

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Integración estructural de vigas compuestas embebidas en concreto
reforzado en el diseño de un edificio de 15 niveles en
Huehuetenango, Guatemala

Trabajo de graduación en modalidad de tesis presentado por Laura Daniela
Monroy Gramajo para optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería
Civil

Guatemala
2025

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



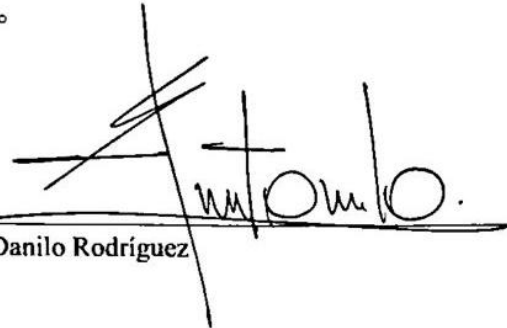
Integración estructural de vigas compuestas embebidas en concreto
reforzado en el diseño de un edificio de 15 niveles en
Huehuetenango Guatemala

Trabajo de graduación en modalidad de tesis presentado por Laura Daniela
Monroy Gramajo para optar al grado académico de Licenciada en Ingeniería
Civil

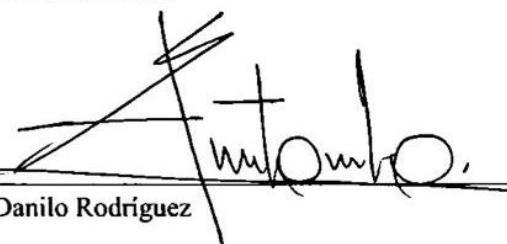
Guatemala
2025

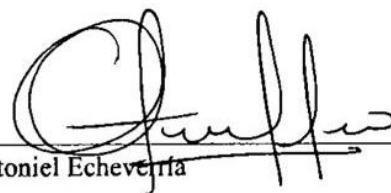
Hoja con el Vo. Bo., del asesor y los examinadores
Esta hoja debería de firmarse el día que se presenta y aprueba su examen de graduación

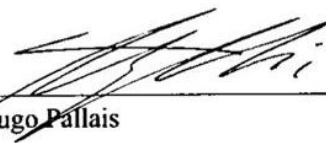
V.ºB.º


Ing. Danilo Rodríguez

Tribunal examinador.


Ing. Danilo Rodríguez


Ing. Otoniel Echeverría


Ing. Hugo Pallais

Fecha de aprobación del examen de graduación

(Guatemala, 09 de diciembre de 2025)

Prefacio

Agradezco a Dios, quien me ha acompañado en todo este proceso y me ama incondicionalmente. También agradezco a mis padres, Juan Carlos y Anny, por su apoyo y cariño constante; a mis hermanos, Andrés, Sofía y Andrea; y a mis docentes por compartir su conocimiento y compromiso. Asimismo, agradezco a Javi por su comprensión, paciencia y consejos. La compañía y palabras de aliento de cada uno fueron una fuente invaluable de fortaleza y motivación para alcanzar este logro.

Índice general

Prefacio.....	i
Índice de tablas.....	v
Índice de figuras.....	vii
Listado de acrónimos.....	xiv
Resumen.....	xv
Abstract.....	xvi
I. Introducción.....	1
II. Justificación.....	2
III. Objetivos.....	3
3.1 General.....	3
3.2 Específicos.....	3
IV. Marco teórico.....	4
4.1 Conceptos fundamentales.....	4
4.1.1 Definición y clasificación de sistemas estructurales.....	4
4.1.2 Tipos de esfuerzos en vigas.....	7
4.1.3 Definición de cargas.....	10
4.1.4 Combinaciones de cargas.....	12
4.1.5 Análisis del viento.....	14
4.1.6 Análisis sísmico.....	19
4.2 Vigas de concreto reforzado.....	28
4.2.1 Definición y características del concreto reforzado.....	28
4.2.2 Ventajas y desventajas.....	29
4.3 Estructuras mixtas de concreto armado y acero.....	31
4.3.1 Definición y concepto.....	31
4.3.2 Proceso constructivo de estructura compuesta.....	32
4.3.3 Tipos de estructura mixta.....	32
4.3.4 Viga compuesta embebida en concreto.....	34
4.4 Comparación entre vigas de concreto reforzado y vigas compuestas.....	36
4.4.1 Análisis de comportamiento estructural.....	36
4.4.2 Comparación en términos de eficiencia.....	37

