentan con irregularidades horizontales de tipo 5, descrito en el Cuadro no.33 de la sección de anexos, deberá utilizar uno de los siguientes procedimientos:

- **Procedimiento de combinación ortogonal:** La estructura deberá ser analizada utilizando el análisis por carga estática equivalente, el análisis de respuesta modal espectral o el análisis del historial de respuesta lineal con las cargas aplicadas de manera independiente en cualquiera de las dos direcciones ortogonales. El requerimiento estipulado en 3.10.1 se considera satisfecho si los miembros y sus cimientos están diseñados para el 100 % de las fuerzas en una dirección mas el 30 % de las fuerzas en la dirección perpendicular. Se deberá utilizar la combinación que requiera el componente de fuerzas máximo.
- **Aplicación simultánea del movimiento ortogonal del suelo:** La estructura deberá ser analizada utilizando el análisis del historial de respuesta lineal, o el procedimiento de respuesta histórica no lineal con pares ortogonales de aceleración del suelo aplicadas simultáneamente.

### 3.10.4. Diseño sísmico para categorías de diseño D, E y F

Las estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico D, E O F deberán cumplir con los requerimientos establecidos en 3.10.3. Adicionalmente, cualquier columna o muro que forme parte de 2 o más sistemas sismo-resistentes intersectantes y estará sujeto a cargas axiales provocadas por fuerzas sísmicas actuando en el eje principal, siendo igual o el 20 % excedente del esfuerzo axial de diseño de la columna o muro deberá ser diseñado para la condición de carga más crítica provocada por la aplicación de fuerzas sísmicas en cualquier dirección. [10]

## 3.11. Selección del procedimiento de análisis

El diseño estructural requerido consistirá de uno de los tipos permitidos en el Cuadro no. 10, basando en la categoría de diseño sísmico de la estructura, sistema estructural, propiedades dinámicas e irregularidades o, con la aprobación de la autoridad correspondiente, se podrá utilizar un procedimiento alternativo. [10]

## 3.12. Criterio de modelado

### 3.12.1. Peso sísmico efectivo

El peso sísmico efectivo,  $W$ , de una estructura deberá incluir carga muerta sobre la base y otras cargas sobre la base como se en lista a continuación:

1. En áreas utilizadas como bodega, se deberá incluir un mínimo del 25 % de la carga viva del piso.

#### **Excepciones**

- a) Cuando la inclusión de cargas de almacenamiento no agregue más del 5 % al peso sísmico efectivo en el nivel, no es necesario incluir dichas cargas en el peso sísmico efectivo.
  - b) No se deberán incluir las cargas vivas de piso en estacionamiento público y estructuras de estacionamiento abierto.
2. Cuando se requiera la provisión de particiones en el diseño de carga de piso, se deberá considerar el mayor del peso de la partición o un peso mínimo de 10 psf del área de piso.
  3. Peso total de operación de equipo permanente
  4. Peso de materiales en jardines de tejados y áreas similares

Cuadro 10: Procedimientos de análisis permitidos

Categoría de diseño sísmico	Características estructurales	Procedimiento de carga estática equivalente	Espectro de análisis modal espectral o análisis de respuesta lineal histórica
B, C	Todas las estructuras	P	P
D, E, F	Edificios con categoría de riesgo I o II que no excedan 2 niveles sobre la base	P	P
	Estructura de marcos ligeros	P	P
	Estructuras sin irregularidades estructurales y que no excedan 160 ft de altura estructural	P	P
	Estructuras que excedan 160 ft de altura estructural sin irregularidades estructurales y con $T < 3.5 T_s$	P	P
	Estructuras que no excedan 160 ft de altura estructural y que cuenten únicamente con irregularidades estructurales horizontales tipo 2, 3, 4 o 5, o irregularidades verticales tipo 4, 5a o 5b	NP	P
Otras estructuras			

P = Permitido; NP = No permitido;  $T_s = \frac{S_{1D}}{S_{DS}}$

[10]

### 3.12.2. Modelado estructural

Un modelo matemático de la estructura deberá construirse con el propósito de determinar las fuerzas de los miembros y desplazamientos estructurales resultantes de cargas aplicadas y cualquier desplazamiento impuesto o efectos P-delta. El modelo deberá incluir la rigidez y resistencia de los elementos que sean significativos para la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura y que representen la distribución espacial de la masa y rigidez a lo largo de la estructura. [10]

Adicionalmente, el modelo deberá cumplir con que las propiedades de rigidez del concreto y de los elementos de mampostería deberán considerar los efectos de la sección agrietada. [10]

Las estructuras que cuenten con irregularidades horizontales tipo 1a, 1b, 4 o 5 deberán ser analizadas utilizando una representación tridimensional. Cuando se utilice un modelo 3D, se deberá incluir en cada nivel de la estructura un mínimo de tres grados de libertad, los cuales consisten en la traslación en las dos direcciones ortogonales del plano y rotación con respecto al eje vertical. Cuando los diafragmas no hayan sido clasificados como rígidos o flexibles, el modelo deberá incluir una representación de la rigidez característica del diafragma y, cuando se ejecute el análisis dinámico, se requerirán suficientes grados de libertad para dar cuenta de la participación del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura. [10]

Cuando la respuesta modal espectral o el análisis de respuesta histórica se lleve a cabo, se deberá considerar un mínimo de tres grados de libertad dinámicos, los cuales consisten en la traslación en las dos direcciones ortogonales del plano y rotación con respecto al eje vertical.

**Excepción:** No se requerirá un análisis tridimensional para estructuras con diafragma flexible que cuenten con irregularidad horizontal tipo 4.

### 3.12.3. Efectos de interacción

Los marcos resistentes a momento que no sean cerrados por elementos que sean más rígidos y que no se consideren como parte del sistema sismo-resistente deberán diseñarse de modo que la acción o falla de dichos elementos no perjudicará la carga vertical y la capacidad de fuerza sísmica resistente del marco. El diseño establecerá el efecto de estos elementos rígidos en el sistema estructural correspondiente a las deformaciones estructurales en el diseño de derivas. Adicionalmente, el efecto de dichos elementos deberá ser considerado donde se determine si una estructura cuenta con una o más irregularidades. [10]

## 3.13. Método de la carga estática equivalente

### 3.13.1. Cortante basal

El cortante basal,  $V$ , en una dirección dada se calculará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V = C_s W$$

Donde:

$C_s$  = coeficiente de respuesta sísmica

$W$  = peso sísmico efectivo

### Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica

El coeficiente de respuesta sísmica,  $C_s$  se calculará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_E}\right)}$$

Donde:

$S_{DS}$  = parámetro de respuesta de diseño de aceleración espectral para períodos cortos

R = factor modificador de respuesta

$I_e$  = Factor de importancia.

El coeficiente de respuesta sísmica calculado con 3.13.1 no deberá de exceder los siguientes valores:

Para  $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{1D}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Para  $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{1D}T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$C_s$  no deberá ser menor a

$$C_s = 0.044S_{DS}I_e \geq 0.01$$

Adicionalmente, para estructuras localizadas donde  $S_1$  sea igual o mayor a 0.6g,  $C_s$  no deberá ser menor que

$$C_s = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Donde:

$S_{1D}$  = parámetro de respuesta de diseño de aceleración espectral para períodos de 1.0 s

T = período fundamental de la estructura

$T_L$  = período largo de transición de la estructura

$S_1$  = máximo parámetro de respuesta espectral registrado

### Valor máximo de $S_{DS}$ en la determinación de $C_s$ y $E_v$

Se permite que los valores de  $C_s$  y  $E_v$  sean calculados utilizando un valor de  $S_{DS}$  igual a 1.0, pero no menor del 70% de  $S_{DS}$  suponiendo que los siguientes criterios se cumplen:

- La estructura no cuenta con irregularidades
- La estructura no excede cinco pisos por encima del más bajo de la base. Cuando se encuentre presente, cada nivel de mezzanine debe ser considerado como un piso para propósitos de este límite
- El período fundamental de la estructura no excede 0.5s
- La estructura cumple los requerimientos necesarios para el factor de redundancia con los que se permite que este sea igual a 1.
- Las propiedades del suelo del sitio no se clasifican como una clase de sitio E o F
- La estructura se encuentra clasificada como categoría de riesgo I o II.

### 3.13.2. Determinación del período

El período fundamental de la estructura,  $T$ , en la dirección considerada deberá establecerse utilizando las propiedades estructurales y de deformación de los elementos resistentes en un análisis justificado. El período fundamental,  $T$ , no deberá exceder el producto del coeficiente del límite máximo para el período calculado ( $C_u$ ) mostrado en el Cuadro no. 11 y el período fundamental aproximado,  $T_a$ .

Cuadro 11: Coeficiente del límite máximo para el período calculado

Diseño de aceleración espectral de respuesta Parámetro en 1 s, $S_{1D}$	Coeficiente $C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

### Período fundamental aproximado

El período fundamental aproximado, en segundos, se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Donde:

$h_n$  = la altura estructural

$C_t, x$  = Coeficientes determinados según el Cuadro no. 12.

De manera alternativa, se permite determinar el valor aproximado del período fundamental ( $T_a$ ), en segundos, con la siguiente ecuación para aquellas estructuras que no excedan 12 niveles sobre la base, donde los sistemas de fuerza sismo resistentes consistan únicamente de marcos resistentes a concreto o acero y con una altura promedio de piso de al menos 10 pies:

$$T_a = 0.10N$$

Donde:

$N$  = número de niveles debajo de la base

Cuadro 12: Valores de los parámetros del período máximo aproximado  $C_t$  y  $x$

Tipo de estructura	$C_t$	$x$
Sistemas de marcos resistentes a momento en los que los marcos resisten el 100 % de la fuerza sísmica requerida y no cuentan con cerramientos o uniones por componentes cuya rigidez sea mayor y prevendrá que los marcos se deformen en los puntos en los que se encuentren sujetos a carga sísmica:		
Marcos de acero resistentes a momento	0.028 (0.0724)	0.8
Marcos de concreto resistentes a momento	0.016 (0.0466)	0.9
Marcos de acero arriostrados excéntricos	0.03 (0.0731)	0.75
Marcos de acero arriostrados resistentes al pandeo	0.03 (0.0731)	0.75
Otros sistemas estructurales	0.02(0.0488)	0.75

Dentro del paréntesis se muestran los equivalentes en el sistema métrico

### 3.13.3. Distribución vertical de fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica lateral ( $F_x$ ) (kip) inducida en cualquier nivel se deberá calcular de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx}V$$

y

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

$C_{vx}$  = factor de distribución vertical;

$V$  = Cortante en la base de la estructura (cortante basal) o fuerza lateral total de diseño;

$w_i$  y  $w_x$  = porcentaje del peso sísmico efectivo de la estructura ( $W$ ) localizado o asignado al nivel  $i$  o  $x$ ;

$h_i$  y  $h_x$  = altura desde la base al nivel  $i$  o  $x$ ; y

$k$  = exponente relacionado al periodo de la estructura como se muestra a continuación:

- para estructuras con períodos de 0.5 s o menores,  $k=1$ ;
- para estructuras con períodos de 2.5 s o mayores,  $k = 2$ ; y
- para estructuras con periodos entre 0.5 y 2.5 s,  $k$  será 2 o se deberá determinar mediante una interpolación lineal entre 1 y 2

### 3.13.4. Distribución horizontal de fuerzas

El diseño sísmico del cortante en cualquier nivel ( $V_x$ ) (kip) se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Donde:

$F_i$  = porción de la cortante basal inducida en el nivel  $i$

El cortante de diseño sísmico ( $V_x$ ) será distribuido a los distintos elementos verticales del sistema sismo resistente en el nivel bajo análisis basado en la rigidez lateral relativa de los elementos verticales resistentes y del diafragma.

#### Torsión inherente

Para aquellos diagramas que no son flexibles, la distribución de fuerzas laterales en cada nivel deberá considerar el efecto del momento de torsión inherente,  $M_t$ , que resulta de la excentricidad entre la ubicación del centro de masa y del centro de rigidez. Para diagramas flexibles, la distribución de fuerzas hacia los elementos verticales se tomará en consideración para la posición y distribución de las masas soportadas.

#### Torsión accidental

En el caso de los diagramas que no sean flexibles, el diseño deberá incluir el momento torsional inherente resultante de la ubicación de las masas de la estructura adicional al momento torsional accidental ( $M_{ta}$ ) provocado por un desplazamiento asumido del centro de masa en cada dirección de su posición actual por una distancia igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

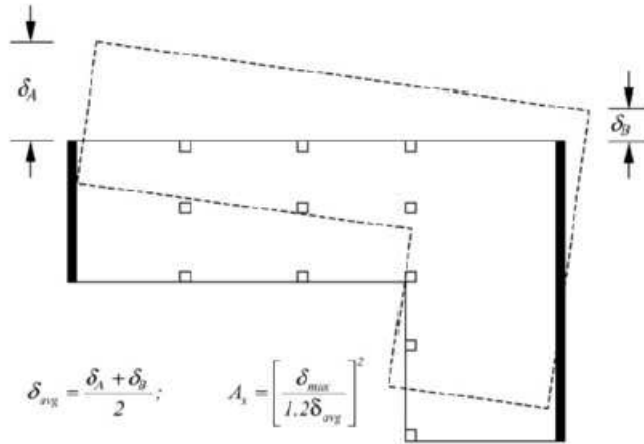
Donde se apliquen fuerzas sísmicas concurrentes en dos direcciones ortogonales, el desplazamiento requerido del 5% del centro de masa no debe ser aplicado en ambas direcciones ortogonales al mismo tiempo, pero se deberá aplicar en la dirección que produzca el efecto más crítico.

La torsión accidental se aplicará a todas las estructuras para determinar si existe alguna irregularidad horizontal especificada en el Cuadro No. 32 de la sección de anexos. No es necesario incluir los momentos de torsión accidental cuando se determinan las fuerzas sísmicas  $E$  en el diseño de la estructura sí se debe incluir y en la determinación de la deriva de diseño si no hay irregularidades.

## Incremento del momento torsional accidental

Para las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico C, D, E o F, donde exista irregularidad torsional tipo 1a o 1b descritas en el Cuadro no. 32 de la sección de anexos deberá tener los efectos tomados en consideración multiplicando  $M_{ta}$  en cada nivel por un factor torsional ( $A_s$ ) mostrado en la Figura 6 y determinado a partir de la siguiente ecuación:

Figura 6: Factor de amplificación de torsión



$$A_s = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2$$

Donde:

$\delta_{max}$  = desplazamiento máximo en el nivel x analizado, asumiendo que  $A_x=1$  (in), y

$\delta_{avg}$  = promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la estructura en el nivel x analizado asumiendo  $A_x = 1$  (in)

El factor amplificador de torsión ( $A_x$ ) no deberá ser menor a 1 y no deberá exceder 3.0. Se deberá considerar la carga más severa para cada elemento dentro del análisis.

### 3.13.5. Volteo

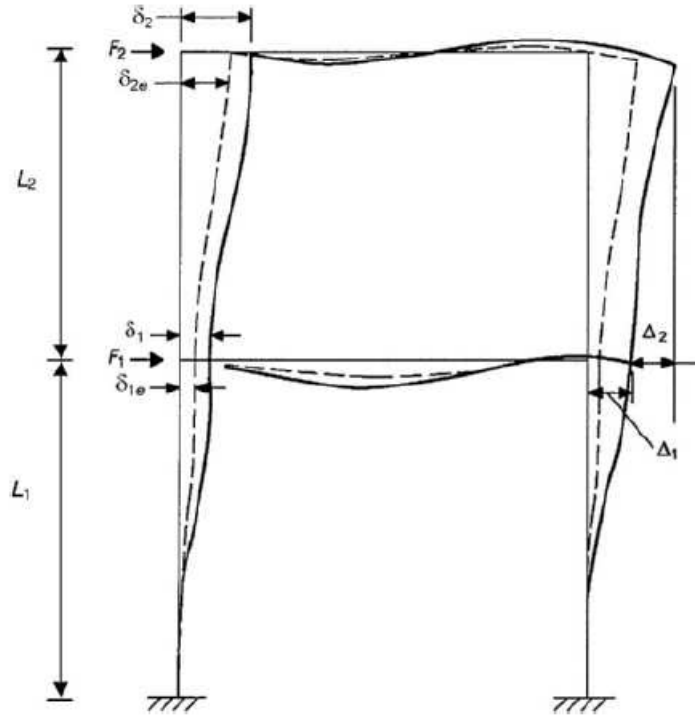
La estructura deberá ser diseñada para resistir los efectos de volteo provocados por las fuerzas sísmicas determinadas en la sección de “Distribución vertical de fuerzas sísmicas”.

### 3.13.6. Determinación de derivas por nivel

La deriva de diseño por nivel ( $\Delta$ ) debe ser calculada como la diferencia de desplazamientos entre los centros de masa del nivel superior e inferior bajo consideración, tal como se

muestra en la Figura 7. En los casos en que los centros de masa no estén alineados verticalmente, se permite calcular las deformaciones en la parte inferior del nivel como la proyección del centro de masa en la parte superior del mismo. [10]

Figura 7: Determinación de deriva por nivel



Para las estructuras asignadas a una categoría de diseño sísmico C, D, E o F que cuenten con irregularidades horizontales tipo 1a o 1b descritas en el Cuadro no.32 de la sección de anexos, la deriva de diseño por nivel  $\Delta$ , se registrará como la mayor diferencia de los desplazamientos de puntos verticalmente alineados en la parte superior e inferior del nivel bajo consideración a lo largo de cualquiera de los bordes de la estructura.

El desplazamiento en el nivel  $x$  ( $\delta_x$ ) [in] utilizado para registrar la deriva de diseño del nivel  $\Delta$ , se determinará de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Donde:

$C_d$  = factor de amplificación de desplazamiento,

$\delta_{xe}$  = desplazamiento en la ubicación requerida por esta sección determinada a partir de un análisis elástico, y

$I_e$  = Factor de importancia determinado según la sección de “Requisitos de diseño”.

## Cortante mínimo para el cálculo de deriva

En análisis elástico del sistema sismo resistente para el cálculo de derivas deberá realizarse utilizando las fuerzas sísmicas descritas en esta sección.

## Período para el cálculo de derivas

Para determinar conforme a los límites de deriva, se permite determinar las derivas elásticas ( $\delta_{xe}$ ) utilizando fuerzas de diseño sísmico basadas en el período fundamental de la estructura calculado ( $C_u T_a$ ) especificado en el apartado de "Determinación del período".

### 3.13.7. Efecto P-Delta

El efecto P-Delta en los cortantes y momentos por nivel, las fuerzas y momento resultantes en los elementos y las derivas inducidas por estos efectos no deben ser considerados en caso que el coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ), determinado tal como se presenta a continuación, no supere  $\theta = 0.10$ :

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

Donde:

$P_x$  = carga vertical total sobre y debajo del nivel  $x$  [kip]; cuando se calcule  $P_x$ , ningún factor de carga individual deba exceder 1.0;

$\Delta$  = deriva de diseño calculada según la sección de "Determinación de derivas por nivel";

$I_e$  = Factor de importancia;

$V_x$  = cortante sísmico actuando entre los niveles  $x$  y  $x - 1$  [kip];

$h_{xx}$  altura de piso por debajo del nivel  $x$ ; y

$C_d$  = factor de amplificación de deflexión

Además, el coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ) no deberá exceder  $\theta_{max}$ , determinado como se muestra a continuación:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d}$$

Donde:  $\beta$  = relación entre demanda de corte y capacidad de corte para el piso entre niveles  $x$  y  $x - 1$ .

Se permite que dicha relación sea tomada como 1.0 de manera conservadora.

En caso de que el coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ) sea mayor que 0.10 pero menor o igual a  $\theta_{max}$ , en factor de incremento relacionado al efecto P-delta en los desplazamientos y las fuerzas de los elementos se deberá determinar según un análisis racional. De manera alternativa, se permite multiplicar los desplazamientos y fuerzas de los miembros por  $\frac{1.0}{(1-\theta)}$ .

Cuando  $\theta$  sea mayor a  $\theta_{max}$ , la estructura es potencialmente inestable y tendrá que ser rediseñada.

Si el efecto P-delta se incluye en un análisis automatizado, se deberá cumplir con la ecuación

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

Sin embargo, el valor de  $\theta$  calculado utilizando los resultados del análisis P-delta podrá ser dividido entre  $(1 + \theta)$  previo al chequeo de  $\theta_{max}$ .

## 3.14. Análisis lineal dinámico

### 3.14.1. Análisis de respuesta modal espectral

#### Número de modos

El análisis debe ser dirigido a la determinación de los modos de vibración naturales para la estructura. Dicho análisis deberá incluir una cantidad suficiente de modos para obtener una participación de masa modal del 100 % de la masa de la estructura. Para dicho propósito, se permitirá representar todos los modos con períodos menores a 0.05 s por medio del modo de un cuerpo rígido sencillo que tenga un período de 0.05 s.

**Excepción:** De manera alternativa, se permitirá que el análisis incluya una cantidad mínima de modos de vibración para obtener una participación de la masa modal de al menos el 90 % de la masa de la estructura en cada una de las direcciones horizontales ortogonales de la respuesta considerada en el modelo.

#### Parámetros de respuesta modal

El valor de cada parámetro de diseño de interés relacionado con la fuerza, incluyendo derivas, fuerzas de soporte y fuerzas individuales sobre los elementos para cada modo de respuesta, deberá ser calculado utilizando las propiedades correspondientes a cada modo y en espectro de respuesta definido dividido entre  $R/I_e$ . El valor del desplazamiento horizontal y derivas deberá ser multiplicado por  $C_d/I_e$ .

#### Parámetros de respuesta combinados

El valor para cada uno de los parámetros de interés calculados para los distintos modos de vibración deberán combinarse utilizando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS por sus siglas en inglés), el método de la combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés) o un método equivalente. El método CQC deberá ser utilizado para cada uno de los valores modales donde los modos ligeramente espaciados tienen una correlación cruzada de la respuesta traslacional y torsional.

## Escalado de los valores de diseño de la respuesta combinada

El cortante basal ( $V$ ) tendrá que ser calculado en cada una de las dos direcciones ortogonales horizontales utilizando el período fundamental calculado de la estructura  $T$  en cada una de las direcciones y los procedimientos descritos en la sección de “Método de la carga estática equivalente”.

### ■ Escalado de fuerzas

En el caso de que el período fundamental de la estructura exceda  $C_u T_a$  en una dirección dada,  $C_u T_a$  deberá ser utilizada en lugar de  $T$  en esa dirección. Cuando la respuesta combinada para el cortante basal modal ( $V_t$ ) sea menor al 100 % del cortante basal calculado ( $V$ ) utilizando el método de la carga estática equivalente, las fuerzas deberán multiplicarse por  $V/V_t$ ,

Donde:

$V$  = cortante basal calculado mediante el método de la carga estática equivalente y

$V_t$  = cortante basal de la combinación modal requerida

### ■ Escalado de derivas

Cuando la respuesta combinada para el cortante basal ( $V_t$ ) sea menor a  $C_s W$  y cuando  $C_s$  es calculado de acuerdo con  $C_s = (0.5S_1)/(R/I_e)$ , las derivas deberán multiplicarse por  $C_s W/V_t$ .

## Distribución de fuerza cortante horizontal

La distribución de la fuerza horizontal se realizará de acuerdo a la sección de “Distribución horizontal de fuerzas”, a excepción que la amplificación de la torsión no sea requerida donde los efectos de la torsión accidental se incluyan en el modelo del análisis dinámico.

## Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta deberán determinarse de acuerdo con la sección “Efecto P-Delta”. El cortante basal usado para determinar el cortante por nivel y las derivas deberán determinarse de acuerdo con la sección “Determinación de derivas por nivel”.

## Modelado estructural

Un modelo matemático de la estructura deberá ser de acuerdo con la sección de “Modelado estructural”, excepto que las estructuras estén diseñadas de acuerdo a la presente sección deberán ser analizadas utilizando representaciones en 3D. En caso que los diafragmas no hayan sido clasificados como rígidos, el modelo deberá incluir una representación de las características de rigidez del diafragma y los grados de libertad dinámicos adicionales como sea requerido para considerar la participación del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura.

### 3.14.2. Análisis lineal de respuesta histórica

#### Requerimientos generales

El análisis lineal de respuesta histórica consiste en un análisis de un modelo matemático lineal de la estructura para determinar su respuesta mediante métodos numéricos de integración, para hacer compatibles las respuestas de aceleración histórica con el espectro de diseño de respuesta para el sitio. El análisis deberá ser ejecutado como se describe en esta sección.

#### Requerimientos generales de modelado

Se requerirán los modelos tridimensionales de la estructura. Modelar la distribución de rigideces y de masa a lo largo del sistema que resiste cargas laterales y los diafragmas deberá ir acorde a la sección de “Modelado estructural”.

- **Efectos P-Delta.** El modelo matemático deberá incluir los efectos P-delta. Los límites del coeficiente de estabilidad,  $\theta$ , tendrán que cumplirse.
- **Torsión accidental.** La torsión accidental deberá incluirse desplazando el centro de masa en cada dirección de su ubicación esperada una distancia del 5 % de la dimensión horizontal de la estructura en un piso dado, medido de manera perpendicular a la dirección de la carga. No se requerirá una amplificación de la torsión accidental.
- **Cantidad de modelos a incluir en el análisis modal de respuesta histórica.** Cando se utilice un procedimiento de análisis modal de respuesta histórica, el número de modos a incluir en el análisis debe ir acorde a la sección de “Número de modos”.
- **Amortiguamiento:** el amortiguamiento viscoso lineal no deberá exceder el 5 % crítico para ningún modo con un período mayor o igual a  $T_{lower}$

#### Selección y modificación del movimiento del suelo

Los historiales de aceleración del suelo utilizado para el análisis consistirá de una serie, no menor a tres pares, de componentes espectrales ortogonales emparejados derivados de eventos sísmicos artificiales o registrados. La respuesta espectral de interés para cada conjunto espectral emparejado deberá desarrollarse de acuerdo con la sección de “Requisitos de diseño”.

- **Procedimiento para agrupar el espectro**

Cada componente del movimiento del suelo deberá ser emparejado de manera espectral sobre un rango de período de  $0.8T_{lower}$  a  $1.20T_{upper}$ . Sobre el mismo rango del período y la respuesta en cada dirección, un promedio del 5 % de ordenadas de pseudo aceleraciones amortiguadas calculadas utilizando los registros de los espectros emparejados no deberá ser menor ni exceder el espectro de interés en más del 10 % en cada dirección de respuesta.

## Aplicación del historial sísmico

- **Determinación del cortante basal máximo elástico e inelástico**

Para cada movimiento del subsuelo analizado, un cortante basal elástico máximo, designado como  $V_{EX}$  Y  $V_{EY}$  en las direcciones X y Y respectivamente, deberá ser calculado. El modelo matemático utilizado para calcularlo no incluye torsión accidental. Para cada movimiento del subsuelo analizado, un cortante basal inelástico máximo, designado como  $V_{IX}$  y  $V_{IY}$  en las direcciones X y Y respectivamente, deberán ser calculados como se muestra a continuación:

$$V_{IX} = \frac{V_{EX}I_e}{R_X}$$
$$V_{IY} = \frac{V_{EY}I_e}{R_Y}$$

donde  $I_e$  es el factor de importancia y  $R_X$  y  $R_Y$  son los coeficientes modificadores de respuesta para las direcciones X y Y respectivamente.

- **Determinación del factor de escalamiento del cortante basal**

El cortante basal de diseño,  $V_X$  y  $V_Y$ , deberá ser calculado en las direcciones X y Y respectivamente, acorde a la sección de “Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica”. Para cada movimiento del subsuelo analizado, los factores de escalamiento para el cortante basal en cada dirección de respuesta se determinará como se muestra a continuación:

$$\eta_X = \frac{V_X}{V_{IX}} \geq 1.0$$
$$\eta_Y = \frac{V_Y}{V_{IY}} \geq 1.0$$

- **Determinación de la fuerza combinada de respuesta**

Para cada dirección de respuesta y por cada movimiento del subsuelo analizado, la fuerza combinada de respuesta se determinará como se muestra a continuación:

- a. La fuerza de respuesta combinada en la dirección X se determinará como  $I_e\eta_X/R_x$  veces la respuesta elástica calculada en la dirección X utilizando el modelo matemático con torsión accidental (en el caso que sea requerido) más  $I_e\eta_Y/R_Y$  veces la respuesta elástica calculada en la dirección Y utilizando el modelo matemático sin torsión accidental.

- b. La fuerza de respuesta combinada en la dirección Y se determinará como  $I_e\eta_Y/R_Y$  veces la respuesta elástica calculada en la dirección X utilizando el modelo matemático con torsión accidental (en el caso que sea requerido) más  $I_e\eta_X/R_X$  veces la respuesta elástica calculada en la dirección Y utilizando el modelo matemático sin torsión accidental.

**Excepción:** Cuando el cortante basal de diseño no se encuentra controlado por  $C_s = 0.5S_1/(R/I_e)$ , los factores  $\eta_X$  y  $\eta_Y$ , en caso que aplique, pueden ser considerados como 1.0 para encontrar los desplazamientos combinados.

### **Envolvente para los valores de la fuerza de respuesta**

Los valores de la fuerza de respuesta de diseño deberán considerarse como la envolvente de los valores de la fuerza de respuesta combinados, calculados en ambas direcciones ortogonales y por todos los movimientos sísmicos considerados. Cuando los efectos de la interacción de fuerzas sean considerados, la relación demanda-capacidad puede ser la envolvente en lugar de los valores de la fuerza individual.

### **Envolvente de los valores de desplazamiento**

Los valores de las derivas por nivel deberá ser determinada para cada movimiento del subsuelo analizado y en cada dirección de respuesta utilizando las respuestas de desplazamiento combinados definidos en la sección de “Aplicación del historial sísmico”. Con el fin de compilar los límites de derivas, la envolvente de las derivas calculadas en ambas direcciones ortogonales y para todos los movimientos sísmicos analizados deberá ser utilizada.

## **3.15. Derivas y deformaciones**

### **3.15.1. Límite de deriva**

La deriva de diseño ( $\Delta$ ) no deberá exceder la deriva admisible ( $\Delta_a$ ) obtenida del Cuadro no. 13 para cada nivel.

Cuadro 13: Derivas admisibles  $\Delta_a$ 

Tipo de estructura	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras, a excepción de muros de corte de mampostería, de cuatro niveles o menos debajo de la base con muros interiores, particiones, techos y sistemas de muros externos que hayan sido diseñados para ajustar las derivas por nivel.	$0.025h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructuras de muros de corte en voladizo	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otras estructuras compuestas por muros de corte	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Otras estructuras	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

### Marcos resistentes a momento en estructuras asignadas a categoría de diseño sísmico D a F

Para sistemas sismo-resistentes que comprenden marcos resistentes a momento en estructuras asignadas a categoría de diseño sísmico D, E o F, la deriva de diseño ( $\Delta$ ) no deberá exceder  $\Delta_a/\rho$  para ningún nivel.

#### 3.15.2. Deflexiones del diafragma

La deflexión en el plano del diafragma, como sea determinado en el análisis de ingeniería, no deberá exceder la deflexión permisible de los elementos adjuntos. Las deflexiones permisibles deberán ser tales que la deflexión permita que el elemento adjunto mantenga su integridad estructural bajo cargas individuales y continúe soportando las cargas prescritas.

#### 3.15.3. Separación estructural

Todas las porciones de la estructura serán diseñadas y construidas para actuar como una unidad integral al resistir fuerzas sísmicas a menos que se encuentren separadas estructuralmente por una distancia suficiente para evitar dañar el contacto como se establece en esta sección.

Las separaciones deberán permitir un desplazamiento para la respuesta inelástica máxima ( $\delta_M$ ).  $\delta_M$  se determinará en los puntos críticos, tomando en consideración los desplazamientos de traslación y torsión de la estructura, incluyendo amplificaciones torsionales, donde sea aplicable, utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{max}}{I_e}$$

Donde:  $\delta_{max}$  = máximo desplazamiento elástico en un punto crítico

### 3.16. Diseño de estructura de marcos especiales resistentes a momento

Para el diseño se deberán considerar los distintos elementos que conformarán la estructura. Todos los miembros, de manera individual, deberán contar con la resistencia adecuada para soportar esfuerzo axial, de corte y momento. Además, se deberá asegurar que la estructura no exceda los límites de deformación establecidos en la norma ASCE/SEI 7-16.

En cuanto a la dirección de carga, se brindará la resistencia y ductilidad adecuadas para que la transferencia de esfuerzos hacia la base de la estructura sea eficiente. Todas las conexiones deberán contar con un sistema resistente a esfuerzos sísmicos para permitir que la transferencia de esfuerzos sea continua. [1]

Finalmente, los cimientos deberán ser diseñados para resistir las fuerzas ejercidas sobre la estructura y, así, acomodar los movimientos impartidos a la estructura y los cimientos por el movimiento del suelo. Se buscará que la estructura sea capaz de disipar la energía. [1]

#### 3.16.1. Concreto en pórticos especiales resistentes a momento

La resistencia especificada a la compresión del concreto en los pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales debe concordar con los requisitos de los sistemas sísmicos especiales del siguiente cuadro:

Cuadro 14: Límites para  $f'_c$

Aplicación	Concreto	$f'_c$ Mínimo. lb./pulg <sup>2</sup>	$f'_c$ Máximo. lb./pulg <sup>2</sup>
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	3,000	Ninguno

#### 3.16.2. Refuerzo en pórticos especiales resistentes a momento

Para varillas y alambres no presforzados, el esfuerzo menor que  $f_y$  debe tomarse como  $E_s$  veces la deformación unitaria del acero. Para resistencias mayores a la correspondiente a  $f_y$  el esfuerzo debe considerarse independientemente de la deformación unitaria e igual a  $f_y$ .

Esto se debe a que resulta razonable suponer que el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria para esfuerzos menores que la resistencia de fluencia especificada  $f_y$ . El aumento en la resistencia debido al efecto de endurecimiento por deformación del refuerzo se desprecia en los cálculos de resistencia. En los cálculos de resistencia nominal, la fuerza que se desarrolla en el refuerzo sometido a compresión o a tracción se calcula como [1]:

si  $\epsilon_s < \epsilon_y$  (deformación unitaria de fluencia):

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

si  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

El módulo de elasticidad,  $E_s$ , para varillas y alambres no presforzados puede tomarse como  $29,000,000lb/pulg^2$ .

La resistencia a la fluencia de varillas y alambres no presforzados para los cálculos de diseño deben basarse en el grado de refuerzo especificados.

Según el ACI 318-14, el refuerzo longitudinal corrugado no presforzado que resista momentos, fuerza axial, o ambos, inducidos por el sismo en pórticos resistentes a momentos especiales, muros estructurales especiales y todos los componentes de muros estructurales debe cumplir con la norma ASTM A706, grado 60.

### 3.16.3. Requisitos para sistemas estructurales

Los sistemas estructurales incluyen elementos de piso y cubierta, vigas y viguetas, columnas, muros, diafragmas, cimentaciones, nudos, conexiones y anclajes necesarios para transmitir fuerzas de un componente a otro. Para cada uno de dichos elementos, el código ACI 318-14 brinda ciertos requisitos que se deben cumplir para garantizar la integridad de la estructura y evitar la pérdida de la vida humana.

El sistema estructural debe ser diseñado para resistir las cargas mayoradas según las combinaciones de carga descritas en la sección de “Combinaciones de carga según el método LRFD” sin exceder las resistencias de diseño adecuadas de los elementos, considerando una o más trayectorias de carga continua desde el punto de aplicación u origen de la carga hasta el punto final de resistencia. [1]

Además, los sistemas estructurales deben estar diseñados para acomodar cambios de volumen y los asentamientos diferenciales previstos. [1]

Dado que el sistema ha sido asignado a una categoría de diseño sísmico (como se describe en la sección de “Requisitos de diseño”,

Los sistemas estructurales asignados a las categorías de diseño sísmico B, C, D, E o F deben cumplir con los requisitos descritos en la sección de “Estructuras sismo-resistentes”.

En caso que haya miembros estructurales que no sean parte del sistema ante fuerzas sísmicas, se deberán considerar los efectos de los mismos en la respuesta del sistema por lo que esta deberá ser considerada en el diseño.

### 3.16.4. Diafragmas

En el caso de los diafragmas (losas de piso y de cubierta) deberán estar diseñados para resistir las cargas gravitacionales fuera del plano y las fuerzas laterales en el plano para las combinaciones de carga requeridas. De igual manera se diseñarán, al igual que sus conexiones a los miembros estructurales, para transferir las fuerzas entre el diafragma y los

miembros estructurales. Así mismo, deberán proveer apoyo lateral a los elementos verticales, horizontales e inclinados. [1]

En caso de ser requerido, se deben disponer colectores que transmitan fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales.

### 3.16.5. Análisis estructural

Los procedimientos deben cumplir con la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas.

Todos los miembros y sistemas estructurales deben ser analizados para determinar los efectos máximos producidos por las cargas. Los métodos de análisis permitidos comprenden los siguientes:

- a) Método simplificado para el análisis de vigas continuas y losas en una dirección con cargas gravitacionales
- b) Análisis de primer orden
- c) Análisis de segundo orden
- d) Análisis elástico de segundo orden
- e) Análisis inelástico de segundo orden
- f) Análisis con elementos finitos

El diseño de columnas, vigas de arriostramiento, y otros miembros que den soporte lateral deben basarse en las fuerzas y momentos mayorados teniendo en cuenta los Efectos de segundo orden.  $M_u$ , incluyendo los efectos de segundo orden, no debe exceder  $1.4M_u$  debido a los efectos de primer orden.

Además, en el análisis debe tenerse en cuenta la interacción de todos los miembros estructurales y no estructurales que afecten la respuesta lineal y no lineal de la estructura ante los movimientos sísmicos. [1]

Se supone que la distribución de la resistencia requerida en los diversos componentes de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas está determinada por el análisis de un modelo linealmente elástico del sistema, sobre el cual actúan las fuerzas mayoradas. Si se emplea un análisis no lineal en el tiempo, los movimientos del terreno deben seleccionarse después de un estudio detallado de las condiciones del sitio y de la historia sísmica local. [1]

Dado que las bases de diseño ante fuerzas sísmicas admiten una respuesta no lineal, es necesario investigar la estabilidad del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas así como su interacción con otros miembros estructurales y no estructurales, bajo los desplazamientos laterales esperados correspondientes al movimiento sísmico máximo considerado del terreno.

### 3.16.6. Resistencia

La resistencia de diseño de un miembro y sus nudos y conexiones, en términos de momento, fuerza axial, cortante, torsión y aplastamiento, debe tomarse como la resistencia nominal  $S_n$  multiplicada por el factor de reducción de resistencia  $\phi$  aplicable. [1]

Todas las estructuras y miembros estructurales deben tener resistencias de diseño mayores o iguales a la resistencia requerida calculada para cargas y fuerzas mayoradas en las combinaciones de carga requerida. [1]

### 3.16.7. Funcionamiento

La evaluación del desempeño en condiciones de carga de servicio debe considerar las reacciones, momentos, torsiones, cortantes y fuerzas axiales producidas por el presforzado, flujo plástico, retracción, variación de temperatura, deformación axial, restricción de los elementos estructurales adyacentes y asentamientos de la cimentación. [1]

### 3.16.8. Integridad estructural

El ACI 318-14 indica que para amarrar efectivamente la estructura entre si y mejorar su integridad estructural global se debe contar con un buen detallamiento del refuerzo y las conexiones.

### 3.16.9. Suposiciones para definir el modelo

Las rigideces relativas de los miembros que forman parte del sistema estructural deben estar basados en suposiciones razonables y congruentes.

Además, se debe tomar en consideración que para calcular los momentos y cortantes debidos a cargas gravitacionales en columnas, vigas y losas se permite usar un modelo limitado a los miembros del nivel en consideración y a las columnas inmediatamente por encima y por debajo de ese nivel. En las columnas construidas monolíticamente con la estructura, sus extremos lejanos pueden considerarse empotrados. [1]

En cuanto al diseño para cargas gravitacionales de pisos o cubiertas, el ACI 318-14 permite suponer que la carga viva es aplicada únicamente al nivel bajo consideración.

De igual manera, se permite suponer para sistemas de losas en una dirección y vigas que el momento positivo máximo ( $M_u$ ) cerca del centro de la luz ocurre con la carga viva mayorada colocada en el vano y en vanos alternados. En cuanto al momento máximo negativo ( $M_u$ ) en un apoyo ocurre con  $L$  mayorada colocada en los vanos adyacentes solamente. [1]

Cuando se tiene el conocimiento de la disposición de la carga viva, el sistema de losas debe analizarse para esa distribución. Cuando la carga viva sea variable, sin exceder el 75 % de la carga muerta o bien la naturaleza de la carga viva sea tal que todos los paneles se carguen simultáneamente, se permite suponer que los momentos últimos máximos se producen en

todas las secciones con carga viva mayorada actuando simultáneamente en todos los paneles. [1]

### 3.16.10. Diseño de losas en una dirección

En el diseño de losas en una dirección se deben considerar los efectos de las cargas concentradas y de las aberturas en las losas.

En cuanto a los límites de diseño, el ACI 318-14 indica que las losas macizas no preesforzadas que no soporten o estén ligadas a particiones u otro tipo de construcción susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, el espesor total de la losa  $h$  no debe ser menor que los límites presentados en la siguiente tabla [1]:

Cuadro 15: Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas [1]

Condición de apoyo	$h$ mínimo
Simplemente apoyadas	$l/20$
Un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
En voladizo	$l/10$

### Límites para las deflexiones calculadas

En caso que no se cumpla con el espesor mínimo dado en el Cuadro no. 15, las deflexiones inmediatas y a largo plazo deben ser calculadas.

### Resistencia de diseño

Para las combinaciones de carga dadas, la resistencia de diseño en todas las secciones de la losa deben satisfacer las siguientes condiciones:

a)  $\phi M_n \geq M_u$

b)  $\phi V_n \geq V_u$

El valor de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural y conexiones,  $\phi$ , deben cumplir con el siguiente cuadro:

Cuadro 16: Factores de reducción de resistencia

Acción o	elemento estructural	$\phi$	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados.	0.75 para elementos controlados por compresión $0.75 + 0.15 \frac{\epsilon_t - \epsilon_{ty}}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$ para elementos en transición 0.90 para elementos controlados por tracción.	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, $\phi$ debe ser calculada.
(b)	Cortante	0.75	Para estructuras que dependen de pórticos especiales resistentes a momento, $\phi$ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a momento del elemento. El valor de $\phi$ para cortante en diafragmas no debe exceder el valor mínimo de $\phi$ para cortante usado para los elementos verticales del sistema primario de resistencia ante fuerzas sísmicas. En nudos viga-columna y vigas de acople reforzadas en forma diagonal, $\phi$ para cortante debe ser 0.85.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.75	—

## Límites del refuerzo

Debe colocarse un área mínima de refuerzo a flexión  $A_{s,min}$  debe cumplir con la siguiente tabla:

Cuadro 17:  $A_{s,min}$  para losas en una dirección no preesforzadas

Tipo de refuerzo	$f_y, lb./pulg^2$	$A_{s,min}$	
Barras corrugadas	$< 60,000$	$0.0020A_g$	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_g$
			$0.0014A_g$

En cuanto al refuerzo mínimo a cortante, debe colocarse un área mínima de refuerzo a cortante,  $A_{v,min}$ , en todas las regiones donde  $V_u > \phi V_c$ .

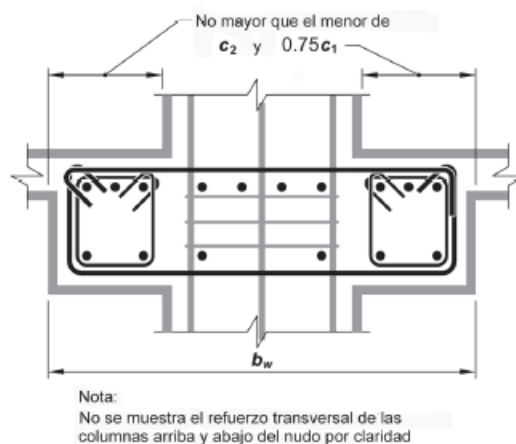
Finalmente, el refuerzo mínimo para retracción y temperatura debe colocarse en dirección perpendicular al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura. Esto con el fin de minimizar la fisuración y amarrar la estructura con el fin de garantizar que actúe como se supone en el diseño. [1]

### 3.16.11. Diseño de vigas

Cuando la viga no se encuentra arriostrada lateralmente de manera continua, el ACI 318-14 especifica que la separación entre los apoyos laterales no debe exceder 50 veces el menor ancho del ala o cara de compresión. Así mismo, la separación entre los apoyos laterales debe considerar los efectos de cargas excéntricas. De igual manera, en el capítulo 18, el ACI 318-14 especifica que las vigas deben cumplir con los siguientes límites dimensionales [1]:

- a) La luz libre  $l_n$  no debe ser menor que  $4d$
- b) El ancho  $b_w$  debe ser al menos igual al menor de  $0.30h$  y 10 pulgadas
- c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de  $c_2$  y  $0.75c_1$ , como se muestra en la siguiente figura:

Figura 8: Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido



## Límites de diseño

Para las vigas no preesforzadas que no soporten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a flexiones grandes, la viga,  $h$ , no debe ser menor que los límites dados en la siguiente tabla:

Cuadro 18: Altura mínima de vigas no preesforzadas [1]

Condición de apoyo	Altura mínima, $h$
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

En caso de no cumplirse estos límites de altura, se deberá realizar el cálculo de las deflexiones y verificar que no excedan las deflexiones límite establecidas por el ACI 318-14.

De igual manera, se indica que el límite de la deformación unitaria del refuerzo  $\epsilon_t$  en vigas no preesforzadas con  $P_u \leq 0.10f'_cA_g$  debe ser al menos 0.004.

## Resistencia requerida

El ACI 318-14 brinda una serie de especificaciones relacionadas al cálculo de la resistencia requerida para las vigas según distintas consideraciones. Dichas especificaciones se muestran a continuación [1]:

- *Momento mayorado:*

En vigas constituidas integralmente con sus apoyos, el momento  $M_u$  se puede calcular en los apoyos en la cara de ellos.

- *Cortante mayorado:*

En vigas construidas integralmente con sus apoyos,  $V_u$  se puede calcular en la cara d el apoyo.

En caso de que las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica localizada a  $d$  de la cara de apoyo en vigas no presforzadas, se pueden diseñar para el  $V_u$  en la sección crítica  $q_i$  se cumple con las siguientes condiciones:[1]

- a) La reacción del apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la zona extrema de la viga
- b) Las cargas se aplican sobre, o cerca, de la cara superior de la viga.
- c) No se aplica ninguna carga concentrada entre la cara del apoyo y la sección crítica

- *Torsión mayorada*

A menos que se determine mediante un análisis más exacto, se permite tomar las cargas torsionales provenientes de una losa como uniformemente distribuidas a lo largo de la viga.

En vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular  $T_u$  en la cara de apoyo. Las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica ubicada a  $d$  de la cara del apoyo en vigas no preesforzadas, se pueden diseñar para  $T_u$  en esa sección crítica a menos que ocurra un torque concentrado dentro de esa distancia. En tal caso, la sección crítica de diseño debe ser la cara del apoyo. [1]

## Resistencia de diseño

Las condiciones de diseño que se describen a continuación indican las fuerzas y momentos típicos que deben considerarse. Debe tomarse en consideración la interacción entre los efectos de carga.

- a)  $\phi M_n \geq M_u$
- b)  $\phi V_n \geq V_u$
- c)  $\phi T_n \geq T_u$
- d)  $\phi P_n \geq P_u$

En cuanto al valor de  $\phi$ , este debe ser el dado por el Cuadro no. 16.

### *Momento de diseño*

El momento de diseño debe ser calculado según las siguientes suposiciones, siempre y cuando  $P_u < 0.10f'_cA_g$ .

Las suposiciones de diseño para la resistencia a flexión y carga axial deben cumplir con la condición de equilibrio en cada sección. Esto significa que deben satisfacerse dos condiciones

fundamentales cuando se calcula la resistencia a flexión y fuerza axial por medio del método de diseño por resistencia: (1) equilibrio y (2) compatibilidad de deformaciones. Cabe resaltar que al hablar de equilibrio, se hace referencia al balance de las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal para las condiciones de resistencia nominal. [1]

Además, las deformaciones unitarias en el concreto y el refuerzo no presforzado deben suponerse directamente proporcionales a la resistencia del eje neutro. Esto se debe a que numerosos ensayos han confirmado que es razonable suponer una distribución lineal de la deformación unitaria mediante una sección transversal de concreto reforzado, aún cerca de la resistencia nominal. [1]

Otra de las suposiciones a considerar es que la máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe suponerse igual a 0.003. [1]

De igual manera, el ACI 318-14 establece que la resistencia a la tracción del concreto debe despreciarse tanto en los cálculos de resistencia a flexión como en los de resistencia axial. [1]

Finalmente, se debe suponer un esfuerzo de  $0.85f'_c$  uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia  $a$  de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión. Dicha distancia se calcula con la siguiente ecuación:

$$a = \beta_1 c$$

donde la distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro,  $c$ , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro. En cuanto a los valores de  $\beta_1$ , deberán ser obtenidos acuerdo con el siguiente cuadro:

Cuadro 19: Valores de  $\beta_1$  para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto

$f'_c, lb./pulg.^2$	$\beta_1$
$2,500 \leq f'_c < 4,000$	0.85
$4,000 < f'_c < 8,000$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4,000)}{1,000}$

### *Cortante de diseño*

A menos que una viga tenga una resistencia a momento del orden de 3 a 4 veces el momento de diseño, debe suponerse que llegará a fluencia en el caso de un sismo fuerte. La fuerza cortante de diseño debe seleccionarse de tal manera que sea una buena aproximación del cortante máximo que se puede desarrollar en el miembro. Por lo tanto, la resistencia a cortante requerida en miembros de pórtico está relacionada con la resistencia a flexión de dicho miembro más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de cargas laterales. [1]

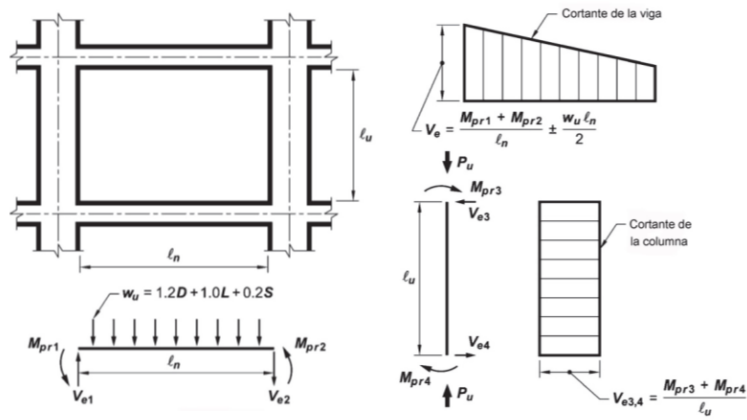
La fuerza de diseño  $V_e$  debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la

resistencia a flexión probable,  $M_{pr}$ , y que la viga está además cargada a lo largo de la luz con cargas aferentes gravitacionales mayoradas. [1]

Debido a que la resistencia de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sometido a rotaciones grandes, la resistencia a cortante requerida se determina usando un esfuerzo de al menos  $1.25f_y$  para el refuerzo longitudinal. [1]

En la siguiente figura se muestra cómo realizar los cálculos relacionados al cortante de diseño para vigas y columnas.

Figura 9: Cortante de diseño para vigas y columnas



La resistencia nominal para cortante,  $V_n$ , tendrá que ser calculado con la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Por otra parte, las dimensiones de la sección transversal deberán ser seleccionadas para cumplir con la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \phi(V_c + 8\sqrt{f'_c b_w d})$$

Para el cálculo de  $V_c$  en elementos que no estén cargados de forma axial, se deberá utilizar:

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c b_w d}$$

### Límites de refuerzo

El refuerzo mínimo para flexión en vigas no presforzadas deberá ser colocado en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción. El presente requisito tiene como ob-

jetivo que la resistencia a flexión sea mayor a la resistencia de fisuración con un margen apropiado. Esto con el fin de producir una viga capaz de sostener carga después del comienzo de la fisuración por flexión, con fisuración y deflexiones visibles, de modo que adviertan una posible sobrecarga.[1]

El valor del área mínima de refuerzo ( $A_{s,min}$ ) debe ser el mayor de los siguientes:

a)  $\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$

b)  $\frac{200}{f_y} b_w d$

En caso de que el  $A_s$  colocado en todas las secciones es como mínimo mayor a un tercio que el  $A_s$  requerido por el análisis, no es necesario cumplir con los requisitos previamente descritos.

Así mismo, debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$ , en todas las secciones donde  $V_u < 0.5\phi V_c$  excepto en los casos mostrados en la siguiente tabla, donde se deberá proporcionar al menos  $A_{v,min}$  cuando  $V_u < \phi V_c$ .

Cuadro 20: Casos donde no se requiere  $A_{v,min}$  si  $0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 10\text{pulg}$
Integrales con la losa	$h \leq$ que el mayor de $2.5t_f$ ó $0.5b_w$ y $h \leq 24$ pulg

El objetivo del refuerzo a cortante es restringir el crecimiento de fisuras inclinadas y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la viga y advierte sobre la falla. Por el contrario, en un alma sin refuerzo, la formación de la fisuración inclinada puede conducir directamente a una falla sin advertencia.

En caso que se requiera refuerzo para cortante y que se permita despreciar los efectos de la torsión, la relación entre el área mínima de refuerzo y el espaciamiento ( $A_{v,min}/s$ ) para vigas no presforzadas es el mayor de los siguientes valores:

a)  $0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$

b)  $50 \frac{b_w}{f_{yt}}$

El ACI 318-14 indica que las expresiones anteriores cuentan con un incremento gradual del área mínima del refuerzo transversal en la medida que la resistencia del concreto aumenta debido a que se busca evitar las fallas repentinas de cortante cuando se producen fisuras inclinadas.

### *Refuerzo longitudinal*

Las vigas deben tener como mínimo 2 barras continuas tanto en la cara superior como inferior. En cualquier sección, tanto para el refuerzo superior como para el inferior, la cantidad de refuerzo no debe ser inferior a los límites establecidos en la sección previa y la cuantía de refuerzo  $\rho$  no debe exceder 0.025. Esto se basa principalmente en condiciones de congestión de acero e indirectamente en la limitación de los esfuerzos de cortante en vigas de dimensiones normales. [1]

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos. [1]

El ACI 318-14 también indica que solo se permiten empalmes por traslapeo de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapeo. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre  $d/4$  y 4 pulg. No deben usarse empalmes por traslapeo en ubicaciones identificadas de (a) hasta (c):

- (a) Dentro de los nudos
- (b) En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nudo
- (c) Dentro de una distancia doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.

### Refuerzo transversal

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia.

Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- a) En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de miembros de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga
- b) En longitudes iguales a dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

El refuerzo transversal en los lugares identificados anteriormente debe diseñarse para resistir cortante suponiendo  $V_c = 0$  donde ocurran simultáneamente:

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo representa la mitad o más de la resistencia máxima cortante requerida en esas zonas

- b) La fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo los efectos sísmicos es menor que  $A_g f'_c / 20$ .

Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, las barras de refuerzo longitudinales principales más cercanas a las caras de tracción y compresión deben tener soporte lateral. El espaciamiento de las barras de flexión soportadas transversalmente no debe exceder 14 pulg. No se requiere soportar lateralmente el refuerzo superficial requerido.

Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en vigas sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90 grados en lados opuestos del miembro en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado de la viga, los ganchos de 90 grados de los ganchos suplementarios deben ser colocados en dicho lado. [1]

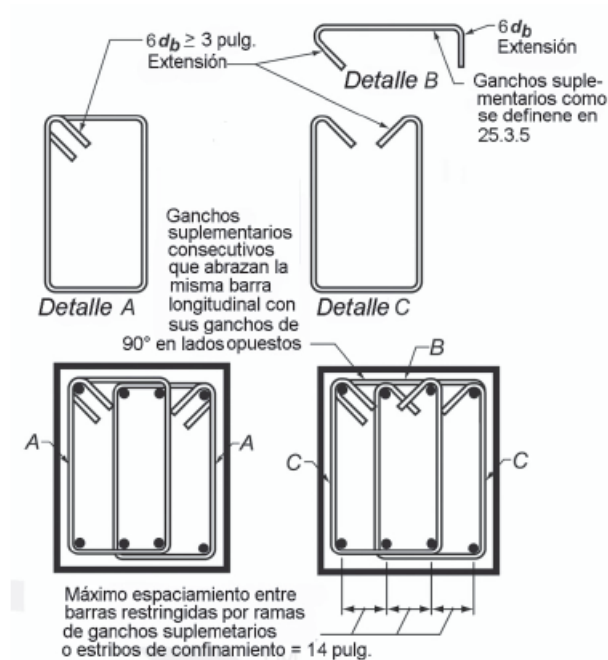
Además, el primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 2 pulg. de la cara de la columna de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de (a) hasta (c):

- a)  $d/4$
- b) Seis veces el diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas, excluyendo el refuerzo superficial requerido.
- c) 6 pulg

Donde se requieran estribos cerrados de confinamiento, estos deben diseñarse para resistir cortante. Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de  $d/2$  en toda la longitud de la viga. [1]

En la siguiente figura se ejemplifican las especificaciones descritas.

Figura 10: Ejemplos de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración del límite del máximo espaciamiento horizontal de varillas longitudinales restringidas lateralmente



### 3.16.12. Diseño de columnas

El ACI 318-14 indica las limitaciones geométricas para columnas que forman parte de pórticos especiales resistentes a momento. Los límites dimensionales con los que las columnas deben cumplir son los siguientes:

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico debe ser al menos 12 pulg.
- La relación entre la dimensión menor de a sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

#### Límites de diseño

El ACI 318-14 indica que en columnas de sección transversal cuadrada, octogonal o de otra forma geométrica, se puede definir el área bruta considerada, refuerzo requerido y resistencia de diseño, correspondientes a una sección circular con diámetro igual a la menor dimensión lateral de la sección real. No se han especificado tamaños mínimos explícitos para columnas con el fin de permitir el uso de columnas de concreto reforzado con secciones transversales pequeñas en estructuras poco cargadas.

En columnas de sección transversal mayor que la requerida por consideraciones de carga, para definir el área bruta considerada, las cuantías requeridas de refuerzo y la resistencia de

diseño se puede emplear un área efectiva reducida, no menor que la mitad del área total. Sin embargo, este requisito no es aplicable en columnas de pórticos especiales resistentes a momento. [1]

Para columnas compuestas con el núcleo de concreto confinado por acero estructural, el espesor del acero de confinamiento debe ser al menos  $h\sqrt{\frac{f_y}{8E_s}}$  para secciones circulares de diámetro  $h$  o  $b\sqrt{\frac{f_y}{8E_s}}$  para cada cara de ancho  $b$ .

### Resistencia requerida

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, se debe considerar que  $P_u$  y  $M_u$  ocurren simultáneamente. Las combinaciones de carga críticas pueden ser difíciles de identificar sin revisar sistemáticamente cada una de ellas. Considerar solamente las combinaciones de carga mayoradas asociadas con fuerza axial máxima y con momento de flexión máximo no asegura un diseño que cumpla con el ACI 318-14 para otras combinaciones de carga.