4.5	Normativas de diseño para vigas compuestas	37
4.5.1	Normativa de seguridad estructural (NSE).....	38
4.5.2	Normativa ACI 318-19	41
4.5.3	Normativa AISC 360-16.....	42
4.5.4	AISC 341-16.....	52
4.5.5	AISC Design Guide 06	55
4.5.6	Steel Construction Manual	61
4.5.7	ASCE 7-16.....	61
4.6	Modelado y análisis con Etabs	62
4.6.1	Parámetros para el diseño	62
4.6.2	Etabs	63
V.	Metodología	65
5.1	Selección de fuentes bibliográficas	65
5.1.1	Revisión de literatura.....	65
5.1.2	Selección del edificio de referencia.....	66
5.2	Modelado y análisis del sistema con vigas de concreto reforzado	69
5.2.1	Integración de cargas estructurales.....	69
5.2.2	Modelado estructural en ETABS.....	75
5.3	Diseño y modelado del sistema con vigas compuestas	102
5.3.1	Diseño de vigas compuestas.....	102
5.3.2	Modelado estructural con vigas compuestas	143
5.4	Análisis comparativo y discusión de resultados	148
5.4.1	Comparación del desempeño estructural.....	148
5.4.2	Análisis de costos.	160
VI.	Resultados	161
6.1	Comparación de desempeño estructural.....	161
6.2	Análisis de costos	169
VII.	Discusión de resultados	171
7.1	Desempeño de vigas según longitud de luz.....	171
7.2	Derivas.....	172
7.3	Cortantes de piso	172
7.4	Modos de vibración	172

7.5	Peso de la estructura	173
7.6	Derivas de piso	174
7.7	Comparación de la capacidad de ambas secciones.....	174
7.8	Chequeo de torsión.....	175
7.9	Costos	176
VIII.	Conclusiones.....	178
IX.	Recomendaciones.....	179
X.	Referencias	180
XI.	Anexos.....	183
XII.	Glosario	189

Índice de tablas

Tabla 1. Tipologías estructurales.	4
Tabla 2. Ventajas y desventajas del concreto reforzado.	29
Tabla 3. Ventajas y desventajas de sección embebida en concreto.....	35
Tabla 4. Resumen de cargas gravitacionales.	69
Tabla 5. Carga perimetral.	69
Tabla 6. Datos para los ejes de referencia.	77
Tabla 7. Alturas de cada nivel.....	77
Tabla 8. Esfuerzos de diseño.	104
Tabla 9. Comparación de capacidades de la viga W10X88.....	147
Tabla 10. Comparación de capacidades de la viga W10X45.....	147
Tabla 11. Esfuerzos de diseño para iteraciones.	150
Tabla 12. Base reactions con vigas de concreto.	155
Tabla 13. Peso de la estructura con vigas de concreto.....	156
Tabla 14. Base Reactions con vigas compuestas.....	156
Tabla 15. Peso de la estructura con vigas compuestas.	156
Tabla 16. Capacidad de las secciones.	158
Tabla 17. Centros de masa y rigidez de vigas de concreto.	160
Tabla 18. Centros de masa y rigidez de vigas compuestas.	160
Tabla 19. Variación de la sección de concreto según longitud.	161
Tabla 20. Variación de la sección compuesta según longitud.....	161
Tabla 21. Comparativa de variación de ambas secciones.....	162
Tabla 22. Modos de vibración con vigas de concreto.....	165
Tabla 23. Modos de vibración con vigas compuestas.	166
Tabla 24. Comparativa del peso de la estructura.	166
Tabla 25. Comparación de la capacidad de las secciones.....	168
Tabla 26. Longitud de cada eje de los niveles típicos.	168
Tabla 27. Chequeo de torsión con vigas de concreto reforzado.	168
Tabla 28. Chequeo de torsión con vigas compuestas.	169
Tabla 29. Cantidad de varillas por sección.	169

Tabla 30. Comparativa de costos de materiales.....	170
Tabla 31. Porcentaje de incremento de área de sección.	171
Tabla 32. Porcentaje de incremento de períodos.	173
Tabla 33. Porcentaje de incremento de costos.....	176