### Resistencia de diseño

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño en todas las secciones a lo largo de la columna debe cumplir con lo siguiente:

- a)  $\phi P_n \geq P_u$
- b)  $\phi M_n \geq M_u$
- c)  $\phi V_n \geq V_u$
- d)  $\phi T_n \geq T_u$

donde el valor  $\phi$  debe ser determinado de acuerdo con el Cuadro no. 16.

### *Fuerza axial y momento*

La resistencia nominal a flexión y carga axial debe ser calculada de la misma manera que la descrita en la sección de “Diseño de vigas”.

### *Resistencia axial a compresión máxima*

La resistencia nominal a compresión,  $P_n$ , no debe ser mayor que  $P_{n,max}$  como se define en la siguiente tabla.

Cuadro 21: Resistencia axial máxima

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$
No presforzado	Estribos para miembros que cumplen con que en cualquier nivel, esté colocado a no más de la mitad del espaciamiento entre los estribos de confinamiento por encima del borde de la losa y a no más de la mitad del espaciamiento entre los estribos de confinamiento debajo del refuerzo horizontal más bajo de la losa.	$0.80P_o$
	Espirales que cumplen con ser colocadas en la parte superior de la losa; y con ser colocadas hasta el nivel de refuerzo horizontal más bajo del elemento superior soportado. En caso que la columna no cuente con vigas en todos los lados, deberán cumplir con colocarán estribos adicionales en la columna por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa.	$0.85P_o$

$P_o$  debe calcularse usando:  $P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$  donde  $A_{st}$  es el área total del refuerzo longitudinal no presforzado.

#### *Resistencia axial a tracción máxima*

La resistencia nominal axial a tracción,  $P_{nt}$ , no debe tomarse mayor que  $P_{nt,max}$  calculado por medio de:

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt}$$

donde  $(f_{se} + \Delta f_p)$  no debe exceder  $f_{py}$  y  $A_{pt}$  es cero para miembros no presforzados.

#### *Cortante*

El cortante deberá ser calculado con el mismo procedimiento descrito en la sección de cortante en diseño de vigas, considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar utilizando las resistencias a flexión máximas probables,  $M_{pr}$ , en cada extremo de la columna, correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas,  $P_u$ , que actúan en ella. No es necesario que las fuerzas cortantes en la columna sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos con base en el  $M_{pr}$  de las vigas que llegan al nudo. En ningún caso  $V_e$  puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis estructural. [1]

### *Resistencia mínima a flexión*

Las columnas deben cumplir con que las resistencias a flexión sean como se describe a continuación:

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb}$$

donde

$\sum M_{nc}$  es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja. [1]

$\sum M_{nb}$  es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. [1]

### **Límites del refuerzo**

Para columnas no presforzadas con  $f_{pe} < 225 \text{ lb./pulg.}^2$  de valor promedio, el área de refuerzo longitudinal no debe ser menor que  $0.01A_g$  ni mayor que  $0.08A_g$ .

### *Refuerzo mínimo para cortante*

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$ , en todas las regiones donde  $V_u > 0.5\phi V_c$

En caso de que se requiera refuerzo para cortante,  $A_{v,min}$  debe ser el mayor de los siguientes:

a)  $0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$

b)  $0.50 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

### *Refuerzo longitudinal*

El área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , debe ser al menos  $0.01A_g$  y no debe exceder  $0.06A_g$ . El límite inferior del área de refuerzo longitudinal es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero, por la transferencia de carga desde los elementos del piso a las columnas y por el desarrollo de esfuerzos a cortantes altos. [1]

En columnas con estribos de confinamiento circulares debe haber al menos seis barras longitudinales. Los empalmes por traslapo se permiten únicamente dentro de la mitad central de la longitud del miembro, deben diseñarse como empalmes por traslapo en tracción y deben estar confinados por refuerzo transversal.

El descascaramiento del concreto de recubrimiento, que es posible que ocurra cerca de los extremos de la columna en los pórticos de configuración normal, hace vulnerables los empalmes por traslapo de esas ubicaciones. Cuando se hace necesario emplear empalmes por traslapo, estos deben estar ubicados cerca de la mitad de la altura, donde las inversiones de esfuerzos probablemente estén limitadas a un rango menor de esfuerzos que en los lugares cercanos a los nudos. [1]

### *Refuerzo transversal*

Debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades especificadas en esta sección, en una longitud  $l_o$  medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. La longitud  $l_o$  debe ser al menos igual a la mayor de las siguientes:

- a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión
- b) Un sexto de la luz libre de la columna
- c) 18 pulgadas

El refuerzo transversal debe disponerse de acuerdo a lo siguiente:

- a) El refuerzo transversal debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin ganchos suplementarios.[1]
- b) Los dobleces de estribos cerrados de confinamiento rectilíneos y de ganchos suplementarios deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo. [1]
- c) Pueden usarse ganchos suplementarios del mismo diámetro, o menor, al de los estribos cerrados de confinamiento, siempre y cuando se cumpla con la limitación establecida en la sección de “Estribos en columnas”. Los ganchos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección. [1]
- d) Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios, éstos deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal de acuerdo con la sección de “Estribos en columnas”. [1]

- e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento  $h_x$  de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 14 pulg. alrededor del perímetro de la sección de la columna. [1]
- f) Cuando  $P_u > 0.3A_g f'_c$  o  $f'_c > 10,000lb/pulg^2$  en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda la barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado de confinamiento por un gancho sísmico, y el valor de  $h_x$  no debe exceder 8 pulg.  $P_u$  debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan E. [1]

Cabe resaltar que los ganchos suplementarios con gancho de 90 grados no son tan efectivos como los ganchos suplementarios con ganchos de 135 grados o los estribos cerrados de confinamiento para proporcionar confinamiento. [1]

En cuanto a la separación del refuerzo transversal, este no debe exceder la menor de:

- a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna
- b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal
- c)  $s_o$  según se calcule por medio de la siguiente ecuación:

$$s_o = 4 + \left( \frac{14 - h_x}{3} \right)$$

El valor de  $s_o$  de la ecuación no debe exceder 6 pulg. y no es necesario tomarlo menor a 4 pulg.

Además, la cantidad de refuerzo transversal debe cumplir con lo exigido por la siguiente tabla:

Cuadro 22: Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
$\rho_s$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 10,000lb/pulg^2$	Mayor de (1) y (2)	1. $0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 10,000lb/pulg^2$	Mayor de (1), (2) y (3)	2. $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ 3. $0.35 k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$

El factor de resistencia del concreto,  $k_f$ , debe calcularse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$k_f = \frac{f'_c}{25,000} + 0.6 \geq 1.0$$

Así mismo, el ACI 318-14 indica que el refuerzo transversal en las longitudes  $l_o$  debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo  $V_c = 0$  cuando a) y b) ocurran simultáneamente:

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerida dentro de  $l_o$
- b) La fuerza axial de compresión mayorada  $P_u$  incluyendo los efectos sísmicos es menor que  $A_g f'_c / 20$ .

### 3.16.13. Requisitos para recubrimiento especificado

El ACI318-14 brinda los recubrimientos de concreto especificado para el refuerzo para elementos no presforzados construidos en sitio como se muestra en el siguiente cuadro: [1]

Cuadro 23: Recubrimiento especificado para elementos de concreto construidos en sitio no presforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, pulg.
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	3
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 6 a No. 18	2
		Barra No. 5, alambre W31 ó D 31, y menores	1 1/2
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barra No. 14 y No.	1 1/2
		Barra No. 11 y menores	3/4
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	1 1/2

### 3.16.14. Detalles del refuerzo

El ACI 318-14 cuenta con una sección destinada específicamente a los detalles del refuerzo, incluyendo:

- a) Espaciamiento mínimo
- b) Ganchos estándar, ganchos sísmicos y ganchos suplementarios

- c) Desarrollo del refuerzo
- d) Empalmes
- e) Paquete de barras
- f) Refuerzo transversal

### 3.17. Espaciamiento mínimo del refuerzo

Límite establecido con el fin de permitir el flujo rápido del concreto dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el encofrado sin formular oquedades y con el objeto de evitar la concentración de barras en el mismo plano lo cual puede causar fisuración por cortante o retracción. [1]

Para refuerzo no presforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser de al menos el mayor entre:

- a) 1 pulgada
- b) El diámetro de la varilla ( $d_b$ )
- c)  $4/3$  del diámetro del agregado ( $4/3d_{agg}$ )

Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor entre:

- a) 1.5 pulg
- b)  $1.5 d_b$
- c)  $4/3 d_{agg}$

### 3.18. Ganchos estándar, ganchos sísmicos, ganchos suplementarios y diámetro interior de doblado

El ACI 318-14 describe los dobleces estándar de las barras de refuerzo. Los factores principales que afectan el diámetro mínimo de doblado son la capacidad del acero de doblarse sin romperse y la prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblado.

En el siguiente cuadro se describe la geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción:

Cuadro 24: Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, pulg.	Extensión recta <sup>[1]</sup> $\ell_{ext}$ , pulg.	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 3 a No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 9 a No. 11	$8d_b$		
	No. 14 y No. 18	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 3 a No. 8	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 2.5 pulg.	
	No. 9 a No. 11	$8d_b$		
	No. 14 y No. 18	$10d_b$		

El diámetro mínimo interior de doblado para barras usadas como refuerzo transversal y ganchos estándar usados para anclar estribos, estribos cerrados de confinamiento y espirales deben cumplir con el siguiente:

Cuadro 25: Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos, amarras y estribos cerrados de confinamiento [1]

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado pulg.	Extensión recta <sup>[1]</sup> $\ell_{ext}$ , pulg.	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 3 al No. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 3 pulg.	
	No. 6 al No. 8	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 3 al No. 5	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 3 pulg.	
	No. 6 al No. 8	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 3 al No. 5	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 2.5 pulg.	
	No. 6 al No. 8	$6d_b$		

Los ganchos sísmicos usados para anclar los estribos, estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios deben cumplir con (a) y (b) [1]:

- a) Doble mínimo de 90 grados para estribos cerrados de confinamiento circulares y de 135 grados para los demás estribos cerrados de confinamiento [1].
- b) El gancho debe abrazar el refuerzo longitudinal y la extensión debe proyectarse hacia el interior del estribo o estribo cerrado de confinamiento [1].

Los ganchos suplementarios deben cumplir con:

- a) Los ganchos suplementarios deben ser continuos entre los extremos.
- b) Debe existir un gancho sísmico en un extremo. [1]
- c) Debe existir un gancho estándar en el otro extremo con un doble mínimo de 90 grados. [1]
- d) Los ganchos deben abrazar las barras longitudinales periféricas. [1]
- e) Los ganchos de 90 grados de dos ganchos suplementarios sucesivos que abrazan las mismas barras longitudinales deben quedar con los extremos alternados. [1]

El trabajo de tesis se realizó en tres etapas: Investigación, ejecución y análisis de resultados.

#### A. Investigación

Se tomó como punto de partida una investigación descriptiva. Esto se debe a que en el país no existen antecedentes que se puedan relacionar al tema de investigación, por lo que se buscaba establecer una línea base completa de lo que eventualmente se analizaría.

Por tal motivo se investigaron todos los temas relacionados con el diseño de los elementos que componen el sistema de marcos especiales resistentes a momento para una estructura de concreto y las consideraciones a tomar en cuenta para asegurar que la estructura soportara tanto las fuerzas gravitacionales como las fuerzas debidas al sismo.

#### B. Ejecución

Para llevar a cabo la investigación y así alcanzar los objetivos propuestos, se utilizó la investigación explicativa. Aquí se determinó el comportamiento de la estructura para analizar las consecuencias del incremento de la resistencia a compresión del concreto, buscando el qué y el por qué de su comportamiento. Se tomó como un factor determinante el control de derivas para así reducir el daño en los componentes de la estructura y tener un mejor comportamiento en general.

Esto se realizó mediante el método experimental realizando modelos explicativos utilizando las normas ASCE/SCE 7 – 16 y ACI 318 – 14, para así realizar variaciones en la geometría de los elementos que conformaban los marcos estructurales y en base a dicha estructura incrementar o disminuir la resistencia a compresión del concreto dependiendo de la sollicitación del elemento.

Se realizó el análisis del comportamiento de la estructura utilizando CSI Etabs y se hizo un chequeo de los elementos más solicitados para realizar una comparación entre los resultados obtenidos mediante el software de análisis y la teoría. El primer paso consistió en establecer una línea base. Para cumplir con los objetivos de la investigación se partió de la delimitación de los elementos a analizar de la estructura. Dado que el tema de interés era un sistema de marcos especiales resistentes a momento, entiéndase vigas y columnas, se definió que el análisis se realizaría en torno al comportamiento de dichos elementos.

Inicialmente, se definieron las propiedades con las que se estaría trabajando. El ACI 318-14 indica que el acero de refuerzo a utilizar para elementos sometidos a cargas sísmicas, como es el caso de un sistema de marcos especiales resistentes a momento, es el acero ASTM A706 grado 60, por lo que el acero de refuerzo a utilizar tuvo una resistencia a la fluencia del acero de 60,000  $lb/pulg^2$ . Dicho valor es de suma importancia pues este afecta directamente el área de acero requerida para que la estructura tuviera un buen comportamiento.

Así mismo, el ACI 318-14 indica que para pórticos especiales resistentes a momento de concreto de peso normal es permitido utilizar una resistencia mínima especificada a la compresión ( $f'_c$ ) de 3,000  $lb/pulg^2$ . Se decidió tomar como punto de partida un concreto con  $f'_c = 4,000$   $lb/pulg^2$ , hasta llegar a utilizar un  $f'_c$  de 6,000  $lb/pulg^2$ . Se finalizó en análisis con dicho concreto ya que en Guatemala no es económicamente factible ni de fácil acceso utilizar concretos de alta resistencia.

Al igual que el grado del acero, la resistencia especificada a la compresión del concreto juega un papel de suma importancia, pues a medida que se incrementa el  $f'_c$  del concreto, la deformación unitaria máxima es mayor y después de alcanzar la deformación máxima, esfuerzos menores llegan a provocar una deformación de mayor magnitud.

Tras haber definido la resistencia especificada a compresión del concreto y la resistencia a la fluencia del acero se seleccionaron las cargas que fueron aplicadas sobre la estructura.

Las cargas fueron obtenidas del ASCE/SEI 7-16 para realizar la integración sobre los elementos y así determinar la sollicitación de cada uno de ellos. Dicha integración se obtuvo a partir del modelado estructural en CSI Etabs V.17, considerando las combinaciones de carga para el análisis de estructuras de concreto dadas por el ACI 318-14, donde se consideran tanto las cargas vivas y muertas como las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura. El análisis de la estructura tuvo como base de diseño el efecto de un sismo sobre la estructura, por lo que los parámetros utilizados fueron seleccionados cuidadosamente.

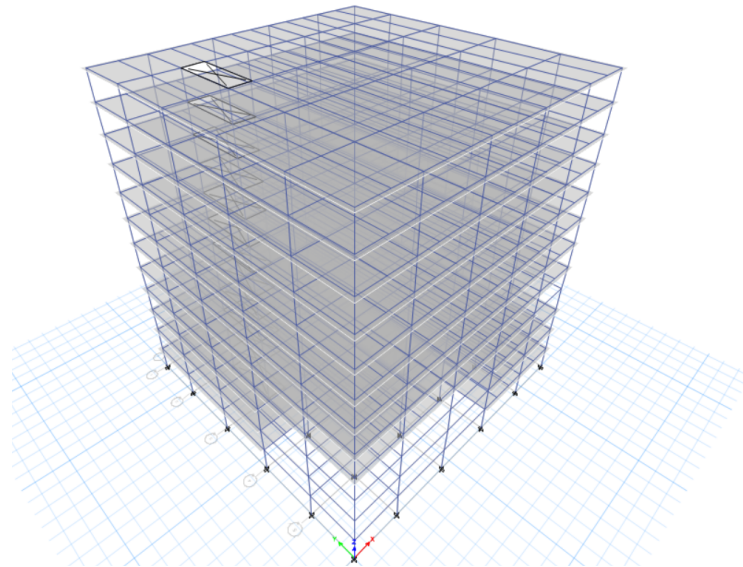
Se diseñó un edificio de apartamentos, considerando las siguientes cargas.

Cuadro 26: Distribución de cargas

Nivel	Cargas vivas		Cargas muertas	
		psf		psf
Sótano 1 - Sótano 4	Sótanos	40	Instalaciones	20
			Mortero de nivelación	8.20
Nivel 1	Lobby	100	Instalaciones	20
	Gimnasio	100	Piso cerámico	5.75
	Pasillos	100	Mortero de nivelación	8.20
			Fachada	8.20
Nivel 2 - Nivel 10	Apartamentos	40	Instalaciones	20
			Piso cerámico	5.75
			Mortero de nivelación	8.20
			Fachada	8.20
Techo	Azotea sin acceso	20	Instalaciones	20
			Pañuelos	10

Para realizar el análisis estático y dinámico de la estructura se consideró el nivel del sótano 4 como la base sísmica de la estructura ya que se prevé que el suelo pueda llegar a desaparecer eventualmente por lo que el comportamiento de la estructura cambiaría, provocando mayores solicitaciones en los elementos.

Figura 11: Modelado de la estructura en CSI Etabs V.17

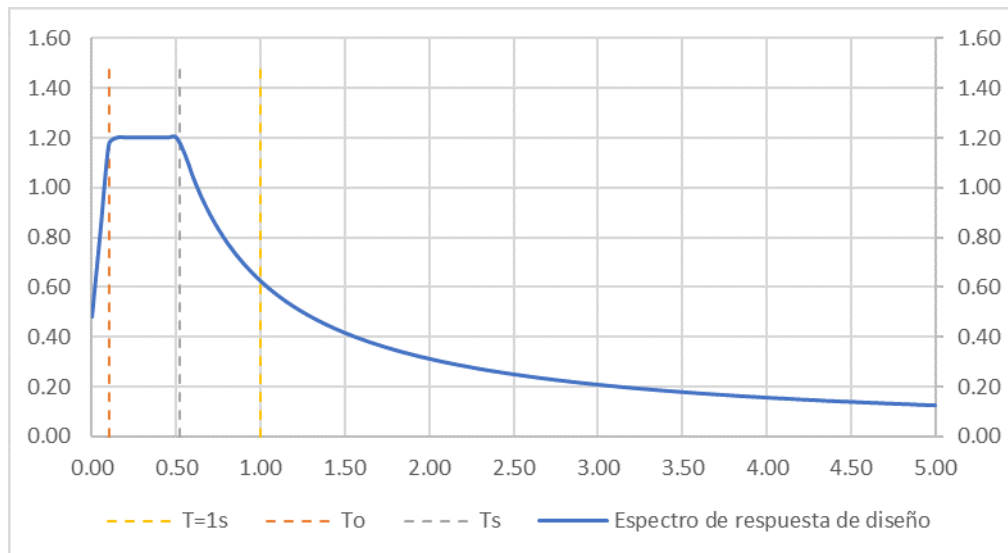


### C. Análisis de resultados

Finalmente, se llevó a cabo el detallamiento de los elementos, así como la relación entre la cantidad de materiales utilizados, las características de la estructura y de los materiales y el costo de estos para demostrar la relación que existe entre estos.

Para la realización del detallamiento, se calculó el esfuerzo requerido a flexión y cortante para las vigas y las columnas. Los esfuerzos últimos se obtuvieron del CSI Etabs V.17. Además, se hicieron las verificaciones de dimensiones, recubrimiento, área de refuerzo mínima, separación entre varillas de refuerzo, longitudes de anclaje y de empalme y ganchos sísmicos correspondientes al elemento estipuladas por el ACI 318-14.

Figura 12: Espectro de respuesta de diseño



## 5.1. Resultados de diseño para elementos diseñados con concreto 4000psi

Cuadro 27: Elementos analizados con concreto 4000psi

Prueba	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
<b>Geometría de columna</b>								
<b>(m)</b>	1.05	1.1	1.1	1.15	1.2	1.25	1.3	1.35
<b>Geometría viga principal</b>								
<b>b (m)</b>	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
<b>h (m)</b>	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
<b>Geometría viga secundaria</b>								
<b>b (m)</b>	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
<b>h (m)</b>	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

Cuadro 28: estático con excentricidad positiva en dirección “X” para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Techo	12.30	2.21	0.36	0.30	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.31
	12.30	2.21	0.30	0.25	0.22	0.22	0.23	0.24	0.24	0.25
Nivel 8	12.30	2.21	0.54	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.41	0.42
	12.30	2.21	0.44	0.37	0.33	0.33	0.33	0.33	0.34	0.34
Nivel 7	12.30	2.21	0.74	0.61	0.55	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
	12.30	2.21	0.60	0.50	0.45	0.44	0.44	0.44	0.45	0.45
Nivel 6	12.30	2.21	0.92	0.76	0.68	0.68	0.67	0.67	0.67	0.67
	12.30	2.21	0.75	0.62	0.56	0.56	0.55	0.55	0.55	0.55
Nivel 5	12.30	2.21	1.08	0.90	0.80	0.80	0.79	0.79	0.78	0.78
	12.30	2.21	0.89	0.73	0.66	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Nivel 4	12.30	2.21	1.22	1.01	0.91	0.90	0.89	0.88	0.88	0.88
	12.30	2.21	1.00	0.83	0.74	0.74	0.73	0.73	0.73	0.73
Nivel 3	12.30	2.21	1.33	1.10	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95
	12.30	2.21	1.10	0.91	0.82	0.81	0.80	0.80	0.80	0.79
Nivel 2	12.30	2.21	1.42	1.17	1.05	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00
	12.30	2.21	1.19	0.99	0.89	0.87	0.86	0.86	0.85	0.84
Nivel 1	12.30	2.21	1.45	1.20	1.08	1.06	1.04	1.03	1.01	1.00
	12.30	2.21	1.23	1.01	0.91	0.90	0.88	0.87	0.86	0.84
Sótano 1	12.30	2.21	1.39	1.15	1.04	1.02	0.99	0.97	0.95	0.92
	12.30	2.21	1.16	0.96	0.87	0.85	0.83	0.81	0.79	0.78
Sótano 2	12.30	2.21	1.17	0.97	0.90	0.86	0.83	0.79	0.77	0.74
	12.30	2.21	0.97	0.81	0.74	0.71	0.69	0.66	0.64	0.62
Sótano 3	12.30	2.21	0.57	0.48	0.45	0.42	0.39	0.37	0.35	0.33
	12.30	2.21	0.47	0.39	0.37	0.35	0.33	0.31	0.29	0.28
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 29: estático con excentricidad negativa en dirección “X” para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Techo	12.30	2.21	0.30	0.25	0.22	0.22	0.23	0.24	0.24	0.25
	12.30	2.21	0.36	0.30	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.31
Nivel 8	12.30	2.21	0.44	0.37	0.33	0.33	0.33	0.33	0.34	0.34
	12.30	2.21	0.54	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.41	0.42
Nivel 7	12.30	2.21	0.60	0.50	0.45	0.44	0.44	0.44	0.44	0.45
	12.30	2.21	0.74	0.61	0.55	0.54	0.54	0.54	0.54	0.55
Nivel 6	12.30	2.21	0.75	0.62	0.56	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
	12.30	2.21	0.92	0.76	0.69	0.68	0.67	0.67	0.67	0.67
Nivel 5	12.30	2.21	0.88	0.73	0.66	0.65	0.65	0.64	0.64	0.64
	12.30	2.21	1.09	0.90	0.81	0.80	0.79	0.79	0.79	0.79
Nivel 4	12.30	2.21	0.99	0.82	0.74	0.73	0.73	0.72	0.72	0.72
	12.30	2.21	1.23	1.02	0.91	0.90	0.90	0.89	0.89	0.89
Nivel 3	12.30	2.21	1.09	0.90	0.81	0.80	0.79	0.79	0.78	0.78
	12.30	2.21	1.35	1.12	1.00	0.99	0.98	0.98	0.97	0.96
Nivel 2	12.30	2.21	1.16	0.96	0.86	0.85	0.84	0.83	0.83	0.82
	12.30	2.21	1.46	1.21	1.08	1.07	1.06	1.04	1.03	1.02
Nivel 1	12.30	2.21	1.18	0.98	0.88	0.87	0.85	0.84	0.83	0.82
	12.30	2.21	1.51	1.24	1.12	1.10	1.08	1.06	1.04	1.03
Sótano 1	12.30	2.21	1.13	0.94	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.76
	12.30	2.21	1.43	1.18	1.07	1.04	1.02	0.99	0.97	0.95
Sótano 2	12.30	2.21	0.95	0.79	0.73	0.70	0.67	0.65	0.63	0.60
	12.30	2.21	1.20	1.00	0.91	0.88	0.84	0.81	0.78	0.75
Sótano 3	12.30	2.21	0.46	0.39	0.36	0.34	0.32	0.30	0.29	0.27
	12.30	2.21	0.58	0.49	0.46	0.43	0.40	0.38	0.36	0.34
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 30: estático sin excentricidad en dirección “X” para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Techo	12.30	2.21	0.33	0.27	0.24	0.25	0.25	0.26	0.27	0.28
	12.30	2.21	0.33	0.27	0.24	0.25	0.25	0.26	0.27	0.28
Nivel 8	12.30	2.21	0.49	0.41	0.36	0.36	0.36	0.37	0.37	0.38
	12.30	2.21	0.49	0.41	0.36	0.36	0.37	0.37	0.37	0.38
Nivel 7	12.30	2.21	0.67	0.55	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.50
	12.30	2.21	0.67	0.55	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.50
Nivel 6	12.30	2.21	0.84	0.69	0.62	0.62	0.61	0.61	0.61	0.61
	12.30	2.21	0.84	0.69	0.62	0.62	0.61	0.61	0.61	0.61
Nivel 5	12.30	2.21	0.98	0.81	0.73	0.72	0.72	0.72	0.71	0.71
	12.30	2.21	0.99	0.82	0.73	0.73	0.72	0.72	0.72	0.72
Nivel 4	12.30	2.21	1.11	0.92	0.82	0.81	0.81	0.80	0.80	0.80
	12.30	2.21	1.12	0.92	0.83	0.82	0.81	0.81	0.81	0.81
Nivel 3	12.30	2.21	1.21	1.00	0.90	0.89	0.88	0.87	0.87	0.87
	12.30	2.21	1.23	1.01	0.91	0.90	0.89	0.89	0.88	0.88
Nivel 2	12.30	2.21	1.29	1.06	0.96	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91
	12.30	2.21	1.33	1.10	0.99	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93
Nivel 1	12.30	2.21	1.31	1.09	0.98	0.96	0.95	0.93	0.92	0.91
	12.30	2.21	1.37	1.13	1.02	1.00	0.98	0.97	0.95	0.94
Sótano 1	12.30	2.21	1.26	1.04	0.95	0.92	0.90	0.88	0.86	0.84
	12.30	2.21	1.30	1.07	0.97	0.95	0.92	0.90	0.88	0.86
Sótano 2	12.30	2.21	1.06	0.88	0.81	0.78	0.75	0.72	0.70	0.67
	12.30	2.21	1.09	0.90	0.83	0.79	0.76	0.74	0.71	0.68
Sótano 3	12.30	2.21	0.51	0.43	0.41	0.38	0.36	0.34	0.32	0.30
	12.30	2.21	0.52	0.44	0.41	0.39	0.36	0.34	0.32	0.31
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 31: estático con excentricidad positiva en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Techo	12.30	2.21	0.28	0.23	0.20	0.21	0.21	0.22	0.23	0.24
	12.30	2.21	0.35	0.28	0.25	0.26	0.26	0.27	0.28	0.29
Nivel 8	12.30	2.21	0.42	0.34	0.31	0.31	0.31	0.31	0.32	0.32
	12.30	2.21	0.52	0.43	0.38	0.38	0.38	0.39	0.39	0.40
Nivel 7	12.30	2.21	0.57	0.47	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
	12.30	2.21	0.71	0.58	0.53	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
Nivel 6	12.30	2.21	0.71	0.59	0.53	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
	12.30	2.21	0.88	0.73	0.66	0.65	0.65	0.64	0.64	0.64
Nivel 5	12.30	2.21	0.83	0.69	0.62	0.62	0.61	0.61	0.61	0.61
	12.30	2.21	1.04	0.86	0.78	0.77	0.76	0.76	0.75	0.75
Nivel 4	12.30	2.21	0.94	0.78	0.70	0.69	0.69	0.69	0.68	0.68
	12.30	2.21	1.17	0.97	0.87	0.86	0.86	0.85	0.85	0.85
Nivel 3	12.30	2.21	1.02	0.85	0.76	0.76	0.75	0.75	0.74	0.74
	12.30	2.21	1.28	1.06	0.95	0.94	0.93	0.93	0.92	0.92
Nivel 2	12.30	2.21	1.09	0.90	0.81	0.80	0.80	0.79	0.78	0.78
	12.30	2.21	1.37	1.13	1.02	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96
Nivel 1	12.30	2.21	1.14	0.94	0.85	0.84	0.83	0.81	0.80	0.79
	12.30	2.21	1.41	1.16	1.05	1.03	1.01	1.00	0.98	0.97
Sótano 1	12.30	2.21	1.12	0.93	0.85	0.82	0.80	0.78	0.77	0.75
	12.30	2.21	1.36	1.12	1.02	1.00	0.97	0.95	0.93	0.91
Sótano 2	12.30	2.21	0.95	0.80	0.73	0.70	0.67	0.65	0.62	0.60
	12.30	2.21	1.15	0.96	0.88	0.85	0.81	0.78	0.76	0.73
Sótano 3	12.30	2.21	0.47	0.39	0.37	0.34	0.32	0.30	0.29	0.27
	12.30	2.21	0.56	0.47	0.45	0.42	0.39	0.37	0.35	0.33
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 32: estático con excentricidad negativa en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Techo	12.30	2.21	0.34	0.28	0.25	0.26	0.26	0.27	0.28	0.29
	12.30	2.21	0.28	0.23	0.21	0.21	0.21	0.22	0.23	0.24
Nivel 8	12.30	2.21	0.51	0.43	0.38	0.38	0.38	0.39	0.39	0.40
	12.30	2.21	0.42	0.35	0.31	0.31	0.31	0.31	0.32	0.32
Nivel 7	12.30	2.21	0.70	0.58	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
	12.30	2.21	0.57	0.47	0.43	0.42	0.42	0.42	0.42	0.43
Nivel 6	12.30	2.21	0.88	0.73	0.66	0.65	0.64	0.64	0.64	0.64
	12.30	2.21	0.71	0.59	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52	0.52
Nivel 5	12.30	2.21	1.03	0.85	0.77	0.76	0.76	0.75	0.75	0.75
	12.30	2.21	0.84	0.69	0.63	0.62	0.62	0.61	0.61	0.61
Nivel 4	12.30	2.21	1.16	0.96	0.87	0.86	0.85	0.85	0.84	0.84
	12.30	2.21	0.95	0.78	0.71	0.70	0.69	0.69	0.69	0.69
Nivel 3	12.30	2.21	1.27	1.05	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91
	12.30	2.21	1.03	0.85	0.77	0.76	0.76	0.75	0.75	0.75
Nivel 2	12.30	2.21	1.35	1.12	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96
	12.30	2.21	1.10	0.91	0.82	0.81	0.80	0.80	0.79	0.78
Nivel 1	12.30	2.21	1.41	1.17	1.06	1.04	1.02	1.00	0.99	0.97
	12.30	2.21	1.14	0.94	0.85	0.84	0.82	0.81	0.80	0.79
Sótano 1	12.30	2.21	1.39	1.15	1.04	1.02	0.99	0.97	0.94	0.92
	12.30	2.21	1.10	0.91	0.83	0.81	0.79	0.77	0.76	0.74
Sótano 2	12.30	2.21	1.18	0.98	0.90	0.87	0.83	0.80	0.77	0.74
	12.30	2.21	0.93	0.78	0.72	0.69	0.66	0.64	0.61	0.59
Sótano 3	12.30	2.21	0.57	0.48	0.45	0.42	0.40	0.38	0.35	0.34
	12.30	2.21	0.45	0.38	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.27
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 33: estático sin excentricidad en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Techo	12.30	2.21	0.31	0.26	0.23	0.23	0.24	0.25	0.25	0.26
	12.30	2.21	0.31	0.26	0.23	0.23	0.24	0.25	0.25	0.26
Nivel 8	12.30	2.21	0.47	0.38	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.36
	12.30	2.21	0.47	0.39	0.35	0.35	0.35	0.35	0.36	0.36
Nivel 7	12.30	2.21	0.63	0.53	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
	12.30	2.21	0.64	0.53	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
Nivel 6	12.30	2.21	0.79	0.66	0.59	0.59	0.58	0.58	0.58	0.58
	12.30	2.21	0.80	0.66	0.60	0.59	0.59	0.58	0.58	0.58
Nivel 5	12.30	2.21	0.93	0.77	0.70	0.69	0.68	0.68	0.68	0.68
	12.30	2.21	0.94	0.78	0.70	0.69	0.69	0.69	0.68	0.68
Nivel 4	12.30	2.21	1.05	0.87	0.78	0.78	0.77	0.77	0.76	0.76
	12.30	2.21	1.06	0.88	0.79	0.78	0.78	0.77	0.77	0.77
Nivel 3	12.30	2.21	1.15	0.95	0.85	0.85	0.84	0.83	0.83	0.83
	12.30	2.21	1.16	0.96	0.86	0.85	0.85	0.84	0.84	0.83
Nivel 2	12.30	2.21	1.22	1.01	0.91	0.90	0.89	0.88	0.88	0.87
	12.30	2.21	1.23	1.02	0.92	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87
Nivel 1	12.30	2.21	1.28	1.05	0.95	0.94	0.92	0.91	0.90	0.88
	12.30	2.21	1.27	1.05	0.95	0.93	0.92	0.91	0.89	0.88
Sótano 1	12.30	2.21	1.25	1.04	0.95	0.92	0.90	0.87	0.85	0.83
	12.30	2.21	1.23	1.02	0.93	0.90	0.88	0.86	0.84	0.82
Sótano 2	12.30	2.21	1.07	0.89	0.82	0.78	0.75	0.72	0.70	0.67
	12.30	2.21	1.04	0.87	0.80	0.77	0.74	0.71	0.68	0.66
Sótano 3	12.30	2.21	0.52	0.44	0.41	0.38	0.36	0.34	0.32	0.30
	12.30	2.21	0.51	0.43	0.40	0.38	0.35	0.33	0.32	0.30
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 34: dinámico sin excentricidad en dirección “X” para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Techo	12.30	2.21	0.09	0.08	0.07	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09
	12.30	2.21	0.09	0.08	0.07	0.08	0.08	0.08	0.09	0.09
Nivel 8	12.30	2.21	0.13	0.12	0.11	0.11	0.11	0.11	0.12	0.12
	12.30	2.21	0.13	0.12	0.11	0.11	0.11	0.12	0.12	0.12
Nivel 7	12.30	2.21	0.17	0.16	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.16
	12.30	2.21	0.18	0.16	0.15	0.15	0.15	0.16	0.16	0.16
Nivel 6	12.30	2.21	0.21	0.20	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19	0.19
	12.30	2.21	0.22	0.20	0.19	0.19	0.19	0.19	0.20	0.20
Nivel 5	12.30	2.21	0.25	0.23	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22
	12.30	2.21	0.27	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
Nivel 4	12.30	2.21	0.29	0.27	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	12.30	2.21	0.31	0.28	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.27
Nivel 3	12.30	2.21	0.33	0.30	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
	12.30	2.21	0.35	0.31	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
Nivel 2	12.30	2.21	0.36	0.33	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.30
	12.30	2.21	0.39	0.35	0.33	0.33	0.33	0.33	0.32	0.32
Nivel 1	12.30	2.21	0.38	0.35	0.33	0.33	0.32	0.32	0.32	0.32
	12.30	2.21	0.41	0.37	0.35	0.35	0.35	0.34	0.34	0.33
Sótano 1	12.30	2.21	0.38	0.35	0.33	0.32	0.32	0.31	0.31	0.30
	12.30	2.21	0.40	0.37	0.35	0.34	0.34	0.33	0.32	0.32
Sótano 2	12.30	2.21	0.33	0.30	0.29	0.28	0.27	0.27	0.26	0.25
	12.30	2.21	0.35	0.32	0.31	0.29	0.28	0.28	0.27	0.26
Sótano 3	12.30	2.21	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.13	0.12	0.11
	12.30	2.21	0.17	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.12	0.12
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 35: dinámico sin excentricidad en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 4000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Techo	12.30	2.21	0.09	0.08	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.09
	12.30	2.21	0.09	0.08	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.09
Nivel 8	12.30	2.21	0.13	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.12	0.12
	12.30	2.21	0.13	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.12	0.12
Nivel 7	12.30	2.21	0.17	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	12.30	2.21	0.17	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
Nivel 6	12.30	2.21	0.21	0.19	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19
	12.30	2.21	0.21	0.19	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19
Nivel 5	12.30	2.21	0.25	0.23	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22
	12.30	2.21	0.25	0.23	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22
Nivel 4	12.30	2.21	0.29	0.26	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	12.30	2.21	0.29	0.26	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Nivel 3	12.30	2.21	0.33	0.30	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
	12.30	2.21	0.33	0.30	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
Nivel 2	12.30	2.21	0.36	0.33	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.36	0.32	0.30	0.30	0.31	0.31	0.31	0.30
Nivel 1	12.30	2.21	0.39	0.35	0.33	0.33	0.33	0.33	0.32	0.32
	12.30	2.21	0.38	0.35	0.33	0.33	0.32	0.32	0.32	0.32
Sótano 1	12.30	2.21	0.40	0.36	0.33	0.33	0.33	0.32	0.32	0.31
	12.30	2.21	0.38	0.35	0.33	0.33	0.32	0.32	0.31	0.31
Sótano 2	12.30	2.21	0.35	0.32	0.30	0.29	0.28	0.28	0.27	0.26
	12.30	2.21	0.34	0.31	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26	0.25
Sótano 3	12.30	2.21	0.17	0.16	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.12
	12.30	2.21	0.17	0.15	0.15	0.14	0.14	0.13	0.12	0.12
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 36: Verificación de irregularidades 1a. en elevación en concreto 4000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,405.09	1.33	-	4,597.78	1.33	-	-	-
N8	5,862.67	1.04	-	6,122.03	1.04	-	-	-
N7	6,076.84	0.99	-	6,348.02	0.99	-	-	-
N6	6,034.15	0.99	1.11	6,311.46	0.99	5,689.28	-	-
N5	5,969.48	0.99	1.00	6,248.38	0.99	6,260.50	-	-
N4	5,925.38	1.00	0.98	6,209.50	1.00	6,302.62	-	-
N3	5,907.83	1.01	0.99	6,203.91	1.01	6,256.45	-	-
N2	5,944.63	1.04	1.00	6,259.70	1.03	6,220.60	-	-
N1	6,203.73	1.11	1.05	6,457.83	1.08	6,224.37	-	-
S1	6,902.54	1.29	1.15	6,973.85	1.30	6,307.15	-	-
S2	8,900.84	2.24	1.40	9,042.22	2.36	6,563.79	-	-
S3	19,967.36		2.72	21,334.81		7,491.30	-	-