Índice de figuras

Figura 1. Fisuras por cortante en vigas.....	7
Figura 2. Tipos de esfuerzos en vigas.....	8
Figura 3. Esfuerzo axial.....	9
Figura 4. Esfuerzos combinados.....	10
Figura 5. Símbolos de cargas que utiliza el ASCE 7-16.....	10
Figura 6. Clasificación de cargas en estructuras.....	12
Figura 7. Combinaciones de cargas.....	12
Figura 8. Combinaciones de sismo.....	12
Figura 9. Ejemplos de estados límites últimos.....	14
Figura 10. Ejemplos de estados límites de servicio.....	14
Figura 11. Metodologías de integración de viento.....	15
Figura 12. Factor topográfico.....	15
Figura 13. Factor de ráfaga.....	16
Figura 14. Factor de direccionalidad del viento.....	16
Figura 15. Coeficientes de presión.....	16
Figura 16. Tipo de exposición al viento.....	17
Figura 17. Mapa de velocidad básica del viento en Guatemala.....	18
Figura 18. Integración de viento según NSE 2.....	19
Figura 19. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.....	22
Figura 20. Nivel de protección sísmica.....	22
Figura 21. Listado de amenaza sísmica por municipio.....	23
Figura 22. Períodos de vibración para espectro.....	23
Figura 23. Calibración de parámetros según factor Kd.....	24
Figura 24. Función por partes de espectro sísmico.....	24
Figura 25. Gráfica de espectro sísmico en ASCE 7-16.....	25
Figura 26. Aceleración máxima del suelo AMS.....	25
Figura 27. Componente vertical del sismo.....	25
Figura 28. Parámetros sísmicos.....	26
Figura 29. Período fundamental de vibración.....	26

Figura 30. Coeficiente sísmico.	27
Figura 31. Cortante basal estático a cedencia.	27
Figura 32. Cortante de diseño.	28
Figura 33. Factores de calibración de sismo de diseño.	28
Figura 34. Concierto en la concha acústica de Naumburg en Central Park, Nueva York. ...	31
Figura 35. Tipo de construcción mixta según su configuración.	33
Figura 36. Tipo de construcción mixta según su configuración (Cont.).....	33
Figura 37. Tipo de construcción mixta según su función.	34
Figura 38. Sección de viga compuesta embebida en concreto reforzado.	35
Figura 39. Fragmento de tabla A-1 de NSE 2.	40
Figura 40. ACI 318 referenciado en AISC.	42
Figura 41. Capítulo I de la guía AISC 360.	42
Figura 42. Procedimiento para resistencia a compresión de sección embebida.	44
Figura 43. Procedimiento para resistencia a compresión de sección embebida (Cont.).	45
Figura 44. Procedimiento para resistencia a tensión de sección embebida.	46
Figura 45. Métodos para resistencia a flexión.	47
Figura 46. Procedimiento para resistencia a flexión de sección embebida.	48
Figura 47. Procedimiento para resistencia a flexión de sección embebida (Cont.).....	49
Figura 48. Métodos para resistencia a corte.	50
Figura 49. Procedimiento para resistencia a corte de sección embebida.....	51
Figura 50. Chequeo de esfuerzos combinados.	52
Figura 51. Fragmento de tabla B4.1b de AISC 341.	53
Figura 52. Fragmento de tabla D1.1b de AISC 341.	54
Figura 53. Distancia máxima entre apoyos laterales.	55
Figura 54. Nota de AISC referenciando la Guía de Diseño 06.....	55
Figura 55. Configuración de refuerzo longitudinal.	56
Figura 56. Recubrimiento mínimo.....	57
Figura 57. Espaciamiento mínimo del refuerzo.....	58
Figura 58. Distancia libre entre barras longitudinales y perfil de acero.....	58
Figura 59. Requisitos para estribos de vigas.	59
Figura 60. Proximidad al refuerzo.....	59

Figura 61. Tamaño de barras para estribos.	60
Figura 62. Disposición de estribos.	60
Figura 63. Ejemplo de modelado estructural.....	63
Figura 64. Modelado en Etabs.....	64
Figura 65. Diagrama de flujo de metodología.....	65
Figura 66. Vista isométrica de Torres Madeleine.	66
Figura 67. Planta de sótanos de Torres Madeleine.	67
Figura 68. Planta arquitectónica nivel 1 de torre 1.....	67
Figura 69. Distribución Arquitectónica nivel 2 a 12 de torre 1.....	68
Figura 70. Datos para espectro sísmico.....	70
Figura 71. Espectro sísmico - Ajustes por clase de sitio.	70
Figura 72. Espectro sísmico – Períodos de vibración por transición.....	71
Figura 73. Espectro sísmico.....	71
Figura 74. Aceleración máxima del suelo.	72
Figura 75. Parámetros para espectro.....	72
Figura 76. Parámetros sísmicos.....	73
Figura 77. Coeficientes sísmicos.....	73
Figura 78. Coeficientes mínimos.....	73
Figura 79. Factores de calibración.....	74
Figura 80. Integración de carga de viento según NSE.	75
Figura 81. Factores de integración de viento según ASCE 7-16.....	75
Figura 82. Configuración de unidades del modelo.....	76
Figura 83. Configuración de ejes del modelo.....	78
Figura 84. Definición de materiales en modelo.....	78
Figura 85. Configuración del concreto 280 en modelo.	79
Figura 86. Configuración del acero grado 50 en modelo.	79
Figura 87. Definición de secciones en modelo.....	80
Figura 88. Columna de niveles 1 al 6 del modelo.	81
Figura 89. Columna de niveles 7 al techo del modelo.....	81
Figura 90. Vigas secundarias del modelo.	82
Figura 91. Vigas principales de concreto.....	82

Figura 92. Propiedades del refuerzo de viga principal de concreto.....	83
Figura 93. Secciones de losas del modelo.	83
Figura 94. Losa de sótanos.	84
Figura 95. Losa de apartamento.	84
Figura 96. Losa de lobby.	85
Figura 97. Losa de pasillo.	85
Figura 98. Losa de techo.....	86
Figura 99. Modelo Etabs en vista 3d.	86
Figura 100. Parámetro de object shrink.....	87
Figura 101. Configuración de la masa en modelo.....	88
Figura 102. Configuración de diafragmas rígidos.....	88
Figura 103. Diafragmas rígidos en vista 3d.....	89
Figura 104. Definición de edge constraints.....	89
Figura 105. Configuración de auto edge constraints.....	90
Figura 106. Configuración del mesh.	90
Figura 107. Cookie cut en vista 3d.....	91
Figura 108. Cookie cut en vista de planta.	91
Figura 109. Mesh en vista de planta.	92
Figura 110. End length offset para viga.....	93
Figura 111. End length offset para columna.	93
Figura 112. Chequeo del modelo.....	94
Figura 113. Casos de carga de modelo.	95
Figura 114. Cargas de fachada en vista de elevación.	95
Figura 115. Cargas de fachada en vista 3d.	96
Figura 116. Cargas muertas en modelo.	96
Figura 117. Cargas vivas en modelo.....	97
Figura 118. Espectro sísmico en modelo.....	98
Figura 119. Sismo X y Y sin calibrar.....	98
Figura 120. Sismo X y Y de diseño.	99
Figura 121. Sismo X y Y de derivas.....	99
Figura 122. Cargas de viento en modelo.	100