Cuadro 37: Verificación de irregularidades 1b. en elevación en concreto 4000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando extremo								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,405.09	1.33	-	4,597.78	1.33	-	-	-
N8	5,862.67	1.04	-	6,122.03	1.04	-	-	-
N7	6,076.84	0.99	-	6,348.02	0.99	-	-	-
N6	6,034.15	0.99	5,448.20	6,311.46	0.99	5,689.28	-	-
N5	5,969.48	0.99	5,991.22	6,248.38	0.99	6,260.50	-	-
N4	5,925.38	1.00	6,026.82	6,209.50	1.00	6,302.62	-	-
N3	5,907.83	1.01	5,976.34	6,203.91	1.01	6,256.45	-	-
N2	5,944.63	1.04	5,934.23	6,259.70	1.03	6,220.60	-	-
N1	6,203.73	1.11	5,925.95	6,457.83	1.08	6,224.37	-	-
S1	6,902.54	1.29	6,018.73	6,973.85	1.30	6,307.15	-	-
S2	8,900.84	2.24	6,350.30	9,042.22	2.36	6,563.79	-	-
S3	19,967.36		7,335.71	21,334.81		7,491.30	-	-

Cuadro 38: Verificación de la masa modal participante

Caso	Modo	Período	UX	UY
Modal	1	2.0410	0.7928	0.0000
Modal	2	2.0000	0.7928	0.7963
Modal	3	1.7510	0.7936	0.7963
Modal	4	0.6130	0.8870	0.7963
Modal	5	0.6030	0.8870	0.8887
Modal	6	0.5300	0.8870	0.8888
Modal	7	0.3160	0.9261	0.8888
Modal	8	0.3120	0.9261	0.9268
Modal	9	0.2760	0.9261	0.9269
Modal	10	0.1940	0.9502	0.9269
Modal	11	0.1920	0.9502	0.9505
Modal	12	0.1710	0.9502	0.9506
Modal	13	0.1310	0.9659	0.9506
Modal	14	0.1300	0.9660	0.9661
Modal	15	0.1160	0.9660	0.9662
Modal	16	0.0980	0.9660	0.9673
Modal	17	0.0940	0.9766	0.9673
Modal	18	0.0920	0.9766	0.9767
Modal	19	0.0830	0.9766	0.9767
Modal	20	0.0710	0.9842	0.9767

Figura 13: Modo de vibración con más del 90% de la masa modal participante en el eje x

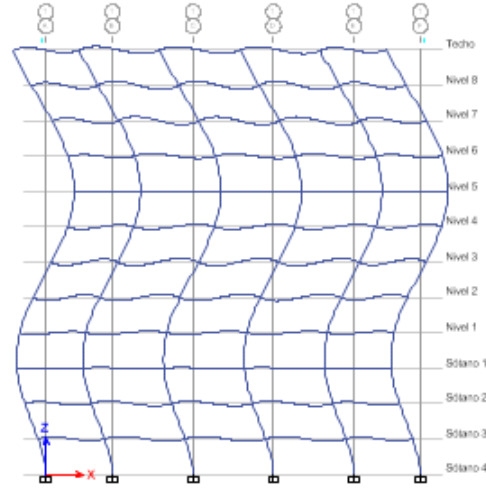
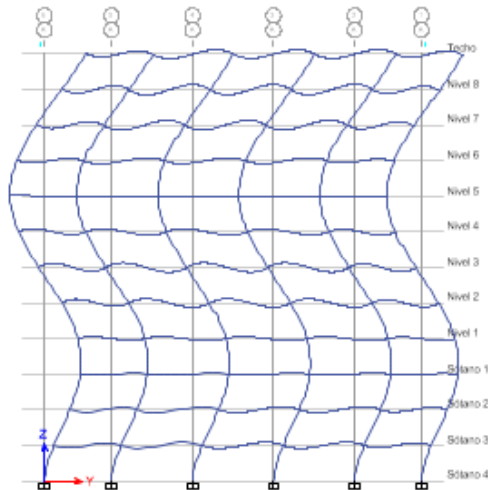


Figura 14: Modo de vibración con más del 90% de la masa modal participante en el eje y



## 5.2. Resultados de diseño para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Cuadro 39: Columnas analizadas con concreto 5000psi

Prueba	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
<b>Geometría de columna</b>								
(m)	1.05	1.05	1.10	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30
<b>Geometría viga principal</b>								
b (m)	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
h (m)	0.85	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
<b>Geometría viga secundaria</b>								
b (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
h (m)	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

Cuadro 40: estático con excentricidad positiva en dirección “X” para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	
Techo	12.30	2.21	0.37	0.29	0.30	0.26	0.27	0.28	0.29	
	12.30	2.21	0.30	0.24	0.25	0.22	0.22	0.23	0.24	
Nivel 8	12.30	2.21	0.54	0.44	0.44	0.39	0.39	0.40	0.40	
	12.30	2.21	0.44	0.36	0.36	0.32	0.32	0.33	0.33	
Nivel 7	12.30	2.21	0.73	0.61	0.60	0.54	0.53	0.53	0.53	
	12.30	2.21	0.60	0.50	0.49	0.44	0.44	0.44	0.44	
Nivel 6	12.30	2.21	0.91	0.76	0.75	0.67	0.67	0.66	0.66	
	12.30	2.21	0.74	0.62	0.62	0.55	0.55	0.55	0.54	
Nivel 5	12.30	2.21	1.07	0.89	0.88	0.79	0.78	0.78	0.78	
	12.30	2.21	0.88	0.73	0.72	0.65	0.64	0.64	0.64	
Nivel 4	12.30	2.21	1.20	1.00	0.99	0.89	0.88	0.88	0.87	
	12.30	2.21	0.99	0.82	0.82	0.73	0.73	0.72	0.72	
Nivel 3	12.30	2.21	1.31	1.10	1.08	0.97	0.96	0.95	0.95	
	12.30	2.21	1.09	0.91	0.90	0.80	0.80	0.79	0.79	
Nivel 2	12.30	2.21	1.39	1.17	1.15	1.03	1.02	1.01	1.00	
	12.30	2.21	1.17	0.98	0.97	0.87	0.86	0.85	0.84	
Nivel 1	12.30	2.21	1.42	1.19	1.17	1.06	1.04	1.02	1.01	
	12.30	2.21	1.20	1.01	0.99	0.90	0.88	0.86	0.85	
Sótano 1	12.30	2.21	1.35	1.15	1.12	1.02	0.99	0.97	0.94	
	12.30	2.21	1.14	0.96	0.94	0.85	0.83	0.81	0.79	
Sótano 2	12.30	2.21	1.13	0.98	0.94	0.86	0.83	0.80	0.77	
	12.30	2.21	0.94	0.82	0.78	0.72	0.69	0.66	0.64	
Sótano 3	12.30	2.21	0.54	0.49	0.45	0.43	0.40	0.37	0.35	
	12.30	2.21	0.45	0.40	0.38	0.35	0.33	0.31	0.29	
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

Cuadro 41: estático con excentricidad negativa en dirección “X” para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.30	0.24	0.25	0.22	0.22	0.23	0.24
	12.30	2.21	0.37	0.29	0.30	0.26	0.27	0.28	0.29
Nivel 8	12.30	2.21	0.44	0.36	0.36	0.32	0.32	0.33	0.33
	12.30	2.21	0.54	0.44	0.44	0.39	0.40	0.40	0.40
Nivel 7	12.30	2.21	0.59	0.49	0.49	0.44	0.44	0.44	0.44
	12.30	2.21	0.73	0.61	0.60	0.54	0.54	0.53	0.54
Nivel 6	12.30	2.21	0.74	0.62	0.61	0.55	0.55	0.54	0.54
	12.30	2.21	0.91	0.76	0.75	0.67	0.67	0.67	0.66
Nivel 5	12.30	2.21	0.87	0.73	0.72	0.65	0.64	0.64	0.64
	12.30	2.21	1.07	0.89	0.89	0.79	0.79	0.78	0.78
Nivel 4	12.30	2.21	0.98	0.82	0.81	0.73	0.72	0.72	0.71
	12.30	2.21	1.21	1.01	1.00	0.90	0.89	0.88	0.88
Nivel 3	12.30	2.21	1.07	0.89	0.88	0.79	0.79	0.78	0.78
	12.30	2.21	1.33	1.11	1.10	0.98	0.97	0.97	0.96
Nivel 2	12.30	2.21	1.14	0.95	0.94	0.84	0.83	0.83	0.82
	12.30	2.21	1.44	1.20	1.18	1.06	1.05	1.04	1.02
Nivel 1	12.30	2.21	1.16	0.97	0.96	0.86	0.85	0.84	0.82
	12.30	2.21	1.47	1.24	1.22	1.10	1.07	1.06	1.04
Sótano 1	12.30	2.21	1.10	0.94	0.91	0.83	0.81	0.79	0.77
	12.30	2.21	1.39	1.18	1.15	1.04	1.02	0.99	0.97
Sótano 2	12.30	2.21	0.92	0.80	0.76	0.70	0.67	0.65	0.62
	12.30	2.21	1.16	1.01	0.96	0.88	0.85	0.81	0.78
Sótano 3	12.30	2.21	0.44	0.39	0.37	0.35	0.32	0.30	0.29
	12.30	2.21	0.55	0.50	0.46	0.43	0.40	0.38	0.36
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 42: estático sin excentricidad en dirección “X” para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.33	0.27	0.27	0.24	0.25	0.25	0.26
	12.30	2.21	0.33	0.27	0.27	0.24	0.25	0.25	0.26
Nivel 8	12.30	2.21	0.49	0.40	0.40	0.36	0.36	0.36	0.37
	12.30	2.21	0.49	0.40	0.40	0.36	0.36	0.36	0.37
Nivel 7	12.30	2.21	0.66	0.55	0.55	0.49	0.49	0.49	0.49
	12.30	2.21	0.66	0.55	0.55	0.49	0.49	0.49	0.49
Nivel 6	12.30	2.21	0.82	0.69	0.68	0.61	0.61	0.60	0.60
	12.30	2.21	0.83	0.69	0.68	0.61	0.61	0.61	0.60
Nivel 5	12.30	2.21	0.97	0.81	0.80	0.72	0.71	0.71	0.71
	12.30	2.21	0.97	0.81	0.80	0.72	0.72	0.71	0.71
Nivel 4	12.30	2.21	1.09	0.91	0.90	0.81	0.80	0.80	0.79
	12.30	2.21	1.10	0.92	0.91	0.81	0.81	0.80	0.80
Nivel 3	12.30	2.21	1.19	0.99	0.98	0.88	0.87	0.87	0.86
	12.30	2.21	1.21	1.01	1.00	0.89	0.89	0.88	0.87
Nivel 2	12.30	2.21	1.26	1.06	1.05	0.94	0.93	0.92	0.91
	12.30	2.21	1.30	1.09	1.08	0.97	0.95	0.94	0.93
Nivel 1	12.30	2.21	1.29	1.08	1.06	0.96	0.94	0.93	0.91
	12.30	2.21	1.34	1.13	1.10	1.00	0.98	0.96	0.94
Sótano 1	12.30	2.21	1.22	1.04	1.02	0.92	0.90	0.88	0.86
	12.30	2.21	1.26	1.07	1.04	0.95	0.92	0.90	0.88
Sótano 2	12.30	2.21	1.02	0.89	0.85	0.78	0.75	0.72	0.70
	12.30	2.21	1.05	0.91	0.87	0.80	0.77	0.74	0.71
Sótano 3	12.30	2.21	0.49	0.44	0.41	0.39	0.36	0.34	0.32
	12.30	2.21	0.50	0.45	0.42	0.39	0.37	0.34	0.33
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 43: estático con excentricidad positiva en dirección “Y” para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.28	0.23	0.23	0.20	0.21	0.22	0.22
	12.30	2.21	0.35	0.28	0.28	0.25	0.26	0.26	0.27
Nivel 8	12.30	2.21	0.41	0.34	0.34	0.31	0.31	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.51	0.42	0.42	0.38	0.38	0.38	0.38
Nivel 7	12.30	2.21	0.56	0.47	0.46	0.42	0.41	0.41	0.41
	12.30	2.21	0.70	0.58	0.58	0.52	0.51	0.51	0.51
Nivel 6	12.30	2.21	0.70	0.58	0.58	0.52	0.52	0.51	0.51
	12.30	2.21	0.87	0.73	0.72	0.65	0.64	0.64	0.64
Nivel 5	12.30	2.21	0.82	0.69	0.68	0.61	0.61	0.60	0.60
	12.30	2.21	1.02	0.86	0.85	0.76	0.75	0.75	0.75
Nivel 4	12.30	2.21	0.92	0.77	0.76	0.69	0.68	0.68	0.68
	12.30	2.21	1.15	0.96	0.95	0.86	0.85	0.84	0.84
Nivel 3	12.30	2.21	1.01	0.84	0.83	0.75	0.74	0.74	0.74
	12.30	2.21	1.26	1.05	1.04	0.94	0.93	0.92	0.91
Nivel 2	12.30	2.21	1.07	0.90	0.89	0.80	0.79	0.78	0.78
	12.30	2.21	1.34	1.12	1.11	1.00	0.98	0.97	0.96
Nivel 1	12.30	2.21	1.12	0.94	0.92	0.84	0.82	0.81	0.80
	12.30	2.21	1.38	1.16	1.14	1.03	1.01	0.99	0.98
Sótano 1	12.30	2.21	1.09	0.93	0.91	0.82	0.80	0.78	0.76
	12.30	2.21	1.32	1.13	1.10	1.00	0.97	0.95	0.92
Sótano 2	12.30	2.21	0.92	0.80	0.77	0.71	0.68	0.65	0.62
	12.30	2.21	1.11	0.97	0.93	0.85	0.82	0.79	0.75
Sótano 3	12.30	2.21	0.44	0.40	0.37	0.35	0.33	0.31	0.29
	12.30	2.21	0.53	0.48	0.45	0.42	0.40	0.37	0.35
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 44: estático con excentricidad negativa en dirección "Y" para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
Techo	12.30	2.21	0.34	0.28	0.25	0.26	0.26	0.27	0.28	0.29
	12.30	2.21	0.28	0.23	0.21	0.21	0.21	0.22	0.23	0.24
Nivel 8	12.30	2.21	0.51	0.43	0.38	0.38	0.38	0.39	0.39	0.40
	12.30	2.21	0.42	0.35	0.31	0.31	0.31	0.31	0.32	0.32
Nivel 7	12.30	2.21	0.70	0.58	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
	12.30	2.21	0.57	0.47	0.43	0.42	0.42	0.42	0.42	0.43
Nivel 6	12.30	2.21	0.88	0.73	0.66	0.65	0.64	0.64	0.64	0.64
	12.30	2.21	0.71	0.59	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52	0.52
Nivel 5	12.30	2.21	1.03	0.85	0.77	0.76	0.76	0.75	0.75	0.75
	12.30	2.21	0.84	0.69	0.63	0.62	0.62	0.61	0.61	0.61
Nivel 4	12.30	2.21	1.16	0.96	0.87	0.86	0.85	0.85	0.84	0.84
	12.30	2.21	0.95	0.78	0.71	0.70	0.69	0.69	0.69	0.69
Nivel 3	12.30	2.21	1.27	1.05	0.95	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91
	12.30	2.21	1.03	0.85	0.77	0.76	0.76	0.75	0.75	0.75
Nivel 2	12.30	2.21	1.35	1.12	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96
	12.30	2.21	1.10	0.91	0.82	0.81	0.80	0.80	0.79	0.78
Nivel 1	12.30	2.21	1.41	1.17	1.06	1.04	1.02	1.00	0.99	0.97
	12.30	2.21	1.14	0.94	0.85	0.84	0.82	0.81	0.80	0.79
Sótano 1	12.30	2.21	1.39	1.15	1.04	1.02	0.99	0.97	0.94	0.92
	12.30	2.21	1.10	0.91	0.83	0.81	0.79	0.77	0.76	0.74
Sótano 2	12.30	2.21	1.18	0.98	0.90	0.87	0.83	0.80	0.77	0.74
	12.30	2.21	0.93	0.78	0.72	0.69	0.66	0.64	0.61	0.59
Sótano 3	12.30	2.21	0.57	0.48	0.45	0.42	0.40	0.38	0.35	0.34
	12.30	2.21	0.45	0.38	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.27
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 45: estático sin excentricidad en dirección “Y” para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.31	0.25	0.26	0.23	0.23	0.24	0.25
	12.30	2.21	0.31	0.25	0.26	0.23	0.23	0.24	0.25
Nivel 8	12.30	2.21	0.46	0.38	0.38	0.34	0.34	0.34	0.35
	12.30	2.21	0.46	0.38	0.38	0.34	0.34	0.35	0.35
Nivel 7	12.30	2.21	0.63	0.52	0.52	0.47	0.46	0.46	0.46
	12.30	2.21	0.63	0.53	0.52	0.47	0.47	0.46	0.46
Nivel 6	12.30	2.21	0.78	0.65	0.65	0.58	0.58	0.57	0.57
	12.30	2.21	0.79	0.66	0.65	0.59	0.58	0.58	0.58
Nivel 5	12.30	2.21	0.92	0.77	0.76	0.68	0.68	0.67	0.67
	12.30	2.21	0.93	0.77	0.76	0.69	0.68	0.68	0.68
Nivel 4	12.30	2.21	1.04	0.86	0.86	0.77	0.76	0.76	0.76
	12.30	2.21	1.04	0.87	0.86	0.78	0.77	0.76	0.76
Nivel 3	12.30	2.21	1.13	0.94	0.93	0.84	0.83	0.83	0.82
	12.30	2.21	1.14	0.95	0.94	0.85	0.84	0.83	0.83
Nivel 2	12.30	2.21	1.20	1.01	0.99	0.89	0.88	0.88	0.87
	12.30	2.21	1.21	1.01	1.00	0.90	0.89	0.88	0.87
Nivel 1	12.30	2.21	1.25	1.05	1.03	0.93	0.92	0.90	0.89
	12.30	2.21	1.25	1.05	1.03	0.93	0.91	0.90	0.89
Sótano 1	12.30	2.21	1.22	1.04	1.01	0.92	0.90	0.87	0.85
	12.30	2.21	1.20	1.02	0.99	0.90	0.88	0.86	0.84
Sótano 2	12.30	2.21	1.03	0.90	0.86	0.79	0.76	0.73	0.70
	12.30	2.21	1.00	0.88	0.84	0.77	0.74	0.71	0.68
Sótano 3	12.30	2.21	0.49	0.45	0.42	0.39	0.37	0.34	0.32
	12.30	2.21	0.48	0.44	0.41	0.38	0.36	0.34	0.32
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 46: dinámico sin excentricidad en dirección “X” para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.09	0.08	0.08	0.07	0.08	0.08	0.09
	12.30	2.21	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.09
Nivel 8	12.30	2.21	0.13	0.11	0.12	0.11	0.11	0.11	0.12
	12.30	2.21	0.13	0.12	0.12	0.11	0.11	0.12	0.12
Nivel 7	12.30	2.21	0.17	0.16	0.16	0.15	0.15	0.15	0.15
	12.30	2.21	0.18	0.16	0.16	0.15	0.15	0.15	0.16
Nivel 6	12.30	2.21	0.21	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19	0.19
	12.30	2.21	0.22	0.20	0.20	0.19	0.19	0.19	0.19
Nivel 5	12.30	2.21	0.25	0.23	0.23	0.22	0.22	0.22	0.22
	12.30	2.21	0.27	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23
Nivel 4	12.30	2.21	0.29	0.26	0.26	0.25	0.25	0.25	0.25
	12.30	2.21	0.31	0.28	0.28	0.26	0.26	0.26	0.26
Nivel 3	12.30	2.21	0.33	0.30	0.30	0.28	0.28	0.28	0.28
	12.30	2.21	0.35	0.31	0.31	0.29	0.29	0.29	0.29
Nivel 2	12.30	2.21	0.36	0.33	0.32	0.31	0.31	0.31	0.30
	12.30	2.21	0.39	0.35	0.35	0.33	0.33	0.33	0.32
Nivel 1	12.30	2.21	0.38	0.35	0.34	0.33	0.32	0.32	0.32
	12.30	2.21	0.41	0.37	0.37	0.35	0.35	0.34	0.34
Sótano 1	12.30	2.21	0.37	0.35	0.34	0.33	0.32	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.40	0.37	0.36	0.34	0.34	0.33	0.32
Sótano 2	12.30	2.21	0.32	0.31	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26
	12.30	2.21	0.34	0.32	0.31	0.30	0.29	0.28	0.27
Sótano 3	12.30	2.21	0.16	0.16	0.15	0.14	0.14	0.13	0.12
	12.30	2.21	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.12
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 47: dinámico sin excentricidad en dirección “Y” para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.09	0.08	0.08	0.07	0.08	0.08	0.08
	12.30	2.21	0.09	0.08	0.08	0.07	0.08	0.08	0.08
Nivel 8	12.30	2.21	0.13	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
	12.30	2.21	0.13	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
Nivel 7	12.30	2.21	0.17	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	12.30	2.21	0.17	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
Nivel 6	12.30	2.21	0.21	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.19
	12.30	2.21	0.21	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.19
Nivel 5	12.30	2.21	0.25	0.23	0.23	0.22	0.22	0.22	0.22
	12.30	2.21	0.25	0.23	0.23	0.22	0.22	0.22	0.22
Nivel 4	12.30	2.21	0.29	0.26	0.26	0.25	0.25	0.25	0.25
	12.30	2.21	0.29	0.26	0.26	0.25	0.25	0.25	0.25
Nivel 3	12.30	2.21	0.33	0.29	0.29	0.28	0.28	0.28	0.28
	12.30	2.21	0.32	0.29	0.29	0.28	0.28	0.28	0.28
Nivel 2	12.30	2.21	0.36	0.32	0.32	0.31	0.31	0.31	0.30
	12.30	2.21	0.36	0.32	0.32	0.31	0.30	0.30	0.30
Nivel 1	12.30	2.21	0.39	0.35	0.34	0.33	0.33	0.33	0.32
	12.30	2.21	0.38	0.35	0.35	0.33	0.32	0.32	0.32
Sótano 1	12.30	2.21	0.39	0.36	0.34	0.34	0.33	0.32	0.32
	12.30	2.21	0.38	0.35	0.34	0.33	0.32	0.32	0.31
Sótano 2	12.30	2.21	0.34	0.32	0.30	0.30	0.29	0.28	0.27
	12.30	2.21	0.33	0.31	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26
Sótano 3	12.30	2.21	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.13
	12.30	2.21	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.12
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 48: Verificación de irregularidades 1a. para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,468.72	1.30	-	4,660.50	1.30	-	-	-
N8	5,797.76	1.03	-	6,050.46	1.03	-	-	-
N7	5,955.47	0.99	-	6,217.41	0.99	-	-	-
N6	5,895.51	0.99	1.09	6,165.27	0.99	5,642.79	-	-
N5	5,830.35	0.99	0.99	6,102.38	0.99	6,144.38	-	-
N4	5,784.34	0.99	0.98	6,063.20	1.00	6,161.69	-	-
N3	5,755.29	1.00	0.99	6,048.17	1.00	6,110.28	-	-
N2	5,756.92	1.03	0.99	6,073.08	1.02	6,071.25	-	-
N1	5,955.76	1.10	1.03	6,210.85	1.06	6,061.48	-	-
S1	6,547.37	1.27	1.12	6,594.97	1.28	6,110.70	-	-
S2	8,292.55	2.19	1.36	8,412.37	2.32	6,292.96	-	-
S3	18,200.99		2.63	19,537.49		7,072.73	-	-