Figura 123. Combinaciones de carga de modelo.....	100
Figura 124. Envolvente de Etabs.....	101
Figura 125. Combinaciones de diseño.....	101
Figura 126. Tablas de resultados de modelo.....	102
Figura 127. Tabla de element forces - beam.....	103
Figura 128. Tabla de element forces exportada a Excel.	103
Figura 129. Resultados de primera iteración.	105
Figura 130. Resultados de segunda iteración.	106
Figura 131. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzos de análisis	107
Figura 132. Diseño de vigas compuestas – Información de materiales.	108
Figura 133. Diseño de vigas compuestas – Cuantía de refuerzo longitudinal.....	109
Figura 134. Diseño de vigas compuestas – Refuerzo longitudinal.	110
Figura 135. Diseño de vigas compuestas – Refuerzo transversal.	111
Figura 136. Diseño de vigas compuestas – Capacidad a corte del perfil.	112
Figura 137. Diseño de vigas compuestas – Separación de estribos.	113
Figura 138. Diseño de vigas compuestas – Áreas e inercias de materiales.....	114
Figura 139. Diseño de vigas compuestas – Verificación de limitaciones.....	115
Figura 140. Diseño de vigas compuestas – Verificación de recubrimiento mínimo.	116
Figura 141. Diseño de vigas compuestas – Revisión de ductilidad.....	117
Figura 142. Diseño de vigas compuestas – Revisión de PLT.	118
Figura 143. Diseño de vigas compuestas – Revisión de longitud no soportada.....	119
Figura 144. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzo de compresión.	120
Figura 145. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzo de tensión.	121
Figura 146. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzo de flexión.	122
Figura 147. Diseño de vigas compuestas – Capacidad a flexión.	123
Figura 148. Diseño de vigas compuestas – Capacidad a flexión (Cont.).	124
Figura 149. Diseño de vigas compuestas – Cálculo de Mn.....	125
Figura 150. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzo de corte.	126
Figura 151. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzos combinados.	127
Figura 152. Diseño de vigas compuestas – Chequeo de deflexiones.	128
Figura 153. Resultados de tercera iteración.....	129

Figura 154. Diseño de vigas de concreto reforzado – Base de datos de barras de acero. ..	131
Figura 155. Diseño de vigas de concreto reforzado – Materiales.	132
Figura 156. Diseño de vigas de concreto reforzado – Dimensiones de la viga.....	133
Figura 157. Diseño de vigas de concreto reforzado – Diseño a cortante.	134
Figura 158. Diseño de vigas de concreto reforzado – Separación de estribos.	135
Figura 159. Diseño de vigas de concreto reforzado – Flexión positiva.	136
Figura 160. Diseño de vigas de concreto reforzado – Momento nominal positivo.....	137
Figura 161. Diseño de vigas de concreto reforzado – Flexión negativa.....	138
Figura 162. Diseño de vigas de concreto reforzado – Momento nominal negativo.	139
Figura 163. Diseño de vigas de concreto reforzado – Chequeo de deflexiones.....	140
Figura 164. Diseño de vigas de concreto reforzado – Longitud de desarrollo.....	141
Figura 165. Diseño de vigas de concreto reforzado – Resultado.	142
Figura 166. Viga compuesta de primera iteración.....	143
Figura 167. Sección compuesta de tercera iteración.	144
Figura 168. Propiedades de sección compuesta.	145
Figura 169. Revisión de la sección compuesta en modelo.	146
Figura 170. Iteraciones moviendo eje D.....	148
Figura 171. Iteraciones moviendo eje D (Cont.).	149
Figura 172. Selección de nodos de las esquinas.....	150
Figura 173. Selección de los casos de carga para derivas.	151
Figura 174. Procedimiento para obtener cortantes de piso “Tables for Display”.....	152
Figura 175. Procedimiento para obtener cortantes de piso “Select Load Case”	152
Figura 176. Procedimiento para obtener cortantes de piso “Story Forces”.....	153
Figura 177. Procedimiento para obtener modos de vibración.....	154
Figura 178. Procedimiento para obtener modos de vibración (Cont.).....	154
Figura 179. Procedimiento para obtener peso de la estructura.....	155
Figura 180. Procedimiento para obtener derivas de piso.....	157
Figura 181. Procedimiento para obtener derivas de piso (Cont.).	158
Figura 182. Procedimiento para obtener tabla centers of mass and rigidity.....	159
Figura 183. Gráfica de longitud vs área de sección.....	162
Figura 184. Gráfica de cortantes de piso para S X.	163

Figura 185. Gráfica de cortantes de piso para S Y.....	164
Figura 186. Gráfica de cortantes de piso para S dis X.	164
Figura 187. Gráfica de cortantes de piso para S dis Y.....	165
Figura 188. Derivas de piso en eje X.....	167
Figura 189. Derivas de piso en eje Y.	167
Figura 190. Vista de planta de nivel típico de modelo.	176