Cuadro 49: Verificación de irregularidades 1b. para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando extremo								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,468.72	1.30	-	4,660.50	1.30	-	-	-
N8	5,797.76	1.03	-	6,050.46	1.03	-	-	-
N7	5,955.47	0.99	-	6,217.41	0.99	-	-	-
N6	5,895.51	0.99	5,407.32	6,165.27	0.99	5,642.79	-	-
N5	5,830.35	0.99	5,882.91	6,102.38	0.99	6,144.38	-	-
N4	5,784.34	0.99	5,893.78	6,063.20	1.00	6,161.69	-	-
N3	5,755.29	1.00	5,836.73	6,048.17	1.00	6,110.28	-	-
N2	5,756.92	1.03	5,789.99	6,073.08	1.02	6,071.25	-	-
N1	5,955.76	1.10	5,765.52	6,210.85	1.06	6,061.48	-	-
S1	6,547.37	1.27	5,822.66	6,594.97	1.28	6,110.70	-	-
S2	8,292.55	2.19	6,086.68	8,412.37	2.32	6,292.96	-	-
S3	18,200.99		6,931.89	19,537.49		7,072.73	-	-

Cuadro 50: Verificación de la masa modal participante para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

<b>Caso</b>	<b>Modo</b>	<b>Período</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
Modal	1	1.1630	0.8195	0.0000
Modal	2	1.1610	0.8195	0.8225
Modal	3	1.0120	0.8198	0.8225
Modal	4	0.3730	0.8873	0.8470
Modal	5	0.3730	0.9121	0.9139
Modal	6	0.3260	0.9121	0.9140
Modal	7	0.2130	0.9459	0.9141
Modal	8	0.2120	0.9460	0.9463
Modal	9	0.1880	0.9460	0.9463
Modal	10	0.1470	0.9649	0.9463
Modal	11	0.1470	0.9649	0.9649
Modal	12	0.1310	0.9649	0.9649
Modal	13	0.1100	0.9759	0.9650
Modal	14	0.1100	0.9760	0.9764
Modal	15	0.0980	0.9760	0.9764
Modal	16	0.0870	0.9763	0.9821
Modal	17	0.0870	0.9839	0.9824
Modal	18	0.0860	0.9839	0.9841
Modal	19	0.0770	0.9839	0.9841
Modal	20	0.0710	0.9895	0.9841

Figura 15: Modo de vibración con más del 90% de la masa modal participante en el eje x para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi

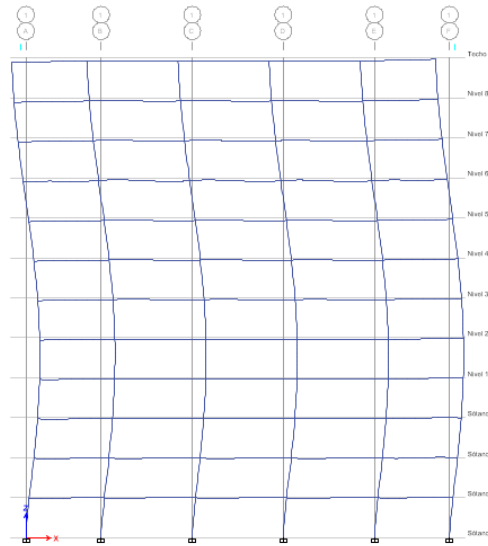
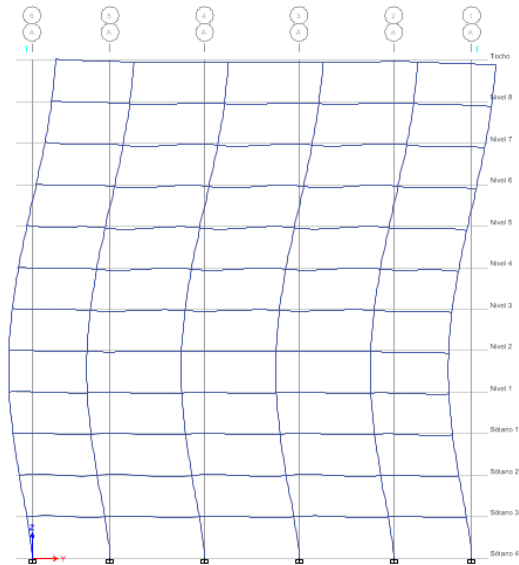


Figura 16: Modo de vibración con más del 90% de la masa modal participante en el eje y para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 4000psi



### 5.3. Resultados de diseño para elementos diseñados con concreto 5000psi

Cuadro 51: Elementos analizados con concreto 5000psi

Prueba	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
<b>Geometría de columna</b>							
(m)	1.05	1.05	1.1	1.15	1.15	1.2	1.25
<b>Geometría viga principal</b>							
b (m)	0.4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
h (m)	0.85	0.9	0.9	0.9	0.95	0.95	0.95
<b>Geometría viga secundaria</b>							
b (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
h (m)	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

Cuadro 52: estático con excentricidad positiva en dirección “X” para elementos diseñados con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.34	0.27	0.28	0.28	0.25	0.25	0.26
	12.30	2.21	0.28	0.22	0.23	0.23	0.20	0.21	0.21
Nivel 8	12.30	2.21	0.50	0.41	0.41	0.42	0.37	0.36	0.37
	12.30	2.21	0.41	0.34	0.34	0.34	0.30	0.30	0.30
Nivel 7	12.30	2.21	0.68	0.57	0.56	0.57	0.51	0.49	0.49
	12.30	2.21	0.56	0.46	0.46	0.46	0.41	0.40	0.40
Nivel 6	12.30	2.21	0.86	0.71	0.70	0.71	0.63	0.61	0.61
	12.30	2.21	0.70	0.58	0.57	0.58	0.52	0.50	0.50
Nivel 5	12.30	2.21	1.01	0.84	0.83	0.83	0.74	0.71	0.71
	12.30	2.21	0.83	0.68	0.68	0.68	0.61	0.59	0.59
Nivel 4	12.30	2.21	1.14	0.94	0.93	0.94	0.84	0.80	0.80
	12.30	2.21	0.93	0.77	0.76	0.77	0.69	0.66	0.66
Nivel 3	12.30	2.21	1.24	1.03	1.01	1.02	0.91	0.88	0.87
	12.30	2.21	1.02	0.85	0.84	0.84	0.75	0.73	0.72
Nivel 2	12.30	2.21	1.32	1.09	1.08	1.08	0.97	0.93	0.92
	12.30	2.21	1.11	0.92	0.91	0.91	0.82	0.78	0.77
Nivel 1	12.30	2.21	1.34	1.12	1.10	1.10	0.99	0.94	0.93
	12.30	2.21	1.13	0.95	0.93	0.93	0.84	0.80	0.78
Sótano 1	12.30	2.21	1.28	1.08	1.06	1.06	0.95	0.89	0.87
	12.30	2.21	1.07	0.90	0.88	0.88	0.79	0.75	0.73
Sótano 2	12.30	2.21	1.08	0.93	0.89	0.89	0.81	0.74	0.72
	12.30	2.21	0.89	0.77	0.74	0.73	0.67	0.62	0.60
Sótano 3	12.30	2.21	0.52	0.47	0.44	0.43	0.40	0.35	0.33
	12.30	2.21	0.43	0.38	0.36	0.35	0.33	0.29	0.28
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 53: estático con excentricidad negativa en dirección “X” para elementos diseñados con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.28	0.22	0.23	0.23	0.20	0.21	0.21
	12.30	2.21	0.34	0.27	0.28	0.28	0.25	0.25	0.26
Nivel 8	12.30	2.21	0.41	0.34	0.34	0.34	0.30	0.30	0.30
	12.30	2.21	0.50	0.41	0.41	0.42	0.37	0.36	0.37
Nivel 7	12.30	2.21	0.56	0.46	0.46	0.46	0.41	0.40	0.40
	12.30	2.21	0.69	0.57	0.56	0.57	0.51	0.49	0.49
Nivel 6	12.30	2.21	0.70	0.58	0.57	0.58	0.52	0.50	0.50
	12.30	2.21	0.86	0.71	0.70	0.71	0.63	0.61	0.61
Nivel 5	12.30	2.21	0.82	0.68	0.67	0.68	0.61	0.58	0.58
	12.30	2.21	1.01	0.84	0.83	0.84	0.75	0.72	0.71
Nivel 4	12.30	2.21	0.92	0.76	0.76	0.76	0.68	0.66	0.65
	12.30	2.21	1.14	0.95	0.94	0.94	0.84	0.81	0.81
Nivel 3	12.30	2.21	1.01	0.83	0.83	0.83	0.74	0.72	0.71
	12.30	2.21	1.26	1.04	1.03	1.03	0.92	0.89	0.88
Nivel 2	12.30	2.21	1.07	0.89	0.88	0.88	0.79	0.76	0.75
	12.30	2.21	1.35	1.13	1.11	1.11	1.00	0.95	0.94
Nivel 1	12.30	2.21	1.09	0.91	0.90	0.90	0.81	0.77	0.76
	12.30	2.21	1.39	1.16	1.14	1.14	1.03	0.97	0.96
Sótano 1	12.30	2.21	1.04	0.88	0.86	0.86	0.78	0.73	0.71
	12.30	2.21	1.32	1.11	1.08	1.08	0.98	0.92	0.89
Sótano 2	12.30	2.21	0.87	0.76	0.72	0.72	0.66	0.61	0.58
	12.30	2.21	1.10	0.95	0.91	0.90	0.83	0.76	0.73
Sótano 3	12.30	2.21	0.42	0.38	0.35	0.35	0.33	0.29	0.27
	12.30	2.21	0.53	0.47	0.44	0.44	0.41	0.36	0.34
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 54: estático sin excentricidad en dirección “X” para elementos diseñados con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.31	0.25	0.25	0.26	0.23	0.23	0.24
	12.30	2.21	0.31	0.25	0.25	0.26	0.23	0.23	0.24
Nivel 8	12.30	2.21	0.46	0.38	0.37	0.38	0.34	0.33	0.33
	12.30	2.21	0.46	0.38	0.38	0.38	0.34	0.33	0.33
Nivel 7	12.30	2.21	0.62	0.51	0.51	0.51	0.46	0.44	0.44
	12.30	2.21	0.62	0.52	0.51	0.52	0.46	0.44	0.45
Nivel 6	12.30	2.21	0.78	0.64	0.64	0.64	0.57	0.55	0.55
	12.30	2.21	0.78	0.65	0.64	0.64	0.58	0.55	0.55
Nivel 5	12.30	2.21	0.91	0.76	0.75	0.75	0.67	0.65	0.65
	12.30	2.21	0.92	0.76	0.75	0.76	0.68	0.65	0.65
Nivel 4	12.30	2.21	1.03	0.85	0.84	0.85	0.76	0.73	0.73
	12.30	2.21	1.04	0.86	0.85	0.86	0.76	0.74	0.73
Nivel 3	12.30	2.21	1.12	0.93	0.92	0.93	0.83	0.80	0.79
	12.30	2.21	1.14	0.94	0.93	0.94	0.84	0.81	0.80
Nivel 2	12.30	2.21	1.19	0.99	0.98	0.98	0.88	0.84	0.84
	12.30	2.21	1.23	1.02	1.01	1.01	0.91	0.87	0.86
Nivel 1	12.30	2.21	1.22	1.02	1.00	1.00	0.90	0.86	0.84
	12.30	2.21	1.26	1.05	1.03	1.04	0.93	0.88	0.87
Sótano 1	12.30	2.21	1.16	0.98	0.96	0.96	0.87	0.81	0.79
	12.30	2.21	1.19	1.01	0.98	0.98	0.88	0.83	0.81
Sótano 2	12.30	2.21	0.97	0.84	0.81	0.80	0.74	0.68	0.65
	12.30	2.21	1.00	0.86	0.82	0.82	0.75	0.69	0.66
Sótano 3	12.30	2.21	0.47	0.42	0.39	0.39	0.36	0.32	0.30
	12.30	2.21	0.48	0.43	0.40	0.39	0.37	0.33	0.31
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 55: estático con excentricidad positiva en dirección “Y” para elementos diseñados con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.27	0.22	0.22	0.23	0.20	0.19	0.20
	12.30	2.21	0.33	0.27	0.27	0.28	0.24	0.24	0.24
Nivel 8	12.30	2.21	0.40	0.33	0.33	0.33	0.29	0.28	0.28
	12.30	2.21	0.49	0.40	0.40	0.41	0.36	0.35	0.35
Nivel 7	12.30	2.21	0.54	0.45	0.44	0.45	0.40	0.38	0.38
	12.30	2.21	0.67	0.56	0.55	0.56	0.50	0.47	0.47
Nivel 6	12.30	2.21	0.68	0.56	0.56	0.56	0.50	0.47	0.47
	12.30	2.21	0.84	0.70	0.69	0.69	0.62	0.58	0.58
Nivel 5	12.30	2.21	0.80	0.66	0.65	0.66	0.59	0.55	0.55
	12.30	2.21	0.99	0.82	0.81	0.82	0.73	0.69	0.68
Nivel 4	12.30	2.21	0.90	0.74	0.73	0.74	0.66	0.62	0.62
	12.30	2.21	1.12	0.92	0.91	0.92	0.82	0.77	0.77
Nivel 3	12.30	2.21	0.98	0.81	0.80	0.81	0.72	0.68	0.67
	12.30	2.21	1.22	1.01	1.00	1.00	0.90	0.84	0.84
Nivel 2	12.30	2.21	1.04	0.86	0.85	0.86	0.77	0.72	0.71
	12.30	2.21	1.30	1.07	1.06	1.06	0.95	0.89	0.88
Nivel 1	12.30	2.21	1.08	0.90	0.89	0.89	0.80	0.74	0.73
	12.30	2.21	1.33	1.11	1.09	1.09	0.98	0.91	0.90
Sótano 1	12.30	2.21	1.06	0.89	0.87	0.87	0.79	0.72	0.71
	12.30	2.21	1.28	1.08	1.05	1.05	0.95	0.88	0.85
Sótano 2	12.30	2.21	0.89	0.77	0.74	0.73	0.67	0.61	0.58
	12.30	2.21	1.08	0.93	0.89	0.89	0.81	0.73	0.71
Sótano 3	12.30	2.21	0.43	0.39	0.36	0.36	0.33	0.29	0.27
	12.30	2.21	0.52	0.47	0.44	0.43	0.40	0.35	0.33
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 56: estático con excentricidad negativa en dirección "Y" para elementos con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.33	0.26	0.27	0.28	0.24	0.24	0.24
	12.30	2.21	0.27	0.22	0.22	0.23	0.20	0.19	0.20
Nivel 8	12.30	2.21	0.49	0.40	0.40	0.41	0.36	0.34	0.35
	12.30	2.21	0.40	0.33	0.33	0.33	0.30	0.28	0.28
Nivel 7	12.30	2.21	0.67	0.55	0.55	0.55	0.49	0.47	0.46
	12.30	2.21	0.55	0.45	0.45	0.45	0.40	0.38	0.38
Nivel 6	12.30	2.21	0.84	0.69	0.69	0.69	0.62	0.58	0.58
	12.30	2.21	0.68	0.57	0.56	0.56	0.51	0.47	0.47
Nivel 5	12.30	2.21	0.98	0.82	0.81	0.81	0.73	0.68	0.68
	12.30	2.21	0.80	0.66	0.66	0.66	0.59	0.56	0.55
Nivel 4	12.30	2.21	1.11	0.92	0.91	0.91	0.82	0.77	0.76
	12.30	2.21	0.90	0.75	0.74	0.75	0.67	0.63	0.62
Nivel 3	12.30	2.21	1.21	1.00	0.99	1.00	0.89	0.84	0.83
	12.30	2.21	0.99	0.82	0.81	0.81	0.73	0.68	0.68
Nivel 2	12.30	2.21	1.29	1.07	1.05	1.06	0.95	0.89	0.88
	12.30	2.21	1.05	0.87	0.86	0.86	0.77	0.72	0.72
Nivel 1	12.30	2.21	1.34	1.11	1.09	1.10	0.99	0.92	0.90
	12.30	2.21	1.08	0.90	0.88	0.89	0.80	0.74	0.73
Sótano 1	12.30	2.21	1.30	1.10	1.07	1.07	0.97	0.89	0.87
	12.30	2.21	1.04	0.88	0.85	0.85	0.77	0.71	0.70
Sótano 2	12.30	2.21	1.10	0.95	0.91	0.90	0.83	0.75	0.72
	12.30	2.21	0.88	0.76	0.73	0.72	0.66	0.60	0.57
Sótano 3	12.30	2.21	0.53	0.48	0.44	0.44	0.41	0.36	0.34
	12.30	2.21	0.42	0.38	0.36	0.35	0.33	0.29	0.27
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 57: Análisis estático sin excentricidad en dirección “Y” para elementos con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.30	0.24	0.24	0.25	0.22	0.21	0.22
	12.30	2.21	0.30	0.24	0.25	0.25	0.22	0.22	0.22
Nivel 8	12.30	2.21	0.45	0.37	0.36	0.37	0.33	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.45	0.37	0.37	0.37	0.33	0.31	0.32
Nivel 7	12.30	2.21	0.61	0.50	0.50	0.50	0.45	0.42	0.42
	12.30	2.21	0.61	0.50	0.50	0.50	0.45	0.42	0.42
Nivel 6	12.30	2.21	0.76	0.63	0.62	0.63	0.56	0.53	0.52
	12.30	2.21	0.76	0.63	0.62	0.63	0.56	0.53	0.53
Nivel 5	12.30	2.21	0.89	0.74	0.73	0.73	0.66	0.62	0.61
	12.30	2.21	0.90	0.74	0.73	0.74	0.66	0.62	0.62
Nivel 4	12.30	2.21	1.00	0.83	0.82	0.83	0.74	0.69	0.69
	12.30	2.21	1.01	0.84	0.83	0.83	0.75	0.70	0.70
Nivel 3	12.30	2.21	1.09	0.90	0.89	0.90	0.81	0.76	0.75
	12.30	2.21	1.10	0.91	0.90	0.91	0.81	0.76	0.76
Nivel 2	12.30	2.21	1.16	0.96	0.95	0.96	0.86	0.80	0.80
	12.30	2.21	1.17	0.97	0.96	0.96	0.86	0.81	0.80
Nivel 1	12.30	2.21	1.21	1.01	0.99	0.99	0.89	0.83	0.82
	12.30	2.21	1.20	1.00	0.99	0.99	0.89	0.83	0.82
Sótano 1	12.30	2.21	1.18	1.00	0.97	0.97	0.88	0.81	0.79
	12.30	2.21	1.16	0.98	0.95	0.95	0.86	0.79	0.78
Sótano 2	12.30	2.21	1.00	0.86	0.82	0.82	0.75	0.68	0.65
	12.30	2.21	0.98	0.85	0.81	0.80	0.74	0.66	0.64
Sótano 3	12.30	2.21	0.48	0.43	0.40	0.40	0.37	0.32	0.31
	12.30	2.21	0.47	0.43	0.40	0.39	0.37	0.32	0.30
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 58: Análisis dinámico sin excentricidad en dirección “X” para elementos con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.09	0.07	0.08	0.08	0.07	0.08	0.08
	12.30	2.21	0.09	0.08	0.08	0.08	0.07	0.08	0.08
Nivel 8	12.30	2.21	0.12	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
	12.30	2.21	0.13	0.11	0.11	0.12	0.11	0.11	0.11
Nivel 7	12.30	2.21	0.17	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14
	12.30	2.21	0.17	0.15	0.16	0.16	0.15	0.15	0.15
Nivel 6	12.30	2.21	0.21	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18
	12.30	2.21	0.22	0.19	0.20	0.20	0.18	0.18	0.18
Nivel 5	12.30	2.21	0.25	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21	0.21
	12.30	2.21	0.26	0.23	0.23	0.23	0.22	0.22	0.22
Nivel 4	12.30	2.21	0.28	0.26	0.26	0.26	0.24	0.24	0.24
	12.30	2.21	0.30	0.27	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25
Nivel 3	12.30	2.21	0.32	0.29	0.29	0.29	0.27	0.27	0.27
	12.30	2.21	0.34	0.30	0.30	0.30	0.29	0.28	0.28
Nivel 2	12.30	2.21	0.35	0.32	0.31	0.32	0.30	0.29	0.29
	12.30	2.21	0.37	0.34	0.34	0.34	0.32	0.31	0.31
Nivel 1	12.30	2.21	0.37	0.34	0.33	0.33	0.32	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.39	0.36	0.36	0.36	0.34	0.33	0.33
Sótano 1	12.30	2.21	0.36	0.34	0.33	0.33	0.32	0.30	0.30
	12.30	2.21	0.38	0.35	0.35	0.35	0.33	0.32	0.31
Sótano 2	12.30	2.21	0.32	0.30	0.29	0.29	0.28	0.26	0.25
	12.30	2.21	0.33	0.31	0.30	0.30	0.29	0.27	0.26
Sótano 3	12.30	2.21	0.16	0.15	0.14	0.14	0.14	0.13	0.12
	12.30	2.21	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.12
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 59: Análisis dinámico sin excentricidad en dirección “Y” para elementos con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.09	0.07	0.08	0.08	0.07	0.07	0.08
	12.30	2.21	0.08	0.07	0.08	0.08	0.07	0.07	0.08
Nivel 8	12.30	2.21	0.12	0.11	0.11	0.11	0.11	0.10	0.11
	12.30	2.21	0.12	0.11	0.11	0.11	0.11	0.10	0.11
Nivel 7	12.30	2.21	0.17	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14
	12.30	2.21	0.17	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14
Nivel 6	12.30	2.21	0.21	0.19	0.19	0.19	0.18	0.17	0.18
	12.30	2.21	0.21	0.19	0.19	0.19	0.18	0.17	0.18
Nivel 5	12.30	2.21	0.25	0.22	0.22	0.23	0.21	0.21	0.21
	12.30	2.21	0.25	0.22	0.22	0.23	0.21	0.21	0.21
Nivel 4	12.30	2.21	0.28	0.26	0.26	0.26	0.24	0.24	0.24
	12.30	2.21	0.29	0.26	0.26	0.26	0.24	0.24	0.24
Nivel 3	12.30	2.21	0.32	0.29	0.29	0.29	0.27	0.27	0.27
	12.30	2.21	0.32	0.29	0.29	0.29	0.27	0.27	0.27
Nivel 2	12.30	2.21	0.35	0.32	0.32	0.32	0.30	0.29	0.29
	12.30	2.21	0.35	0.32	0.32	0.32	0.30	0.29	0.29
Nivel 1	12.30	2.21	0.38	0.34	0.34	0.34	0.32	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.37	0.34	0.34	0.34	0.32	0.31	0.31
Sótano 1	12.30	2.21	0.38	0.35	0.35	0.34	0.33	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.37	0.34	0.34	0.34	0.32	0.31	0.30
Sótano 2	12.30	2.21	0.33	0.31	0.30	0.30	0.29	0.27	0.26
	12.30	2.21	0.32	0.31	0.30	0.29	0.28	0.26	0.25
Sótano 3	12.30	2.21	0.16	0.16	0.15	0.15	0.15	0.13	0.12
	12.30	2.21	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.13	0.12
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 60: Verificación de irregularidades 1a. para elementos con concreto 5000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,800.35	1.23	-	4,893.89	1.23	-	-	-
N8	5,915.81	1.01	-	6,035.04	1.01	-	-	-
N7	5,982.39	0.99	-	6,108.48	0.99	-	-	-
N6	5,915.60	0.99	1.06	6,048.06	0.99	5,679.14	-	-
N5	5,865.05	0.99	0.99	6,002.33	1.00	6,063.86	-	-
N4	5,832.48	0.99	0.99	5,978.70	1.00	6,052.95	-	-
N3	5,796.69	0.99	0.99	5,965.26	1.00	6,009.70	-	-
N2	5,739.59	1.02	0.98	5,954.44	1.01	5,982.10	-	-
N1	5,841.38	1.07	1.01	6,000.32	1.02	5,966.13	-	-
S1	6,252.33	1.21	1.08	6,105.60	1.23	5,973.34	-	-
S2	7,534.43	2.05	1.27	7,504.85	2.22	6,020.12	-	-
S3	15,415.72		2.36	16,632.02		6,536.92	-	-

Cuadro 61: Verificación de irregularidades 1b. para elementos con concreto 5000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando extremo								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,800.35	1.23	-	4,893.89	1.23	-	-	-
N8	5,915.81	1.01	-	6,035.04	1.01	-	-	-
N7	5,982.39	0.99	-	6,108.48	0.99	-	-	-
N6	5,915.60	0.99	5,566.18	6,048.06	0.99	5,679.14	-	-
N5	5,865.05	0.99	5,937.93	6,002.33	1.00	6,063.86	-	-
N4	5,832.48	0.99	5,921.01	5,978.70	1.00	6,052.95	-	-
N3	5,796.69	0.99	5,871.04	5,965.26	1.00	6,009.70	-	-
N2	5,739.59	1.02	5,831.41	5,954.44	1.01	5,982.10	-	-
N1	5,841.38	1.07	5,789.59	6,000.32	1.02	5,966.13	-	-
S1	6,252.33	1.21	5,792.55	6,105.60	1.23	5,973.34	-	-
S2	7,534.43	2.05	5,944.43	7,504.85	2.22	6,020.12	-	-
S3	15,415.72		6,542.71	16,632.02		6,536.92	-	-

Cuadro 62: Verificación de la masa modal participante para elementos con concreto 5000psi

<b>Caso</b>	<b>Modo</b>	<b>Período</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
Modal	1	2.0440	0.8088	0.0000
Modal	2	2.0250	0.8088	0.8121
Modal	3	1.7740	0.8098	0.8121
Modal	4	0.6330	0.8976	0.8121
Modal	5	0.6290	0.8976	0.8993
Modal	6	0.5510	0.8976	0.8993
Modal	7	0.3430	0.9329	0.8994
Modal	8	0.3400	0.9329	0.9335
Modal	9	0.3000	0.9330	0.9336
Modal	10	0.2220	0.9546	0.9336
Modal	11	0.2200	0.9546	0.9548
Modal	12	0.1940	0.9547	0.9549
Modal	13	0.1550	0.9686	0.9550
Modal	14	0.1550	0.9687	0.9689
Modal	15	0.1370	0.9687	0.9689
Modal	16	0.1200	0.9687	0.9695
Modal	17	0.1140	0.9783	0.9695
Modal	18	0.1130	0.9783	0.9784
Modal	19	0.1010	0.9783	0.9784
Modal	20	0.0880	0.9852	0.9785

Figura 17: Modo de vibración con más del 90% de la masa modal participante en el eje x para elementos con concreto 5000psi