Listado de acrónimos

	Inglés	Español
AGIES	Guatemalan Association of Structural Engineering	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural
AISC	American Institute of Steel Construction	Instituto Americano de Construcción en Acero
AMS	Peak Ground Acceleration	Aceleración Máxima del Suelo
ASCE	American Society of Civil Engineers	Sociedad Americana de Ingenieros Civiles
CSI	Computers and Structures, Inc.	
DA	High Ductility	Ductilidad alta
DI	Intermediate Ductility	Ductilidad intermedia
ETABS	Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems	Análisis tridimensional extendido de sistemas de edificación
LRFD	Load and Resistance Factor Design	Diseño por factores de carga y resistencia
NSE	Structural Safety Code	Norma de seguridad estructural
PLT	Lateral-Torsional Buckling	Pandeo lateral torsional

Resumen

Este trabajo analiza el desempeño estructural y económico de un edificio de 15 niveles en Huehuetenango, Guatemala, comparando vigas principales de concreto reforzado y vigas compuestas de acero y concreto mediante modelación tridimensional y memorias de cálculo. Se evaluaron derivas de piso, cortantes, modos de vibración, capacidad resistente, peso estructural, desempeño de las vigas según la longitud y costos de materiales. Los resultados indican que ambos sistemas cumplen los requisitos sísmicos, pero las vigas compuestas presentan periodos fundamentales más largos, cortantes de piso menores y una reducción del peso total del 22 %, disminuyendo las fuerzas inerciales y aumentando derivas. En cuanto al efecto del aumento de la longitud de luz, las vigas de concreto requirieron un incremento de sección significativamente mayor, mientras que las vigas compuestas solo aumentaron de manera moderada, evidenciando una mayor eficiencia estructural de estas últimas para luces mayores. En términos de capacidad, las vigas de concreto evidencian mayor optimización que las vigas compuestas. En el aspecto económico, el costo de materiales para las vigas compuestas resultó inferior, con una diferencia de Q409,149.66 (7.04 %) respecto a las de concreto reforzado. Se concluye que las vigas compuestas constituyen una alternativa estructural segura para edificaciones de gran altura en zonas sísmicas, cuya viabilidad final debe evaluarse mediante un análisis económico integral que considere no solo los costos iniciales y los beneficios durante el ciclo de vida, sino también las ventajas potenciales de su uso en proyectos con mayores longitudes de luz.

Palabras clave: viga compuesta, concreto reforzado, análisis estructural, modelado, optimización.

Abstract

This study analyzes the structural and economic performance of a 15-story building in Huehuetenango, Guatemala, comparing reinforced concrete main beams with steel–concrete composite beams through three-dimensional modeling and structural calculation reports. Story drifts, story shears, vibration modes, load capacity, total structural weight, beam performance according to span length, and material costs were evaluated. The results indicate that both systems meet seismic requirements; however, composite beams exhibit longer fundamental periods, lower story shears, and a 22 % reduction in total weight, thereby decreasing inertial forces while slightly increasing drifts. Regarding the effect of increasing span length, the reinforced concrete beams required a significantly larger increase in cross-sectional area, while the composite beams increased only moderately, demonstrating the greater structural efficiency of the latter for longer spans. In terms of capacity, reinforced concrete beams show greater optimization than composite beams. Economically, the cost of materials for the composite beams was lower, with a difference of Q409,149.66 (7.04 %) compared to reinforced concrete beams. It is concluded that composite beams constitute a safe structural alternative for high-rise buildings in seismic regions, whose final feasibility should be evaluated through a comprehensive economic analysis that considers not only the initial costs and life-cycle benefits, but also the potential advantages of their use in projects with longer spans.

Keywords: composite beam, reinforced concrete, structural analysis, modeling, optimization.

I. Introducción

Los miembros estructurales compuestos de acero y concreto han sido utilizados desde hace décadas en la ingeniería estructural. En sus inicios, se empleaban principalmente por la protección contra el fuego y la erosión que el concreto proporcionaba al acero estructural (Griffis, 2001). Sin embargo, estudios y análisis han demostrado que estos materiales, actuando en conjunto, proporcionan mayor capacidad de resistencia y rigidez. Fue a partir de la década de 1960 cuando se popularizó la construcción con marcos compuestos como una alternativa común y viable (Griffis, 2001). La implementación de este tipo de marcos respondió a la necesidad de estructuras más ligeras y resistentes que contaran con métodos constructivos más eficientes.