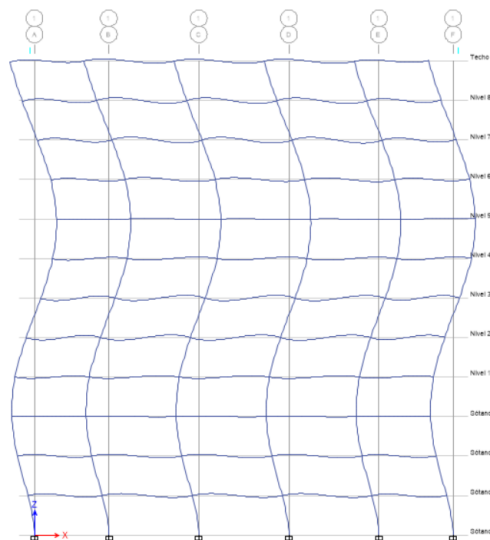
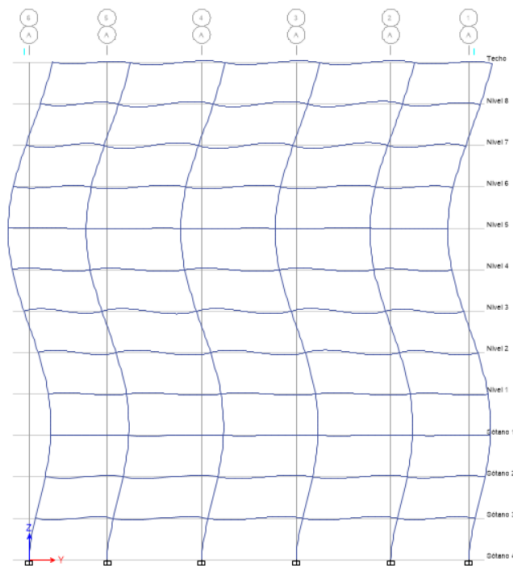


Figura 18: Modo de vibración con más del 90% de la masa modal participante en el eje y para elementos con concreto 5000psi



## 5.4. Resultados de diseño para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Cuadro 63: Columnas analizadas con concreto 6000psi y vigas 5000psi

Prueba	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
<b>Geometría de columna</b>							
(m)	1.05	1.10	1.15	1.00	1.05	1.10	1.15
<b>Geometría viga principal</b>							
<b>b (m)</b>	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
<b>h (m)</b>	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95	0.95
<b>Geometría viga secundaria</b>							
<b>b (m)</b>	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
<b>h (m)</b>	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

Cuadro 64: Análisis estático con excentricidad positiva en dirección “X” para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.27	0.28	0.29	0.24	0.24	0.24	0.25
	12.30	2.21	0.22	0.23	0.24	0.19	0.20	0.20	0.21
Nivel 8	12.30	2.21	0.41	0.41	0.41	0.37	0.36	0.36	0.36
	12.30	2.21	0.33	0.34	0.34	0.30	0.30	0.30	0.30
Nivel 7	12.30	2.21	0.56	0.56	0.55	0.51	0.50	0.50	0.49
	12.30	2.21	0.46	0.45	0.45	0.42	0.41	0.41	0.40
Nivel 6	12.30	2.21	0.70	0.69	0.69	0.64	0.63	0.62	0.61
	12.30	2.21	0.57	0.57	0.57	0.52	0.51	0.51	0.50
Nivel 5	12.30	2.21	0.82	0.82	0.81	0.75	0.74	0.73	0.72
	12.30	2.21	0.67	0.67	0.66	0.61	0.60	0.60	0.59
Nivel 4	12.30	2.21	0.93	0.92	0.91	0.84	0.83	0.82	0.81
	12.30	2.21	0.76	0.75	0.75	0.69	0.68	0.67	0.67
Nivel 3	12.30	2.21	1.01	1.00	0.99	0.92	0.91	0.89	0.89
	12.30	2.21	0.84	0.83	0.82	0.76	0.75	0.74	0.73
Nivel 2	12.30	2.21	1.08	1.06	1.05	0.98	0.97	0.95	0.94
	12.30	2.21	0.91	0.89	0.88	0.83	0.81	0.80	0.79
Nivel 1	12.30	2.21	1.10	1.08	1.06	1.01	0.99	0.97	0.96
	12.30	2.21	0.93	0.91	0.90	0.86	0.84	0.82	0.81
Sótano 1	12.30	2.21	1.06	1.03	1.01	0.99	0.96	0.93	0.91
	12.30	2.21	0.88	0.86	0.84	0.82	0.80	0.78	0.76
Sótano 2	12.30	2.21	0.91	0.87	0.83	0.87	0.83	0.79	0.76
	12.30	2.21	0.75	0.72	0.69	0.72	0.68	0.66	0.63
Sótano 3	12.30	2.21	0.45	0.42	0.39	0.45	0.42	0.39	0.37
	12.30	2.21	0.37	0.34	0.32	0.37	0.34	0.32	0.30
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 65: Análisis estático con excentricidad negativa en dirección “X” para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.22	0.23	0.24	0.19	0.20	0.20	0.20
	12.30	2.21	0.27	0.28	0.29	0.24	0.24	0.24	0.25
Nivel 8	12.30	2.21	0.33	0.33	0.34	0.30	0.30	0.30	0.30
	12.30	2.21	0.41	0.41	0.41	0.37	0.37	0.36	0.36
Nivel 7	12.30	2.21	0.46	0.45	0.45	0.41	0.41	0.40	0.40
	12.30	2.21	0.56	0.56	0.56	0.51	0.50	0.50	0.49
Nivel 6	12.30	2.21	0.57	0.57	0.56	0.52	0.51	0.50	0.50
	12.30	2.21	0.70	0.70	0.69	0.64	0.63	0.62	0.62
Nivel 5	12.30	2.21	0.67	0.66	0.66	0.61	0.60	0.59	0.59
	12.30	2.21	0.83	0.82	0.81	0.75	0.74	0.73	0.73
Nivel 4	12.30	2.21	0.75	0.75	0.74	0.69	0.68	0.67	0.66
	12.30	2.21	0.93	0.93	0.92	0.85	0.84	0.83	0.82
Nivel 3	12.30	2.21	0.82	0.82	0.81	0.75	0.74	0.73	0.72
	12.30	2.21	1.03	1.01	1.01	0.93	0.92	0.91	0.90
Nivel 2	12.30	2.21	0.88	0.87	0.86	0.80	0.79	0.78	0.77
	12.30	2.21	1.11	1.09	1.08	1.01	0.99	0.98	0.97
Nivel 1	12.30	2.21	0.90	0.88	0.87	0.82	0.81	0.79	0.78
	12.30	2.21	1.14	1.12	1.10	1.05	1.03	1.01	0.99
Sótano 1	12.30	2.21	0.86	0.84	0.82	0.80	0.78	0.76	0.74
	12.30	2.21	1.09	1.06	1.03	1.01	0.98	0.96	0.93
Sótano 2	12.30	2.21	0.73	0.70	0.68	0.70	0.67	0.64	0.62
	12.30	2.21	0.92	0.88	0.85	0.88	0.84	0.81	0.77
Sótano 3	12.30	2.21	0.36	0.34	0.32	0.37	0.34	0.32	0.30
	12.30	2.21	0.45	0.42	0.40	0.46	0.42	0.40	0.37
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 66: Análisis estático sin excentricidad en dirección “X” para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.25	0.25	0.26	0.21	0.22	0.22	0.23
	12.30	2.21	0.25	0.25	0.26	0.21	0.22	0.22	0.23
Nivel 8	12.30	2.21	0.37	0.37	0.37	0.33	0.33	0.33	0.33
	12.30	2.21	0.37	0.37	0.38	0.34	0.33	0.33	0.33
Nivel 7	12.30	2.21	0.51	0.50	0.50	0.46	0.45	0.45	0.45
	12.30	2.21	0.51	0.51	0.50	0.46	0.46	0.45	0.45
Nivel 6	12.30	2.21	0.64	0.63	0.63	0.58	0.57	0.56	0.56
	12.30	2.21	0.64	0.63	0.63	0.58	0.57	0.56	0.56
Nivel 5	12.30	2.21	0.75	0.74	0.73	0.68	0.67	0.66	0.66
	12.30	2.21	0.75	0.74	0.74	0.68	0.67	0.66	0.66
Nivel 4	12.30	2.21	0.84	0.83	0.83	0.76	0.75	0.74	0.74
	12.30	2.21	0.85	0.84	0.83	0.77	0.76	0.75	0.74
Nivel 3	12.30	2.21	0.92	0.91	0.90	0.83	0.82	0.81	0.80
	12.30	2.21	0.93	0.92	0.91	0.85	0.83	0.82	0.82
Nivel 2	12.30	2.21	0.98	0.96	0.95	0.89	0.88	0.86	0.85
	12.30	2.21	1.01	0.99	0.98	0.92	0.90	0.89	0.88
Nivel 1	12.30	2.21	1.00	0.98	0.97	0.92	0.90	0.88	0.87
	12.30	2.21	1.04	1.02	1.00	0.95	0.93	0.91	0.90
Sótano 1	12.30	2.21	0.96	0.94	0.91	0.90	0.87	0.85	0.83
	12.30	2.21	0.99	0.96	0.93	0.92	0.89	0.87	0.84
Sótano 2	12.30	2.21	0.82	0.79	0.75	0.79	0.75	0.72	0.69
	12.30	2.21	0.84	0.80	0.77	0.80	0.76	0.73	0.70
Sótano 3	12.30	2.21	0.41	0.38	0.35	0.41	0.38	0.35	0.33
	12.30	2.21	0.41	0.38	0.36	0.41	0.38	0.36	0.34
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 67: Análisis estático con excentricidad positiva en dirección “Y” para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.22	0.22	0.23	0.19	0.19	0.19	0.20
	12.30	2.21	0.26	0.27	0.28	0.23	0.23	0.24	0.24
Nivel 8	12.30	2.21	0.32	0.32	0.33	0.29	0.29	0.29	0.29
	12.30	2.21	0.40	0.40	0.40	0.36	0.36	0.36	0.36
Nivel 7	12.30	2.21	0.44	0.44	0.44	0.40	0.40	0.39	0.39
	12.30	2.21	0.55	0.54	0.54	0.50	0.49	0.49	0.48
Nivel 6	12.30	2.21	0.55	0.55	0.55	0.51	0.50	0.49	0.49
	12.30	2.21	0.69	0.68	0.68	0.63	0.62	0.61	0.60
Nivel 5	12.30	2.21	0.65	0.64	0.64	0.59	0.58	0.58	0.57
	12.30	2.21	0.81	0.80	0.79	0.74	0.73	0.72	0.71
Nivel 4	12.30	2.21	0.73	0.73	0.72	0.67	0.66	0.65	0.64
	12.30	2.21	0.91	0.90	0.89	0.83	0.82	0.81	0.80
Nivel 3	12.30	2.21	0.80	0.79	0.78	0.73	0.72	0.71	0.70
	12.30	2.21	0.99	0.98	0.97	0.91	0.89	0.88	0.87
Nivel 2	12.30	2.21	0.85	0.84	0.83	0.77	0.76	0.75	0.74
	12.30	2.21	1.06	1.04	1.03	0.97	0.95	0.93	0.92
Nivel 1	12.30	2.21	0.89	0.87	0.86	0.82	0.80	0.78	0.77
	12.30	2.21	1.09	1.07	1.05	1.00	0.98	0.96	0.95
Sótano 1	12.30	2.21	0.87	0.85	0.83	0.82	0.79	0.77	0.75
	12.30	2.21	1.06	1.03	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91
Sótano 2	12.30	2.21	0.75	0.72	0.69	0.72	0.69	0.66	0.63
	12.30	2.21	0.91	0.87	0.83	0.87	0.83	0.80	0.76
Sótano 3	12.30	2.21	0.37	0.35	0.32	0.38	0.35	0.32	0.30
	12.30	2.21	0.45	0.42	0.39	0.46	0.42	0.39	0.37
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 68: Análisis estático con excentricidad negativa en dirección "Y" para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.26	0.27	0.28	0.23	0.23	0.24	0.24
	12.30	2.21	0.22	0.22	0.23	0.19	0.19	0.19	0.20
Nivel 8	12.30	2.21	0.40	0.40	0.40	0.36	0.36	0.35	0.36
	12.30	2.21	0.33	0.33	0.33	0.29	0.29	0.29	0.29
Nivel 7	12.30	2.21	0.55	0.54	0.54	0.50	0.49	0.48	0.48
	12.30	2.21	0.45	0.44	0.44	0.41	0.40	0.40	0.39
Nivel 6	12.30	2.21	0.68	0.68	0.67	0.62	0.61	0.61	0.60
	12.30	2.21	0.56	0.55	0.55	0.51	0.50	0.49	0.49
Nivel 5	12.30	2.21	0.80	0.80	0.79	0.73	0.72	0.71	0.71
	12.30	2.21	0.66	0.65	0.65	0.60	0.59	0.58	0.58
Nivel 4	12.30	2.21	0.91	0.90	0.89	0.83	0.81	0.80	0.79
	12.30	2.21	0.74	0.73	0.73	0.67	0.66	0.65	0.65
Nivel 3	12.30	2.21	0.99	0.98	0.97	0.90	0.89	0.87	0.87
	12.30	2.21	0.81	0.80	0.79	0.73	0.72	0.71	0.71
Nivel 2	12.30	2.21	1.05	1.04	1.03	0.96	0.94	0.93	0.92
	12.30	2.21	0.86	0.85	0.84	0.78	0.77	0.76	0.75
Nivel 1	12.30	2.21	1.10	1.07	1.05	1.01	0.99	0.97	0.95
	12.30	2.21	0.88	0.87	0.85	0.81	0.80	0.78	0.77
Sótano 1	12.30	2.21	1.08	1.05	1.02	1.01	0.98	0.95	0.92
	12.30	2.21	0.86	0.84	0.82	0.80	0.78	0.76	0.74
Sótano 2	12.30	2.21	0.92	0.88	0.84	0.89	0.85	0.81	0.78
	12.30	2.21	0.74	0.70	0.68	0.71	0.68	0.65	0.62
Sótano 3	12.30	2.21	0.46	0.43	0.40	0.46	0.43	0.40	0.37
	12.30	2.21	0.37	0.34	0.32	0.37	0.34	0.32	0.30
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 69: Análisis estático sin excentricidad en dirección “Y” para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.24	0.25	0.25	0.21	0.21	0.21	0.22
	12.30	2.21	0.24	0.25	0.25	0.21	0.21	0.22	0.22
Nivel 8	12.30	2.21	0.36	0.36	0.36	0.33	0.32	0.32	0.32
	12.30	2.21	0.36	0.36	0.37	0.33	0.32	0.32	0.32
Nivel 7	12.30	2.21	0.49	0.49	0.49	0.45	0.44	0.44	0.44
	12.30	2.21	0.50	0.49	0.49	0.45	0.45	0.44	0.44
Nivel 6	12.30	2.21	0.62	0.61	0.61	0.57	0.56	0.55	0.54
	12.30	2.21	0.62	0.62	0.61	0.57	0.56	0.55	0.55
Nivel 5	12.30	2.21	0.73	0.72	0.72	0.66	0.65	0.64	0.64
	12.30	2.21	0.73	0.72	0.72	0.67	0.66	0.65	0.64
Nivel 4	12.30	2.21	0.82	0.81	0.80	0.75	0.73	0.73	0.72
	12.30	2.21	0.82	0.82	0.81	0.75	0.74	0.73	0.72
Nivel 3	12.30	2.21	0.89	0.88	0.88	0.81	0.80	0.79	0.78
	12.30	2.21	0.90	0.89	0.88	0.82	0.81	0.80	0.79
Nivel 2	12.30	2.21	0.95	0.94	0.93	0.87	0.85	0.84	0.83
	12.30	2.21	0.96	0.94	0.93	0.87	0.86	0.85	0.84
Nivel 1	12.30	2.21	0.99	0.97	0.96	0.91	0.89	0.87	0.86
	12.30	2.21	0.99	0.97	0.95	0.91	0.89	0.87	0.86
Sótano 1	12.30	2.21	0.98	0.95	0.92	0.91	0.88	0.86	0.84
	12.30	2.21	0.96	0.93	0.91	0.90	0.87	0.85	0.82
Sótano 2	12.30	2.21	0.84	0.80	0.77	0.81	0.77	0.73	0.70
	12.30	2.21	0.82	0.79	0.75	0.79	0.75	0.72	0.69
Sótano 3	12.30	2.21	0.41	0.39	0.36	0.42	0.39	0.36	0.34
	12.30	2.21	0.41	0.38	0.36	0.41	0.38	0.36	0.33
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 70: Análisis dinámico sin excentricidad en dirección “X” para columnas diseñadas con concreto 5000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07	0.07	0.07
	12.30	2.21	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07	0.07	0.08
Nivel 8	12.30	2.21	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10	0.11	0.11
	12.30	2.21	0.11	0.12	0.12	0.11	0.11	0.11	0.11
Nivel 7	12.30	2.21	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14
	12.30	2.21	0.15	0.16	0.16	0.15	0.14	0.15	0.15
Nivel 6	12.30	2.21	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.18
	12.30	2.21	0.19	0.19	0.20	0.18	0.18	0.18	0.18
Nivel 5	12.30	2.21	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21	0.21	0.21
	12.30	2.21	0.23	0.23	0.23	0.22	0.22	0.22	0.22
Nivel 4	12.30	2.21	0.25	0.25	0.26	0.24	0.24	0.24	0.24
	12.30	2.21	0.27	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25	0.25
Nivel 3	12.30	2.21	0.29	0.28	0.28	0.27	0.27	0.27	0.27
	12.30	2.21	0.30	0.30	0.30	0.28	0.28	0.28	0.28
Nivel 2	12.30	2.21	0.31	0.31	0.31	0.30	0.30	0.30	0.29
	12.30	2.21	0.34	0.33	0.33	0.32	0.32	0.32	0.31
Nivel 1	12.30	2.21	0.33	0.33	0.33	0.32	0.32	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.36	0.35	0.35	0.34	0.34	0.33	0.33
Sótano 1	12.30	2.21	0.33	0.33	0.32	0.32	0.32	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.35	0.34	0.34	0.34	0.33	0.33	0.32
Sótano 2	12.30	2.21	0.29	0.28	0.27	0.29	0.28	0.27	0.27
	12.30	2.21	0.30	0.29	0.28	0.30	0.29	0.28	0.27
Sótano 3	12.30	2.21	0.15	0.14	0.13	0.16	0.15	0.14	0.13
	12.30	2.21	0.15	0.14	0.13	0.16	0.15	0.14	0.13
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 71: Análisis dinámico sin excentricidad en dirección “Y” para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.07	0.08	0.08	0.07	0.07	0.07	0.07
	12.30	2.21	0.07	0.08	0.08	0.07	0.07	0.07	0.07
Nivel 8	12.30	2.21	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10	0.10	0.11
	12.30	2.21	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10	0.10	0.11
Nivel 7	12.30	2.21	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14
	12.30	2.21	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14
Nivel 6	12.30	2.21	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.18
	12.30	2.21	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.18
Nivel 5	12.30	2.21	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21	0.21	0.21
	12.30	2.21	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21	0.21	0.21
Nivel 4	12.30	2.21	0.26	0.26	0.26	0.24	0.24	0.24	0.24
	12.30	2.21	0.26	0.26	0.26	0.24	0.24	0.24	0.24
Nivel 3	12.30	2.21	0.29	0.29	0.29	0.27	0.27	0.27	0.27
	12.30	2.21	0.29	0.29	0.29	0.27	0.27	0.27	0.27
Nivel 2	12.30	2.21	0.32	0.31	0.31	0.30	0.30	0.30	0.30
	12.30	2.21	0.32	0.31	0.31	0.30	0.30	0.30	0.30
Nivel 1	12.30	2.21	0.34	0.34	0.33	0.33	0.32	0.32	0.32
	12.30	2.21	0.34	0.33	0.33	0.32	0.32	0.32	0.31
Sótano 1	12.30	2.21	0.35	0.34	0.33	0.34	0.33	0.33	0.32
	12.30	2.21	0.34	0.33	0.33	0.33	0.32	0.32	0.31
Sótano 2	12.30	2.21	0.31	0.29	0.28	0.31	0.30	0.29	0.28
	12.30	2.21	0.30	0.29	0.28	0.30	0.29	0.28	0.27
Sótano 3	12.30	2.21	0.15	0.14	0.13	0.16	0.15	0.14	0.13
	12.30	2.21	0.15	0.14	0.13	0.16	0.15	0.14	0.13
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 72: Verificación de irregularidades 1a. para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,771.58	1.18	-	4,862.02	1.19	-	-	-
N8	5,654.15	1.00	-	5,764.78	1.00	-	-	-
N7	5,667.96	0.99	-	5,784.69	0.99	-	-	-
N6	5,606.18	0.99	1.05	5,728.82	0.99	5,470.50	-	-
N5	5,570.57	1.00	0.99	5,697.28	1.00	5,759.43	-	-
N4	5,551.22	0.99	0.99	5,686.04	1.00	5,736.93	-	-
N3	5,518.87	0.98	0.99	5,677.47	1.00	5,704.04	-	-
N2	5,433.50	1.01	0.98	5,651.76	1.00	5,686.93	-	-
N1	5,483.90	1.05	1.00	5,646.18	0.99	5,671.75	-	-
S1	5,784.08	1.17	1.06	5,590.24	1.20	5,658.47	-	-
S2	6,744.62	1.94	1.21	6,702.85	2.13	5,629.40	-	-
S3	13,104.77		2.18	14,274.23		5,979.76	-	-

Cuadro 73: Verificación de irregularidades 1b. para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando extremo								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,771.58	1.18	-	4,862.02	1.19	-	-	-
N8	5,654.15	1.00	-	5,764.78	1.00	-	-	-
N7	5,667.96	0.99	-	5,784.69	0.99	-	-	-
N6	5,606.18	0.99	5,364.57	5,728.82	0.99	5,470.50	-	-
N5	5,570.57	1.00	5,642.76	5,697.28	1.00	5,759.43	-	-
N4	5,551.22	0.99	5,614.91	5,686.04	1.00	5,736.93	-	-
N3	5,518.87	0.98	5,575.99	5,677.47	1.00	5,704.04	-	-
N2	5,433.50	1.01	5,546.89	5,651.76	1.00	5,686.93	-	-
N1	5,483.90	1.05	5,501.20	5,646.18	0.99	5,671.75	-	-
S1	5,784.08	1.17	5,478.76	5,590.24	1.20	5,658.47	-	-
S2	6,744.62	1.94	5,567.16	6,702.85	2.13	5,629.40	-	-
S3	13,104.77		6,004.20	14,274.23		5,979.76	-	-

Cuadro 74: Verificación de la masa modal participante para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

<b>Caso</b>	<b>Modo</b>	<b>Período</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
Modal	1	2.08	0.8158	0.0000
Modal	2	2.06	0.8159	0.8194
Modal	3	1.80	0.8169	0.8194
Modal	4	0.65	0.9026	0.8194
Modal	5	0.65	0.9027	0.9044
Modal	6	0.57	0.9027	0.9044
Modal	7	0.36	0.9364	0.9045
Modal	8	0.36	0.9365	0.9371
Modal	9	0.31	0.9365	0.9371
Modal	10	0.24	0.9571	0.9371
Modal	11	0.24	0.9571	0.9573
Modal	12	0.21	0.9571	0.9574
Modal	13	0.17	0.9702	0.9575
Modal	14	0.17	0.9703	0.9706
Modal	15	0.15	0.9703	0.9706
Modal	16	0.13	0.9703	0.9715
Modal	17	0.13	0.9794	0.9715
Modal	18	0.13	0.9794	0.9796
Modal	19	0.11	0.9794	0.9796
Modal	20	0.10	0.9859	0.9796

Figura 19: Modo de vibración con más del 90% de la masa modal participante en el eje x para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi

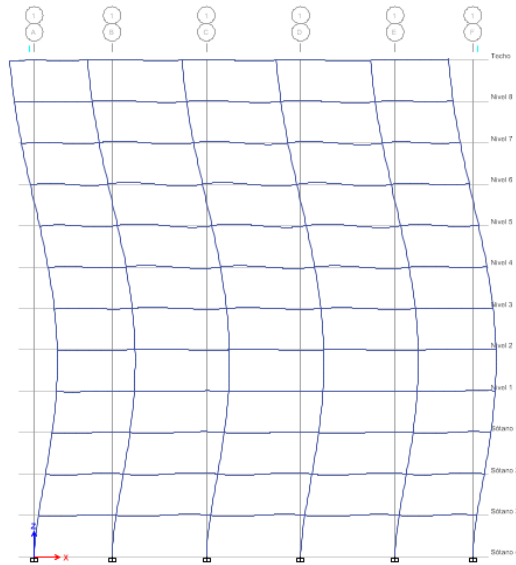
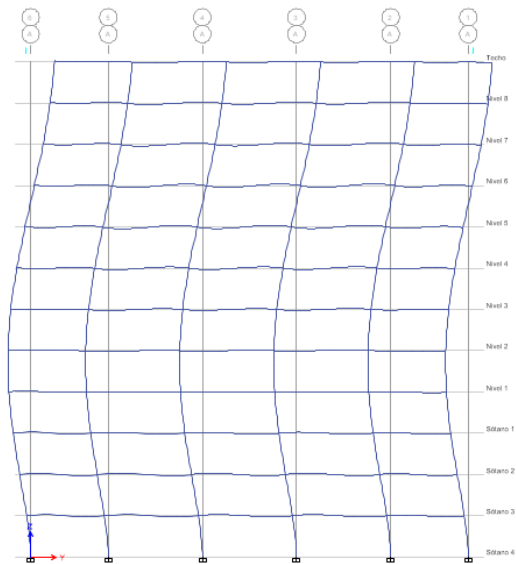


Figura 20: Modo de vibración con más del 90% de la masa modal participante en el eje y para columnas diseñadas con concreto 6000psi y vigas diseñadas con concreto 5000psi



## 5.5. Resultados de diseño para elementos diseñados con concreto 6000psi

Cuadro 75: Elementos analizados con concreto 6000psi

Prueba	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
<b>Geometría de columna</b>							
<b>(m)</b>	0.85	0.90	0.95	1.00	1.05	1.00	1.05
<b>Geometría viga principal</b>							
<b>b (m)</b>	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
<b>h (m)</b>	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95
<b>Geometría viga secundaria</b>							
<b>b (m)</b>	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
<b>h (m)</b>	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

Cuadro 76: Análisis estático con excentricidad positiva en dirección “X” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.25	0.25	0.24	0.25	0.25	0.22	0.22
	12.30	2.21	0.21	0.20	0.20	0.20	0.21	0.18	0.18
Nivel 8	12.30	2.21	0.41	0.40	0.39	0.38	0.38	0.34	0.34
	12.30	2.21	0.34	0.33	0.32	0.31	0.31	0.28	0.28
Nivel 7	12.30	2.21	0.58	0.56	0.54	0.53	0.52	0.48	0.47
	12.30	2.21	0.47	0.45	0.44	0.43	0.43	0.39	0.38
Nivel 6	12.30	2.21	0.73	0.70	0.68	0.66	0.65	0.60	0.58
	12.30	2.21	0.59	0.57	0.55	0.54	0.53	0.49	0.48
Nivel 5	12.30	2.21	0.85	0.82	0.80	0.78	0.77	0.70	0.69
	12.30	2.21	0.69	0.67	0.65	0.64	0.63	0.57	0.56
Nivel 4	12.30	2.21	0.96	0.92	0.90	0.88	0.86	0.79	0.77
	12.30	2.21	0.78	0.75	0.73	0.72	0.71	0.64	0.63
Nivel 3	12.30	2.21	1.04	1.00	0.98	0.96	0.94	0.86	0.84
	12.30	2.21	0.85	0.83	0.80	0.79	0.78	0.71	0.70
Nivel 2	12.30	2.21	1.12	1.08	1.05	1.02	1.01	0.92	0.90
	12.30	2.21	0.94	0.91	0.88	0.86	0.84	0.77	0.76
Nivel 1	12.30	2.21	1.16	1.11	1.08	1.05	1.03	0.95	0.93
	12.30	2.21	0.98	0.94	0.91	0.89	0.87	0.80	0.78
Sótano 1	12.30	2.21	1.15	1.10	1.06	1.03	1.00	0.93	0.90
	12.30	2.21	0.95	0.91	0.88	0.85	0.83	0.77	0.75
Sótano 2	12.30	2.21	1.06	0.99	0.94	0.90	0.86	0.82	0.78
	12.30	2.21	0.87	0.82	0.78	0.74	0.71	0.67	0.64
Sótano 3	12.30	2.21	0.61	0.55	0.50	0.46	0.43	0.43	0.40
	12.30	2.21	0.50	0.45	0.41	0.38	0.35	0.35	0.33
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 77: Análisis estático con excentricidad negativa en dirección “X” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.21	0.20	0.20	0.20	0.21	0.18	0.18
	12.30	2.21	0.25	0.25	0.24	0.25	0.25	0.22	0.22
Nivel 8	12.30	2.21	0.34	0.33	0.32	0.31	0.31	0.28	0.28
	12.30	2.21	0.41	0.40	0.39	0.38	0.38	0.34	0.34
Nivel 7	12.30	2.21	0.47	0.45	0.44	0.43	0.42	0.39	0.38
	12.30	2.21	0.58	0.56	0.54	0.53	0.52	0.48	0.47
Nivel 6	12.30	2.21	0.59	0.57	0.55	0.54	0.53	0.49	0.48
	12.30	2.21	0.73	0.70	0.68	0.67	0.65	0.60	0.59
Nivel 5	12.30	2.21	0.69	0.67	0.65	0.63	0.62	0.57	0.56
	12.30	2.21	0.85	0.82	0.80	0.78	0.77	0.70	0.69
Nivel 4	12.30	2.21	0.77	0.75	0.73	0.71	0.70	0.64	0.63
	12.30	2.21	0.96	0.93	0.90	0.88	0.87	0.79	0.78
Nivel 3	12.30	2.21	0.84	0.81	0.79	0.78	0.77	0.70	0.69
	12.30	2.21	1.05	1.02	0.99	0.97	0.96	0.87	0.85
Nivel 2	12.30	2.21	0.91	0.88	0.85	0.83	0.82	0.75	0.73
	12.30	2.21	1.16	1.11	1.08	1.05	1.04	0.95	0.93
Nivel 1	12.30	2.21	0.94	0.90	0.88	0.86	0.84	0.77	0.75
	12.30	2.21	1.20	1.16	1.12	1.09	1.01	0.98	0.96
Sótano 1	12.30	2.21	0.93	0.89	0.86	0.83	0.81	0.75	0.73
	12.30	2.21	1.17	1.12	1.08	1.05	1.04	0.95	0.92
Sótano 2	12.30	2.21	0.86	0.80	0.76	0.73	0.69	0.66	0.63
	12.30	2.21	1.07	1.01	0.96	0.91	0.91	0.83	0.79
Sótano 3	12.30	2.21	0.49	0.44	0.41	0.37	0.35	0.35	0.32
	12.30	2.21	0.61	0.56	0.51	0.47	0.43	0.44	0.41
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 78: Análisis estático sin excentricidad en dirección “X” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.23	0.22	0.22	0.22	0.23	0.20	0.20
	12.30	2.21	0.23	0.22	0.22	0.22	0.23	0.20	0.20
Nivel 8	12.30	2.21	0.38	0.36	0.35	0.35	0.35	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.38	0.36	0.35	0.35	0.35	0.31	0.31
Nivel 7	12.30	2.21	0.52	0.50	0.49	0.48	0.47	0.43	0.42
	12.30	2.21	0.53	0.51	0.49	0.48	0.47	0.43	0.43
Nivel 6	12.30	2.21	0.66	0.63	0.61	0.60	0.59	0.54	0.53
	12.30	2.21	0.66	0.63	0.62	0.60	0.59	0.54	0.53
Nivel 5	12.30	2.21	0.77	0.74	0.72	0.71	0.70	0.63	0.62
	12.30	2.21	0.77	0.75	0.73	0.71	0.70	0.64	0.63
Nivel 4	12.30	2.21	0.86	0.83	0.81	0.80	0.78	0.71	0.70
	12.30	2.21	0.87	0.84	0.82	0.80	0.79	0.72	0.71
Nivel 3	12.30	2.21	0.94	0.91	0.89	0.87	0.86	0.78	0.77
	12.30	2.21	0.95	0.92	0.90	0.88	0.87	0.79	0.78
Nivel 2	12.30	2.21	1.01	0.98	0.95	0.93	0.91	0.83	0.82
	12.30	2.21	1.05	1.01	0.98	0.96	0.94	0.86	0.84
Nivel 1	12.30	2.21	1.05	1.01	0.98	0.95	0.93	0.86	0.84
	12.30	2.21	1.09	1.05	1.02	0.99	0.97	0.89	0.87
Sótano 1	12.30	2.21	1.04	0.99	0.96	0.93	0.90	0.84	0.82
	12.30	2.21	1.06	1.02	0.98	0.95	0.92	0.86	0.83
Sótano 2	12.30	2.21	0.96	0.90	0.85	0.81	0.77	0.74	0.71
	12.30	2.21	0.97	0.92	0.87	0.83	0.79	0.75	0.72
Sótano 3	12.30	2.21	0.55	0.50	0.45	0.42	0.39	0.39	0.36
	12.30	2.21	0.55	0.50	0.46	0.42	0.39	0.40	0.37
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 79: Análisis estático con excentricidad positiva en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.20	0.20	0.19	0.20	0.20	0.17	0.17
	12.30	2.21	0.25	0.24	0.24	0.24	0.24	0.21	0.21
Nivel 8	12.30	2.21	0.33	0.32	0.31	0.30	0.30	0.27	0.27
	12.30	2.21	0.41	0.39	0.38	0.38	0.37	0.34	0.33
Nivel 7	12.30	2.21	0.46	0.44	0.43	0.42	0.41	0.38	0.37
	12.30	2.21	0.57	0.55	0.53	0.52	0.51	0.47	0.46
Nivel 6	12.30	2.21	0.57	0.55	0.53	0.52	0.52	0.47	0.46
	12.30	2.21	0.71	0.69	0.67	0.65	0.64	0.59	0.58
Nivel 5	12.30	2.21	0.67	0.65	0.63	0.61	0.61	0.55	0.54
	12.30	2.21	0.84	0.81	0.78	0.77	0.75	0.69	0.68
Nivel 4	12.30	2.21	0.75	0.73	0.71	0.69	0.68	0.62	0.61
	12.30	2.21	0.94	0.91	0.88	0.86	0.85	0.77	0.76
Nivel 3	12.30	2.21	0.82	0.79	0.77	0.75	0.74	0.68	0.67
	12.30	2.21	1.02	0.99	0.96	0.94	0.93	0.84	0.83
Nivel 2	12.30	2.21	0.87	0.84	0.82	0.80	0.79	0.72	0.71
	12.30	2.21	1.09	1.05	1.02	1.00	0.99	0.90	0.88
Nivel 1	12.30	2.21	0.93	0.89	0.87	0.84	0.83	0.76	0.74
	12.30	2.21	1.14	1.10	1.07	1.04	1.02	0.94	0.92
Sótano 1	12.30	2.21	0.95	0.91	0.87	0.84	0.82	0.76	0.74
	12.30	2.21	1.15	1.10	1.06	1.02	0.99	0.93	0.90
Sótano 2	12.30	2.21	0.88	0.83	0.78	0.74	0.71	0.68	0.65
	12.30	2.21	1.06	1.00	0.94	0.90	0.86	0.82	0.78
Sótano 3	12.30	2.21	0.50	0.46	0.42	0.38	0.35	0.36	0.33
	12.30	2.21	0.61	0.55	0.50	0.46	0.43	0.44	0.40
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 80: Análisis estático con excentricidad negativa en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.17	0.21
	12.30	2.21	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.21	0.18
Nivel 8	12.30	2.21	0.41	0.39	0.38	0.37	0.37	0.27	0.33
	12.30	2.21	0.33	0.32	0.31	0.31	0.30	0.34	0.27
Nivel 7	12.30	2.21	0.57	0.54	0.53	0.52	0.51	0.38	0.46
	12.30	2.21	0.46	0.44	0.43	0.42	0.41	0.47	0.37
Nivel 6	12.30	2.21	0.71	0.68	0.66	0.65	0.64	0.47	0.57
	12.30	2.21	0.58	0.56	0.54	0.53	0.52	0.59	0.47
Nivel 5	12.30	2.21	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75	0.55	0.67
	12.30	2.21	0.68	0.65	0.63	0.62	0.61	0.69	0.55
Nivel 4	12.30	2.21	0.93	0.90	0.87	0.86	0.84	0.62	0.76
	12.30	2.21	0.76	0.73	0.71	0.70	0.69	0.77	0.62
Nivel 3	12.30	2.21	1.02	0.98	0.95	0.93	0.92	0.68	0.82
	12.30	2.21	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75	0.84	0.67
Nivel 2	12.30	2.21	1.08	1.04	1.02	0.99	0.98	0.72	0.88
	12.30	2.21	0.88	0.85	0.83	0.81	0.80	0.90	0.71
Nivel 1	12.30	2.21	1.15	1.11	1.07	1.04	1.02	0.76	0.92
	12.30	2.21	0.93	0.89	0.86	0.84	0.82	0.94	0.74
Sótano 1	12.30	2.21	1.17	1.12	1.08	1.04	1.01	0.76	0.91
	12.30	2.21	0.93	0.89	0.86	0.83	0.81	0.93	0.73
Sótano 2	12.30	2.21	1.08	1.02	0.96	0.92	0.87	0.68	0.80
	12.30	2.21	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70	0.82	0.64
Sótano 3	12.30	2.21	0.62	0.56	0.51	0.47	0.44	0.36	0.41
	12.30	2.21	0.50	0.45	0.41	0.38	0.35	0.44	0.33
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 81: Análisis estático sin excentricidad en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.19	0.19
	12.30	2.21	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.19	0.20
Nivel 8	12.30	2.21	0.37	0.35	0.34	0.34	0.34	0.30	0.30
	12.30	2.21	0.37	0.36	0.35	0.34	0.34	0.31	0.30
Nivel 7	12.30	2.21	0.51	0.49	0.48	0.47	0.46	0.42	0.41
	12.30	2.21	0.52	0.50	0.48	0.47	0.46	0.42	0.42
Nivel 6	12.30	2.21	0.64	0.62	0.60	0.59	0.58	0.53	0.52
	12.30	2.21	0.65	0.62	0.60	0.59	0.58	0.53	0.52
Nivel 5	12.30	2.21	0.75	0.72	0.70	0.69	0.68	0.62	0.61
	12.30	2.21	0.76	0.73	0.71	0.69	0.68	0.62	0.61
Nivel 4	12.30	2.21	0.84	0.81	0.79	0.77	0.76	0.70	0.68
	12.30	2.21	0.85	0.82	0.80	0.78	0.77	0.70	0.69
Nivel 3	12.30	2.21	0.92	0.88	0.86	0.84	0.83	0.76	0.74
	12.30	2.21	0.93	0.89	0.87	0.85	0.84	0.76	0.75
Nivel 2	12.30	2.21	0.98	0.94	0.92	0.90	0.88	0.81	0.79
	12.30	2.21	0.99	0.95	0.93	0.91	0.89	0.81	0.80
Nivel 1	12.30	2.21	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.85	0.83
	12.30	2.21	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.85	0.83
Sótano 1	12.30	2.21	1.06	1.01	0.98	0.94	0.91	0.85	0.83
	12.30	2.21	1.04	0.99	0.96	0.93	0.90	0.84	0.81
Sótano 2	12.30	2.21	0.98	0.92	0.87	0.83	0.79	0.76	0.72
	12.30	2.21	0.96	0.90	0.85	0.81	0.78	0.75	0.71
Sótano 3	12.30	2.21	0.56	0.51	0.46	0.43	0.40	0.40	0.37
	12.30	2.21	0.55	0.50	0.46	0.42	0.39	0.39	0.37
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 82: Análisis dinámico sin excentricidad en dirección “X” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06	0.07
	12.30	2.21	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06	0.07
Nivel 8	12.30	2.21	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10
	12.30	2.21	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10
Nivel 7	12.30	2.21	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
	12.30	2.21	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14
Nivel 6	12.30	2.21	0.19	0.18	0.18	0.18	0.18	0.17	0.17
	12.30	2.21	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18
Nivel 5	12.30	2.21	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21	0.20	0.20
	12.30	2.21	0.23	0.23	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21
Nivel 4	12.30	2.21	0.25	0.25	0.25	0.25	0.24	0.23	0.23
	12.30	2.21	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.24	0.24
Nivel 3	12.30	2.21	0.28	0.28	0.28	0.27	0.27	0.26	0.26
	12.30	2.21	0.30	0.29	0.29	0.29	0.29	0.27	0.27
Nivel 2	12.30	2.21	0.31	0.31	0.31	0.30	0.30	0.29	0.29
	12.30	2.21	0.34	0.33	0.33	0.33	0.32	0.31	0.31
Nivel 1	12.30	2.21	0.34	0.33	0.33	0.32	0.32	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.36	0.36	0.35	0.35	0.34	0.33	0.33
Sótano 1	12.30	2.21	0.35	0.34	0.34	0.33	0.32	0.31	0.31
	12.30	2.21	0.37	0.36	0.35	0.35	0.34	0.33	0.32
Sótano 2	12.30	2.21	0.33	0.32	0.31	0.30	0.29	0.29	0.28
	12.30	2.21	0.35	0.33	0.32	0.31	0.30	0.30	0.29
Sótano 3	12.30	2.21	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15	0.16	0.15
	12.30	2.21	0.20	0.19	0.17	0.16	0.15	0.16	0.15
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 83: Análisis dinámico sin excentricidad en dirección “Y” para vigas y columnas diseñadas con concreto 6000 psi

Nivel	Altura de nivel (ft)	$\Delta_p$ (in)	Relación de derivas						
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Techo	12.30	2.21	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06	0.07
	12.30	2.21	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06	0.07
Nivel 8	12.30	2.21	0.11	0.11	0.10	0.10	0.11	0.10	0.10
	12.30	2.21	0.11	0.11	0.10	0.10	0.11	0.10	0.10
Nivel 7	12.30	2.21	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
	12.30	2.21	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
Nivel 6	12.30	2.21	0.19	0.18	0.18	0.18	0.18	0.17	0.17
	12.30	2.21	0.19	0.18	0.18	0.18	0.18	0.17	0.17
Nivel 5	12.30	2.21	0.22	0.22	0.22	0.21	0.21	0.20	0.20
	12.30	2.21	0.22	0.22	0.22	0.22	0.21	0.20	0.20
Nivel 4	12.30	2.21	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.23	0.23
	12.30	2.21	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.23	0.23
Nivel 3	12.30	2.21	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.26	0.26
	12.30	2.21	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.26	0.26
Nivel 2	12.30	2.21	0.31	0.31	0.31	0.30	0.30	0.29	0.29
	12.30	2.21	0.31	0.31	0.31	0.30	0.30	0.29	0.29
Nivel 1	12.30	2.21	0.35	0.34	0.34	0.33	0.33	0.32	0.31
	12.30	2.21	0.34	0.34	0.33	0.33	0.32	0.31	0.31
Sótano 1	12.30	2.21	0.37	0.36	0.35	0.34	0.34	0.33	0.32
	12.30	2.21	0.36	0.35	0.34	0.33	0.33	0.32	0.31
Sótano 2	12.30	2.21	0.35	0.34	0.32	0.31	0.30	0.30	0.29
	12.30	2.21	0.34	0.33	0.32	0.30	0.29	0.29	0.28
Sótano 3	12.30	2.21	0.21	0.19	0.18	0.16	0.15	0.16	0.15
	12.30	2.21	0.20	0.19	0.17	0.16	0.15	0.16	0.15
Sótano 4	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12.30	2.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 84: Verificación de irregularidades 1a. en elevación en concreto 6000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.70)	Rel. Rigidez (0.80)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,575.70	1.21	-	4,678.63	1.21	-	-	-
N8	5,544.69	1.01	-	5,673.53	1.01	-	-	-
N7	5,578.45	0.99	-	5,713.05	0.99	-	-	-
N6	5,509.53	0.99	1.05	5,650.29	0.99	5,355.07	-	-
N5	5,462.82	0.99	0.99	5,607.56	1.00	5,678.95	-	-
N4	5,433.82	0.99	0.98	5,586.90	1.00	5,656.96	-	-
N3	5,397.78	0.99	0.99	5,572.07	1.00	5,614.92	-	-
N2	5,331.04	1.01	0.98	5,551.91	1.00	5,588.84	-	-
N1	5,406.33	1.06	1.00	5,577.66	1.01	5,570.29	-	-
S1	5,757.74	1.19	1.07	5,623.78	1.22	5,567.21	-	-
S2	6,874.06	2.02	1.25	6,859.03	2.19	5,584.45	-	-
S3	13,891.75		2.31	15,040.82		6,020.16	-	-

Cuadro 85: Verificación de irregularidades 1b. en elevación en concreto 6000psi

Chequeo de irregularidades de piso blando extremo								
Nivel	Rigidez X	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Rigidez Y	Rel. Rigidez (0.60)	Rel. Rigidez (0.70)	Verificación	
							X	Y
Techo	4,575.70	1.21	-	4,678.63	1.21	-	-	-
N8	5,544.69	1.01	-	5,673.53	1.01	-	-	-
N7	5,578.45	0.99	-	5,713.05	0.99	-	-	-
N6	5,509.53	0.99	5,232.94	5,650.29	0.99	5,355.07	-	-
N5	5,462.82	0.99	5,544.22	5,607.56	1.00	5,678.95	-	-
N4	5,433.82	0.99	5,516.93	5,586.90	1.00	5,656.96	-	-
N3	5,397.78	0.99	5,468.72	5,572.07	1.00	5,614.92	-	-
N2	5,331.04	1.01	5,431.47	5,551.91	1.00	5,588.84	-	-
N1	5,406.33	1.06	5,387.55	5,577.66	1.01	5,570.29	-	-
S1	5,757.74	1.19	5,378.39	5,623.78	1.22	5,567.21	-	-
S2	6,874.06	2.02	5,498.37	6,859.03	2.19	5,584.45	-	-
S3	13,891.75		6,012.71	15,040.82		6,020.16	-	-

Cuadro 86: Verificación de la masa modal participante

<b>Caso</b>	<b>Modo</b>	<b>Período</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>
Modal	1	2.09	0.8117	0.0000
Modal	2	2.07	0.8117	0.8152
Modal	3	1.81	0.8127	0.8152
Modal	4	0.65	0.8994	0.8152
Modal	5	0.64	0.8994	0.9011
Modal	6	0.56	0.8994	0.9011
Modal	7	0.35	0.9340	0.9012
Modal	8	0.35	0.9340	0.9347
Modal	9	0.31	0.9341	0.9347
Modal	10	0.23	0.9553	0.9347
Modal	11	0.23	0.9554	0.9556
Modal	12	0.20	0.9554	0.9556
Modal	13	0.16	0.9690	0.9557
Modal	14	0.16	0.9691	0.9694
Modal	15	0.14	0.9691	0.9694
Modal	16	0.12	0.9691	0.9719
Modal	17	0.12	0.9786	0.9719
Modal	18	0.12	0.9786	0.9787
Modal	19	0.11	0.9786	0.9787
Modal	20	0.09	0.9854	0.9788

Figura 21: Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje x para elementos diseñados con concreto 6000psi

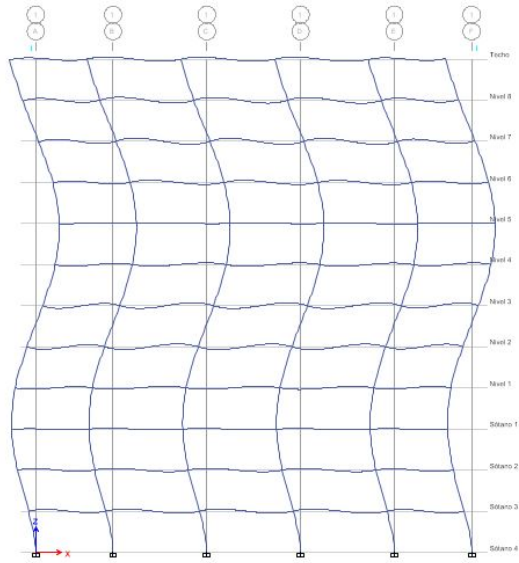
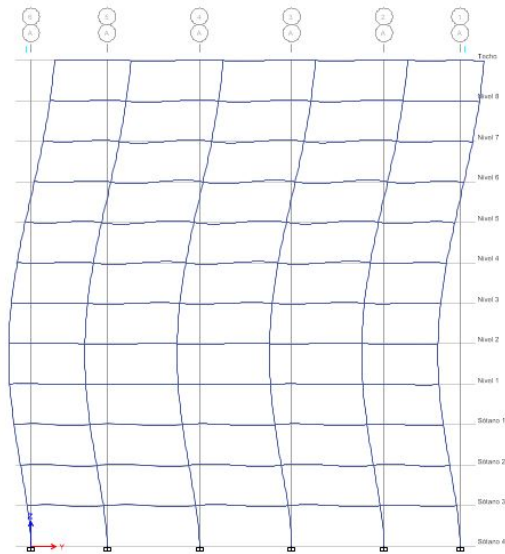


Figura 22: Modo de vibración con más del 90 % de la masa modal participante en el eje y para elementos diseñados con concreto 6000psi



---

### Análisis de resultados

---

El presente trabajo contaba con el objetivo principal de determinar si el costo de un sistema de marcos especiales resistentes a momento era menor al incrementar gradualmente la resistencia a la compresión del concreto. Para cumplir dicho objetivo se utilizaron las normas ASCE/SEI 7-16 y ACI 318-14.

De manera más detallada, se buscaba optimizar las secciones transversales de los elementos de la edificación mediante el incremento gradual de la resistencia a compresión del concreto a los 28 días, evaluar la economía de múltiples modelos estructurales mediante la variación geométrica de las secciones transversales de los elementos y el detallamiento del acero de refuerzo y establecer las variaciones en costo de un edificio de 12 niveles en función de la resistencia a la compresión del concreto a los 28 días y la cuantía de acero de refuerzo.

Para cumplir con los objetivos planteados se realizó un predimensionamiento de los elementos y a partir de esto se realizó un modelo en CSI Etabs V.17 del cual se obtuvieron derivas, irregularidades en planta y elevación y la masa modal participante (ver sección de resultados).

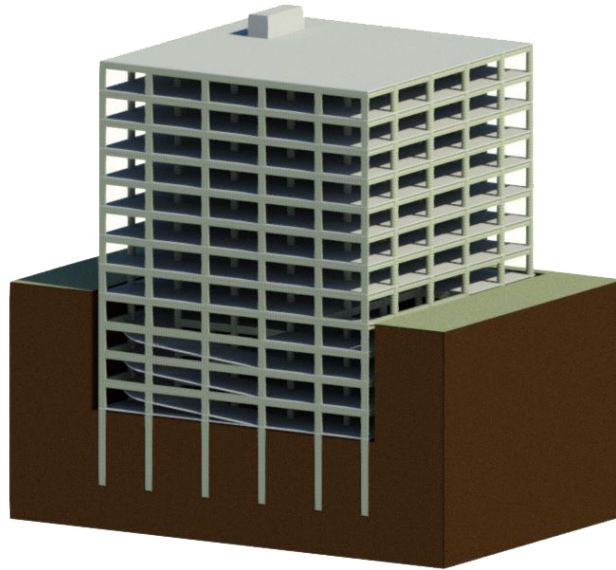
Para el análisis dinámico del modelo, el ASCE/SEI 7-16, sección 11.4.3, establece que si no existe información suficiente que permita determinar a detalle la clase de sitio, se debería asignar una clase de sitio D. Dado que el diseño de la estructura está basado en distintos supuestos, para efectos del presente caso de estudio se utilizó clase de sitio C.

En la Figura 12 se observa el espectro de diseño utilizado para el análisis sísmico de la estructura. Dado que se trataba de una estructura con categoría de riesgo III, se le aplicó un sismo severo. Es importante mencionar que este es el espectro de respuesta de diseño elástico. Es decir, no está modificado por los factores de ductilidad ni por los de sobre-resistencia.

Se consideró una categoría de riesgo III ya que una estructura de 12 niveles, como se

observa en la Figura 23 (7 niveles de apartamentos, 4 sótanos, 1 nivel correspondiente al área de recepción, gimnasio y salón para eventos sociales) y albergando a una población máxima de 64 personas, con posibilidad de estar al 100% de su capacidad al momento de un evento sísmico, representa un riesgo potencial tanto a los residentes como a la comunidad albergada alrededor de dicha estructura.

Figura 23: Modelado de la estructura en Autodesk Revit



Tras evaluar múltiples elementos, variando su geometría y resistencia mínima a la compresión del concreto, se seleccionaron los siguientes elementos según su comportamiento en cuanto a las derivas, pues estas no debían exceder 2.2 pulgadas.

Figura 24: Secciones transversales seleccionadas según la resistencia mínima a la compresión a los 28 días del concreto y deriva admisible

<b>Propiedades de la columna</b>					
<b>f<sub>c</sub> (ksi)</b>	4.00	5.00	5.00	6.00	6.00
<b>(m)</b>	1.35	1.25	1.15	1.05	1.05
<b>Propiedades de la viga principal</b>					
<b>f<sub>c</sub> (ksi)</b>	4.00	4.00	5.00	5.00	6.00
<b>b (m)</b>	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
<b>h (m)</b>	0.95	0.95	0.95	0.95	0.90
<b>Propiedades de la viga secundaria</b>					
<b>f<sub>c</sub> (ksi)</b>	4.00	4.00	5.00	5.00	6.00
<b>b (m)</b>	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
<b>h (m)</b>	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

Tal como se esperaba, cuando se incrementó  $f'_c$ , las secciones transversales de los elementos se redujeron, sin embargo, no hubo grandes variaciones puesto que las reducciones

de sección no excedieron a 10 cm.

Al realizar el análisis de derivas se pudo observar que a medida que la geometría se reducía, las derivas incrementaban, tanto en el análisis estático como en el análisis dinámico. Sin embargo, siempre controlaron las derivas en el análisis estático y estas fueron utilizadas para la selección de la geometría de columnas y vigas principales. En cuanto a las vigas secundarias, fueron diseñadas únicamente para soportar las cargas gravitacionales aplicadas en cada nivel por lo que no tenían ningún aporte en el control de derivas.

Otra verificación realizada fue la correspondiente a las irregularidades, tanto en planta como en elevación. En todos los casos se evaluaron las irregularidades en planta tipo 1a y 1b a partir de las derivas proporcionadas por el software de diseño. Como se muestra en la sección de resultados, para cada caso se cumplió con que no existieran efectos torsionales. Además, en la configuración estructural, no se presentaron esquinas reentrantes, discontinuidad en los diafragmas y no hubo discontinuidad en la resistencia de la fuerza lateral, pues todos los elementos verticales eran continuos desde la base hasta el último nivel de la estructura.

En cuanto a las irregularidades en elevación, se evitó que la estructura fuera esbelta para reducir los momentos volcantes. Tampoco se presentó ningún cambio abrupto en elevación pues esto provoca que haya una concentración de esfuerzos en la discontinuidad. De igual manera, se preservó el flujo natural de cargas pues todos los elementos que transmitían las cargas tenían la misma ubicación en los ejes x,y para transmitir las cargas de manera correcta. Así mismo, se verificó que no existieran pisos blandos mediante el control de rigideces para cada caso. Se pudo observar que en ninguno de los casos evaluados existió dicho tipo de irregularidad, pues la relación de rigideces entre los elementos del nivel analizado y del nivel superior nunca fue menor al 60 %, por lo que se descartaron las irregularidades en elevación tipo 1a. y 1b.

Como se muestra a continuación, se verificó que la masa efectiva de cualquier nivel en relación a los niveles adyacentes no excediera el 150 %. Para todos los casos se cumplió dicha condición.

Cuadro 87: Irregularidades en el peso para estructura con columnas de concreto 5000psi y vigas de concreto 4000psi

Nivel	Masa en X	Relación			Masa en Y	Relación			Verificación 1		Verificación 2	
									X	Y	X	Y
Techo	164980.7				164980.7						Regular	Regular
Nivel 8	194031.7	1.176087		1	194031.7	1.176087		1	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 7	194031.7		1	1	194031.7		1	1	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 6	194031.7		1	1	194031.7		1	1	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 5	194031.7		1	1	194031.7		1	1	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 4	194031.7		1	1	194031.7		1	1	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 3	194031.7		1	1	194031.7		1	1	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 2	194031.7		1	1.102329	194031.7		1	1.102329	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 1	176019.8	0.90717		1.124273	176019.8	0.90717		1.124273	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 1	156563.2	0.889464		1	156563.2	0.889464		1	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 2	156563.2		1	1	156563.2		1	1	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 3	156563.2		1		156563.2		1		Regular	Regular		

Cuadro 88: Irregularidades en el peso estructura de elementos con concreto 5000psi

Nivel	Masa en X	Relación		Masa en Y	Relación		Verificación 1		Verificación 2	
							X	Y	X	Y
Techo	110,381.81			110,381.81					Regular	Regular
Nivel 8	137,338.00	1.24	1.00	137,338.00	1.24	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 7	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 6	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 5	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 4	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 3	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 2	137,338.00	1.00	1.11	137,338.00	1.00	1.11	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 1	123,754.42	0.90	1.18	123,754.42	0.90	1.18	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 1	105,269.56	0.85	1.00	105,269.56	0.85	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 2	105,269.56	1.00	1.00	105,269.56	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 3	105,269.56	1.00		105,269.56	1.00		Regular	Regular		

Cuadro 89: Irregularidades en el peso para estructura con columnas de concreto 6000psi y vigas de concreto 5000psi

Nivel	Masa en X	Relación		Masa en Y	Relación		Verificación 1		Verificación 2	
							X	Y	X	Y
Techo	110,381.81			110,381.81					Regular	Regular
Nivel 8	137,338.00	1.24	1.00	137,338.00	1.24	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 7	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 6	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 5	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 4	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 3	137,338.00	1.00	1.00	137,338.00	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 2	137,338.00	1.00	1.11	137,338.00	1.00	1.11	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 1	123,754.42	0.90	1.18	123,754.42	0.90	1.18	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 1	105,269.56	0.85	1.00	105,269.56	0.85	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 2	105,269.56	1.00	1.00	105,269.56	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 3	105,269.56	1.00		105,269.56	1.00		Regular	Regular		

Cuadro 90: Irregularidades en el peso para estructura con elementos de concreto de 6000psi

Nivel	Masa en X	Relación		Masa en Y	Relación		Verificación 1		Verificación 2	
							X	Y	X	Y
Techo	107,350.28			107,350.28					Regular	Regular
Nivel 8	132,386.22	1.23	1.00	132,386.22	1.23	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 7	132,386.22	1.00	1.00	132,386.22	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 6	132,386.22	1.00	1.00	132,386.22	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 5	132,386.22	1.00	1.00	132,386.22	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 4	132,386.22	1.00	1.00	132,386.22	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 3	132,386.22	1.00	1.00	132,386.22	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 2	132,386.22	1.00	1.11	132,386.22	1.00	1.11	Regular	Regular	Regular	Regular
Nivel 1	119,206.96	0.90	1.18	119,206.96	0.90	1.18	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 1	100,846.75	0.85	1.00	100,846.75	0.85	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 2	100,846.75	1.00	1.00	100,846.75	1.00	1.00	Regular	Regular	Regular	Regular
Sótano 3	100,846.75	1.00		100,846.75	1.00		Regular	Regular		

Debido a que se estaba realizando un análisis estático elástico y un análisis dinámico elástico, fue necesario verificar la masa modal participante. Primero se realizó una calibración del análisis modal, haciendo que el cortante estático y el cortante dinámico fueran iguales. Se generaron múltiples modos de vibración, pues se requiere que haya una participación de la masa modal del 90 %. Para cada caso analizado, el 90 % de la masa modal participante se alcanzó en un modo de vibración distinto. Esto se debe a que los modos de vibración dependen de la configuración, rigidez y la masa de la estructura. Al haber una variación en la geometría de los elementos, hubo una reducción en la masa, por lo que los modos de vibración se vieron afectados para cada caso.

Seguido de esto, se determinó el refuerzo longitudinal y transversal de los elementos, como se puede observar en las tablas de refuerzo longitudinal y transversal. Se observó que la variación del refuerzo, al igual que de las secciones transversales de los elementos, fue mínima. Esto se debe a que el diseño fue controlado por las derivas, por lo que el elemento estructural se encuentra sobre diseñado en términos de resistencia.

Cuadro 91: Refuerzo longitudinal y transversal de elementos con concreto 4000psi

<b>Columnas 4000 psi - Vigas 4000 psi</b>					
<b>Detallamiento</b>		<b>Extremo izquierdo</b>	<b>Centro</b>	<b>Extremo derecho</b>	
<b>Viga principal</b>	4,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			3No. 6 + bastones 3 No. 9	3No. 6	3No. 6 + bastones 2 No. 9
			3 No. 6 + 2No 6	3 No. 6 + bastones 2 No. 6	3 No. 6 + bastones 2 No. 6
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 4 @ 10 cm	No. 3 @ 20. cm	No. 4 @ 10 cm
<b>Viga secundaria</b>	4,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			3No. 3 + bastones 2 No. 4	3No. 3	3No. 3 + bastones 2 No. 4
			3 No. 3 + 2No 3	3 No. 3 + bastones 2 No. 4	3 No. 3 + bastones 2 No.35
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 20. cm	No. 3 @ 10 cm
<b>Columnas</b>	4,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			12 No. 8 + 12 No. 9		
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 4 @ 10 cm		

Cuadro 92: Refuerzo longitudinal y transversal de columnas con concreto 5000psi y vigas con concreto 4000psi

Columnas 5000 psi - Vigas 4000 psi					
Detallamiento		Extremo izquierdo	Centro	Extremo derecho	
Viga principal	4,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			3No. 6 + bastones 3 No. 8	3No. 6	3No. 6 + bastones 2 No. 8
			3 No. 6 + bastones 3 No. 6	3 No. 6 + bastones 2 No. 6	3 No. 6 + bastones 2 No. 6
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 3 @ 15 cm	No. 3 @ 15 cm	No. 3 @ 15 cm
Viga secundaria	4,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			3No. 3 + bastones 2 No. 4	3No. 3	3No. 3 + bastones 2 No. 5
			3 No. 3 + 2 No 3	3 No. 3 + bastones 2 No. 3	3 No. 3 + bastones 2 No.3
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 3 @ 15 cm	No. 3 @ 15 cm	No. 3 @ 15 cm
Columnas	5,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			8 No. 8 + 12 No. 9		
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 4 @ 10 cm		

Cuadro 93: Refuerzo longitudinal y transversal de elementos con concreto 5000psi

Columnas 5000 psi - Vigas 5000 psi					
Detallamiento		Extremo izquierdo	Centro	Extremo derecho	
Viga principal	5,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			2No. 7 + bastones 3 No. 7	2No. 7	2No. 7 + bastones 3 No. 7
			2 No. 7 + bastones 2 No. 6	2 No. 7 + bastones 2 No. 6	2 No. 7 + bastones 2 No. 6
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 10 cm
Viga secundaria	5,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			2 No. 4 + bastones 2 No. 4	2No. 4	2 No. 4 + bastones 2 No. 3
			2 No. 7 + 2 No 7	2No. 7	2 No. 7 + bastones 2 No.7
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 10 cm
Columnas	5,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			8 No. 8 + 10 No. 9		
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 4 @ 10 cm		

Cuadro 94: Refuerzo longitudinal y transversal de columnas con concreto 6000psi y vigas con concreto 5000psi

Columnas 6000 psi - Vigas 5000 psi					
Detallamiento		Extremo izquierdo	Centro	Extremo derecho	
Viga principal	5,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			2No. 7 + bastones 3 No. 8	2No. 7	2No. 7 + bastones 3 No. 8
			2 No. 7 + bastones 2 No. 7	2 No. 7	2 No. 7 + bastones 2 No. 7
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 10 cm
Viga secundaria	5,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			2 No. 4 + bastones 2 No. 5	2No. 4	2 No. 4 + bastones 2 No. 5
			2 No. 4 + 2 No 3	2 No. 4 + 2 No. 4	2 No. 4 + bastones 2 No.3
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 10 cm
Columnas	6,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			6 No. 8 + 8 No. 9		
			<b>Refuerzo transversal</b>		
		No. 4 @ 10 cm			

Cuadro 95: Refuerzo longitudinal y transversal de elementos con concreto 6000psi

Columnas 6000 psi - Vigas 6000 psi					
Detallamiento		Extremo izquierdo	Centro	Extremo derecho	
Viga principal	6,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			2No. 7 + bastones 3 No. 8	2No. 7	2No. 7 + bastones 3 No. 8
			2 No. 7 + bastones 2 No. 6	2 No. 7	2 No. 7 + bastones 2 No. 7
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 15 cm	No. 3 @ 10 cm
Viga secundaria	6,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			2 No. 4 + bastones 2 No. 5	2No. 4	2 No. 4 + bastones 2 No. 5
			2 No. 4 + 2 No 3	2 No. 4 + 2 No. 4	2 No. 4 + bastones 2 No.3
			<b>Refuerzo transversal</b>		
			No. 3 @ 10 cm	No. 3 @ 15 cm	No. 3 @ 10 cm
Columnas	6,000.00	psi	<b>Refuerzo longitudinal</b>		
			6 No. 8 + 8 No. 9		
			<b>Refuerzo transversal</b>		
		No. 4 @ 10 cm			

Para realizar la verificación de las columnas y del refuerzo transversal utilizado para las mismas se utilizaron los siguientes diagramas de interacción. En estos se observa que el punto para el cual se diseñó se encuentra dentro del diagrama de interacción, por lo que se asegura



Figura 27: Diagrama de interacción para columnas de estructura conformada por columnas con concreto 5000psi y vigas con concreto 4000 psi

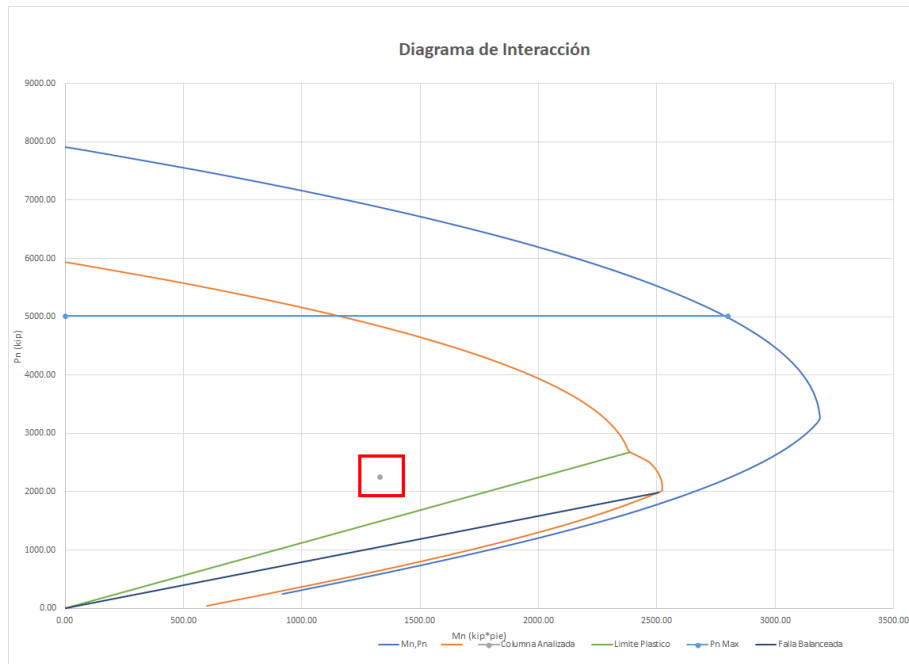


Figura 28: Diagrama de interacción para columnas de estructura conformada por elementos de concreto 5000psi

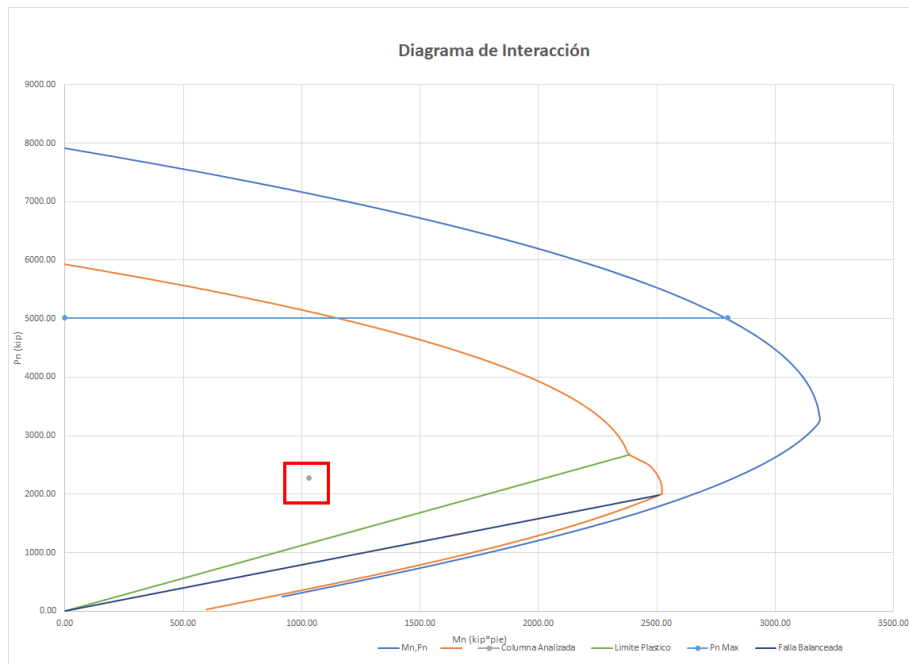


Figura 29: Diagrama de interacción para columnas de estructura conformada por columnas con concreto 6000psi y vigas con concreto 5000 psi

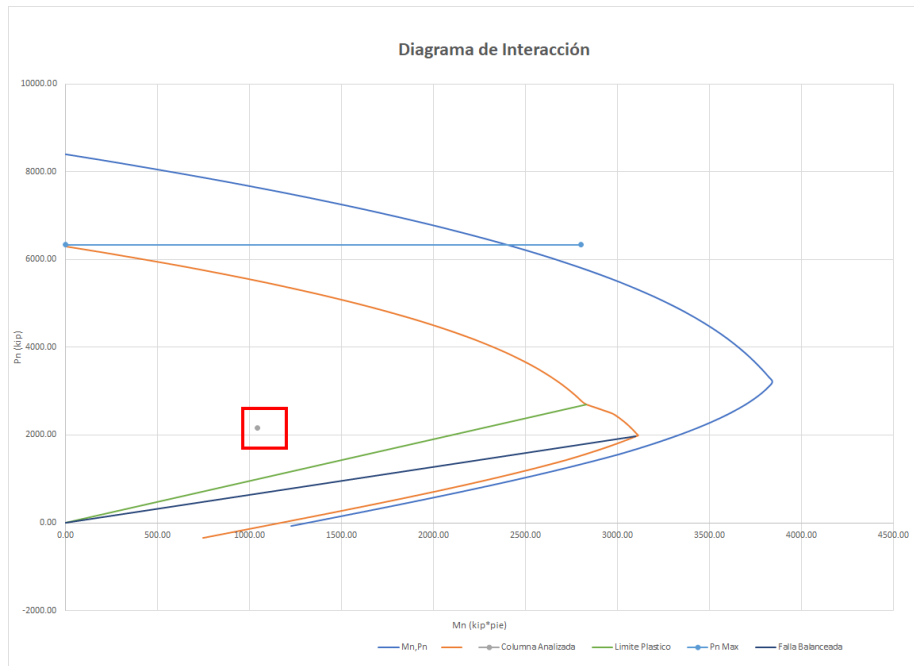
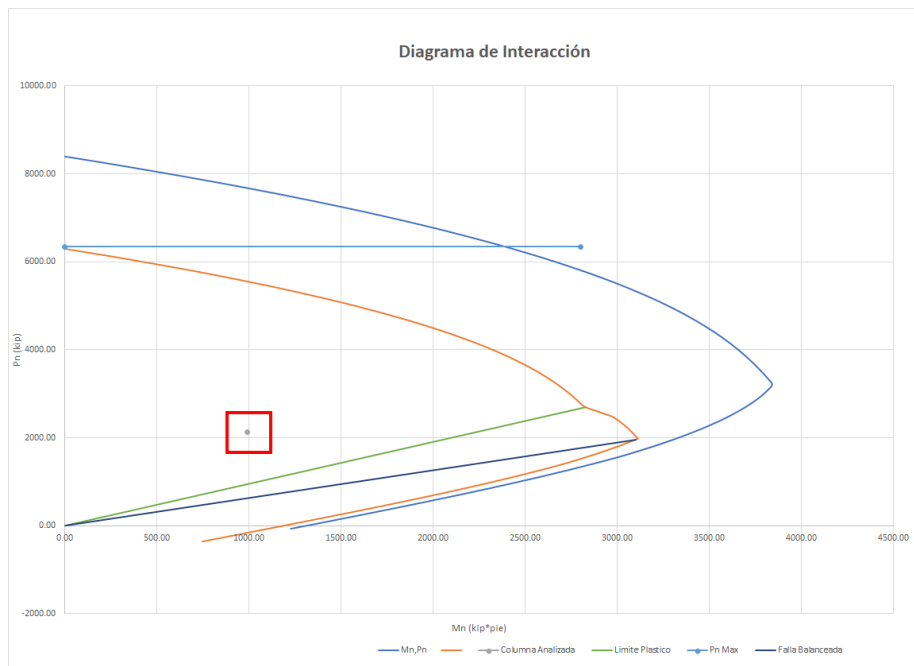


Figura 30: Diagrama de interacción para columnas de estructura conformada por elementos de concreto 4000psi



Finalmente, se realizó la cuantificación para cada variación de concreto. Como se observa en las tablas siguientes, a medida que se hace un incremento en la resistencia mínima a la compresión del concreto se presenta una reducción en el costo de los materiales.

Cuadro 96: Costos de concreto y acero para estructura conformada por elementos con concreto 4000psi

COSTOS (4000psi - 4000 psi)										
ELEMENTO	Volumen requerido de concreto (m <sup>3</sup> )	Precio por m <sup>3</sup> de concreto	Costo del concreto (Q.)	Peso de acero requerido (Kg)	Precio por Kg de acero de refuerzo	Costo del acero (Q.)				
Vigas principales	2,598.13	Q	1,870.80	Q	4,860,581.60	142,532.15	Q	15.69	Q	2,235,960.50
Vigas secundarias	536.46	Q	1,870.80	Q	1,003,609.37	21,654.73	Q	15.69	Q	339,706.66
Columnas	2,318.85	Q	1,870.80	Q	4,338,104.58	349,282.71	Q	15.69	Q	5,479,341.55
<b>Totales</b>	<b>5,453.44</b>	<b>Q</b>	<b>1,870.80</b>	<b>Q</b>	<b>10,202,295.55</b>	<b>513,469.59</b>	<b>Q</b>	<b>15.69</b>	<b>Q</b>	<b>8,055,008.71</b>

Cuadro 97: Costos de concreto y acero para estructura conformada por columnas con concreto 5000 psi y vigas con concreto 4000 psi

COSTOS (5000psi - 4000 psi)										
ELEMENTO	Volumen requerido de concreto (m <sup>3</sup> )	Precio por m <sup>3</sup> de concreto	Costo del concreto (Q.)	Peso de acero requerido (Kg)	Precio por Kg de acero de refuerzo	Costo del acero (Q.)				
Vigas principales	2,598.13	Q	1,870.80	Q	4,860,581.60	147,733.00	Q	15.69	Q	2,317,548.37
Vigas secundarias	536.46	Q	1,870.80	Q	1,003,609.37	21,751.14	Q	15.69	Q	341,219.08
Columnas	1,988.04	Q	2,053.76	Q	4,082,957.03	321,742.71	Q	15.69	Q	5,047,310.23
<b>Totales</b>	<b>5,122.63</b>			<b>Q</b>	<b>9,947,148.00</b>	<b>491,226.85</b>	<b>Q</b>	<b>15.69</b>	<b>Q</b>	<b>7,706,077.69</b>

Cuadro 98: Costos de concreto y acero para estructura conformada por elementos con concreto 5000psi

COSTOS (5000psi - 5000 psi)										
ELEMENTO	Volumen requerido de concreto (m <sup>3</sup> )	Precio por m <sup>3</sup> de concreto	Costo del concreto (Q.)	Peso de acero requerido (Kg)	Precio por Kg de acero de refuerzo	Costo del acero (Q.)				
Vigas principales	2,598.13	Q	2,053.76	Q	5,335,935.47	123,880.33	Q	15.69	Q	1,943,361.72
Vigas secundarias	536.46	Q	2,053.76	Q	1,101,760.09	21,288.93	Q	15.69	Q	333,968.21
Columnas	1,682.68	Q	2,053.76	Q	3,455,820.88	304,315.05	Q	15.69	Q	4,773,915.42
<b>Totales</b>	<b>4,817.27</b>	<b>Q</b>	<b>2,053.76</b>	<b>Q</b>	<b>9,893,516.44</b>	<b>449,484.31</b>	<b>Q</b>	<b>15.69</b>	<b>Q</b>	<b>7,051,245.34</b>

Cuadro 99: Costos de concreto y acero para estructura conformada por columnas con concreto 6000 psi y vigas con concreto 5000 psi

COSTOS (6000psi - 5000 psi)										
ELEMENTO	Volumen requerido de concreto (m <sup>3</sup> )	Precio por m <sup>3</sup> de concreto	Costo del concreto (Q.)		Peso de acero requerido (Kg)	Precio por Kg de acero de refuerzo		Costo del acero (Q.)		
Vigas principales	2,598.13	Q	2,053.76	Q	5,335,935.47	130,640.03	Q	15.69	Q	2,049,403.92
Vigas secundarias	536.46	Q	2,053.76	Q	1,101,760.09	26,507.92	Q	15.69	Q	415,840.65
Columnas	1,402.76	Q	2,253.24	Q	3,160,754.94	273,117.39	Q	15.69	Q	4,284,504.95
<b>Totales</b>	<b>4,537.35</b>	<b>Q</b>	<b>2,253.24</b>	<b>Q</b>	<b>9,598,450.50</b>	<b>430,265.34</b>	<b>Q</b>	<b>15.69</b>	<b>Q</b>	<b>6,749,749.51</b>

Cuadro 100: Costos de concreto y acero para estructura conformada por elementos con concreto 6000psi

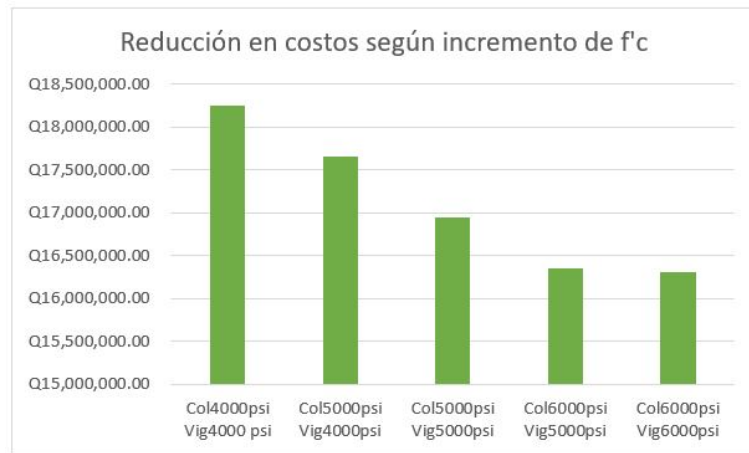
COSTOS (6000psi - 6000 psi)										
ELEMENTO	Volumen requerido de concreto (m <sup>3</sup> )	Precio por m <sup>3</sup> de concreto	Costo del concreto (Q.)		Peso de acero requerido (Kg)	Precio por Kg de acero de refuerzo		Costo del acero (Q.)		
Vigas principales	2,461.39	Q	2,169.00	Q	5,338,754.91	131,583.61	Q	15.69	Q	2,064,206.24
Vigas secundarias	536.46	Q	2,169.00	Q	1,163,581.74	26,507.92	Q	15.69	Q	415,840.65
Columnas	1,402.76	Q	2,169.00	Q	3,042,586.44	273,117.39	Q	15.69	Q	4,284,504.95
<b>Totales</b>	<b>4,400.61</b>	<b>Q</b>	<b>2,169.00</b>	<b>Q</b>	<b>9,544,923.09</b>	<b>431,208.92</b>	<b>Q</b>	<b>15.69</b>	<b>Q</b>	<b>6,764,551.84</b>

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de la reducción en el costo de los materiales según el incremento en la resistencia mínima a la compresión en el concreto. Como se observa, en el primer incremento de la resistencia mínima a la compresión del concreto hubo una reducción en el costo del 3.42%; cuando se realizó el segundo incremento, se redujo un 4.18% con respecto al anterior; en el tercer incremento se redujo un 3.65% con respecto al anterior y, finalmente, al incrementar la resistencia mínima a la compresión del concreto a 6000 psi, tanto para las vigas como para las columnas, hubo una reducción del 1.99% con respecto al anterior.

Cuadro 101: Reducción en el costo de materiales según el incremento de la resistencia mínima a compresión del concreto

f <sub>c</sub>		Costo	Reducción
Columnas	Vigas		
4000psi	4000 psi	Q 18,257,304.26	
5000psi	4000psi	Q 17,653,225.69	3.31%
5000psi	5000psi	Q 16,944,761.78	4.01%
6000psi	5000psi	Q 16,348,200.01	3.52%
6000psi	6000psi	Q 16,311,398.39	0.23%

Figura 31: Reducción en costos según incremento de la resistencia mínima a la compresión del concreto





- Tras realizar el diseño de una estructura compuesta por marcos especiales resistentes a momento variando la geometría de sus elementos a medida que se incrementaba la resistencia mínima a la compresión se pudo observar que efectivamente el costo del sistema es menor al momento de incrementar gradualmente la resistencia a la compresión del concreto.
- Al llevar a cabo la optimización de las secciones transversales de los elementos de la edificación mediante el incremento de la resistencia a compresión del concreto a los 28 días, las derivas se redujeron de forma gradual, reduciendo las solicitaciones por sismo de la estructura.
- Se realizó una cuantificación de 5 modelos estructurales mediante la variación geométrica de las secciones transversales de los elementos y el detallamiento del acero de refuerzo. Se observó que a medida que llevaba a cabo la variación de los elementos.
- A diferencia de lo que aparenta por tratarse de concretos con mayor resistencia mínima a la compresión y, por ende, un costo por  $m^3$  es mayor, el incremento en la resistencia mínima a la compresión del concreto resulta en una reducción en los costos del mismo ya que se redujo el volumen de concreto requerido, al igual que la cantidad de acero de refuerzo de acero, por lo tanto un incremento en la resistencia mínima a la compresión del concreto resulta beneficioso en la economía al momento de ejecutar un proyecto.



---

### Recomendaciones

---

- Se recomienda elaborar un diseño más detallado que considere el comportamiento de toda la estructura y el efecto que el incremento gradual de la resistencia mínima a la compresión a los 28 días tiene, tomando en consideración el diseño de las uniones entre vigas y columnas y el diseño de los cimientos que soportarán dicha estructura.
- Se recomienda contar con algún estudio que indique el tipo de suelo existente donde se elaborará la estructura puesto que realizar un análisis sin ese tipo de información torna los resultados sumamente conservadores, pues se está considerando una estructura cimentada en suelos de baja calidad, lo cual tiene un impacto en las derivas calculadas.



## Bibliografía

- 
- [1] ACI Committee 318 y American Concrete Institute (ACI), *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14): an ACI standard and commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-14) : an ACI report*, English. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute, ACI, 2014, OCLC: 908765356, ISBN: 978-0-87031-930-3.
  - [2] T. E. Harmsen, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Fondo Editorial PUCP, 2005.
  - [3] A01 Committee, «Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement (ASTM A706)», en, ASTM International, inf. téc. (visitado 29-07-2019).
  - [4] Aceros de Guatemala, *Hierro AG | AG*. dirección: <https://www.corporacionag.com/es/categoria-producto/hierro-ag> (visitado 29-07-2019).
  - [5] A. Kappos y G. G. Penelis, *Earthquake Resistant Concrete Structures*, en. CRC Press, abr. de 2014.
  - [6] INSIVUMEH Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología y L. A. Bautista, *Propuesta de zonificación sismogenética para la zona de subducción y el arco volcánico de Guatemala*. Unidad de Investigación y Servicios Geofísicos, INSIVUMEH Guatemala: INSIVUMEH, jun. de 2019.
  - [7] L. M. Bozzo Rotondo y A. H. Barbat, *Diseño sismorresistente de edificios: técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona: Reverté, 2004.
  - [8] Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, *NSE 2-18 Demandas estructurales y condiciones de sitio*. Ciudad de Guatemala: AGIES, 2018.
  - [9] G. G. Penelis y G. G. Penelis, *Concrete buildings in seismic regions*. Boca Raton: CRC Press/Taylor & Francis Group, 2014, ISBN: 978-0-415-53763-6.
  - [10] American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, 7.<sup>a</sup> ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, jun. de 2017.

- [11] T. Paulay, R. Park y M. Priestley, «Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions», en *Journal Proceedings*, vol. 75, 1978, págs. 585-593.
- [12] R. Vandana y K. Bindhu, «Influence of geometric and material characteristics on the behavior of reinforced concrete beam-column connections», *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 44, n.º 5, págs. 377-386, mayo de 2017.
- [13] Organizacion Panamericana de la Salud, *Fundamentos para la mitigacion de desastres en establecimientos de salud*. es. Washington D.C.: Organizacion Panamericana de la Salud, 2004, OCLC: 1026022784, ISBN: 978-92-75-32304-5.
- [14] M. Gallego Silva y A. Sarria Molina, *El concreto y los terremotos: conceptos, comportamiento, patología y rehabilitación*, Spanish. Bogotá, Colombia: Asocreto, 2010, OCLC: 841334652, ISBN: 978-958-97371-9-4.

## CAPÍTULO 10

---

Anexos

---

Cuadro 102: Factores y coeficientes de diseño para estructuras sismo-resistentes

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, $R^m$	Overstrength Factor, $\Omega_o^b$	Deflection Amplification Factor, $C_d^c$
<b>MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS</b>				
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5/2
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5/2
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3
5. Special reinforced concrete moment frames <sup>m</sup>	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5/2
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	4½
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5/2
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5/2
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame <sup>s</sup>	14.1	3½	3 <sup>o</sup>	3½

Figura 32: Irregularidades en planta según ASCE/SEI 7-16

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	D, E, and F B, C, D, E, and F C, D, E, and F C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity:</b> Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.3.4.2 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 16.3.4	E and F D D B, C, and D C and D C and D D B, C, and D
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one that has a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3 12.7.3 Table 12.6-1 16.3.4	C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F

Figura 33: Irregularidades en elevación según ASCE/SEI 7-16

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Stiffness-Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	<b>Weight (Mass) Irregularity:</b> Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Vertical Geometric Irregularity:</b> Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity:</b> In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting element irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on supporting structural elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Extreme Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F

**aplastamiento** Este tipo de esfuerzo ocurre cuando un cuerpo es soportado por otro, y es el esfuerzo de compresión desarrollado entre dos cuerpos en su superficie de contacto, que es característico en esta variante de esfuerzo normal.. 52

**construidas monolíticamente** Sistema en el cual se realiza el vaciado de concreto de múltiples elementos que están conectados entre sí. 57

**ductilidad** Capacidad de la estructura o sus componentes de ofrecer resistencia en el rango de respuesta inelástica.. 7

**Efectos de segundo orden** Los efectos de segundo orden son aquellos que se originan debido al desplazamiento lateral de la estructura. El desplazamiento lateral origina excentricidades de la carga vertical que generan momentos de segundo orden en los pilares. . 51

**flujo plástico** Propiedad de los materiales mediante el cual estos se deforman a través de lapsos considerables bajo un estado constante de esfuerzo o carga.. 52

**fuerza cortante** Esfuerzo que resulta de tensiones paralelas a la sección transversal de un elemento.. 15

**integridad estructural** Hace referencia a que los miembros estructurales se mantengan unidos para que puedan experimentar daño local sin que la estructura en general pierda su estabilidad ni extienda el daño local a otros elementos, ni se presente colapso progresivo. 48

**luz libre** Es la distancia, en proyección horizontal, existente entre las caras de los apoyos de una viga.. 55

**momento flector** Las fuerzas internas en cualquier sección transversal de un elemento simétrico en flexión pura son equivalentes a un par. El momento  $M$  de dicho par se conoce como el momento flector. 23

**oquedades** Está vinculada a la existencia de un agujero o hueco. Es el espacio que queda vacío al momento del vaciado del concreto. 70

**período fundamental** Es el período de mayor magnitud que puede ocurrir en la estructura para que esta oscile. Este involucra la mayor masa de la estructura y es el período más crítico para la estructura.. 15

**retracción** Disminución del volumen del concreto durante el proceso de fraguado del mismo.. 52

**riesgo sísmico** Evaluación de la posibilidad de que ocurra un movimiento sísmico de cierta intensidad.. 19

**rigidez** Relación entre las cargas o fuerzas aplicadas y las deformaciones estructurales. 10

**tensión** Un elemento está sometido a un esfuerzo de tensión cuando actúan fuerzas que tienden a estirarlo. 6