Por eso, el presente trabajo tiene como finalidad analizar y comparar el desempeño estructural y económico de un edificio de 15 niveles en Huehuetenango, Guatemala, diseñado con vigas principales de concreto reforzado y vigas principales compuestas de acero y concreto, para evaluar su eficiencia, seguridad sísmica y viabilidad económica. La investigación se delimita al contexto de Huehuetenango, una región de elevada actividad sísmica asociada a la falla Chixoy-Polochic (Callejas, et al., 2021), donde la optimización de recursos y el diseño sismo-resistente son de especial relevancia. La metodología incluyó modelación tridimensional, desarrollo de memorias de cálculo y evaluación de derivas de piso, cortantes, modos de vibración, capacidad resistente, peso total de la estructura, variación de la longitud de luz de las vigas y costos de materiales.

Los resultados evidencian que ambos sistemas cumplen con las exigencias sísmicas; sin embargo, las vigas compuestas presentan periodos fundamentales más largos, cortantes de piso menores, una reducción del peso total del 22 % y mayor eficiencia estructural para luces mayores, con un costo de materiales 7 % inferior respecto al sistema con vigas de concreto. Estos hallazgos permiten considerar a las vigas compuestas como una alternativa estructural factible, segura y eficiente para edificaciones de gran altura en zonas sísmicas, cuya adopción debe evaluarse mediante un análisis económico integral que contemple no solo los costos iniciales, sino también los beneficios de operación, mantenimiento y la viabilidad de su uso en proyectos con mayores longitudes de luz.

II. Justificación

En el ámbito de la ingeniería estructural, la eficiencia en el uso de materiales y la optimización del tamaño de los elementos de soporte juegan un papel fundamental en el diseño de edificaciones. Uno de los principales desafíos que enfrentan los ingenieros y arquitectos es la reducción del peso estructural sin comprometer la resistencia y estabilidad de la construcción. En este contexto, la reducción del espesor en vigas compuestas surge como una alternativa para mejorar la eficiencia de las estructuras, disminuyendo el peso propio y sísmico sobre los cimientos y optimizando el uso de materiales de alta resistencia, como el acero y el concreto.

El problema que se busca resolver con esta investigación radica en encontrar un equilibrio entre la reducción del tamaño de los elementos estructurales, como las vigas, sin comprometer su capacidad estructural. Las vigas compuestas, al combinar materiales con propiedades complementarias, permiten estructuras más ligeras y con mayor desempeño. Esta optimización es especialmente relevante en edificaciones de gran altura, puentes y otras construcciones donde el espacio, el peso y la resistencia son factores críticos.

Además, la reducción del tamaño no solo responde a criterios de optimización estructural, sino también a solicitudes arquitectónicas, funcionales y operacionales. En muchas edificaciones modernas, la integración de espacios abiertos exige el uso de elementos estructurales más delgados y discretos, sin comprometer la estabilidad y capacidad. Al desarrollar un estudio sobre este tema, se podrán establecer criterios de diseño que permitan aprovechar al máximo las ventajas de la combinación de concreto y acero. Las cuales se han hecho evidentes en múltiples proyectos como lo son las torres de Forum Zona 10 en Ciudad de Guatemala. A nivel latinoamericano, proyectos como Salvador Shopping y New Century en Brasil han utilizado vigas y losas compuestas de acero-concreto en su sistema estructural principal (De Nardin & De Cresce, 2013). Además de Brasil, existen proyectos relevantes que emplean vigas compuestas acero-concreto, como la Torre Mayor (Taranath, 2016) y la Torre Reforma en México (Valles & Soto, s.f.).

III. Objetivos

3.1 General

Desarrollar una propuesta de la integración de vigas principales compuestas de acero y concreto reforzado en un edificio de 15 niveles en Huehuetenango, Guatemala, considerando los factores de desempeño estructural, tamaño e impacto económico.

3.2 Específicos

- Analizar el comportamiento estructural de un edificio de 15 niveles en Huehuetenango, Guatemala, en un modelo diseñado con vigas principales en concreto reforzado frente a otro con vigas principales de estructura compuesta, comparando parámetros como derivas de piso y modos de vibración.
- Evaluar la resistencia y estabilidad de ambos sistemas estructurales, considerando cargas gravitacionales y accidentales, utilizando modelos analíticos y una memoria de cálculo que valide el desempeño de las vigas principales compuestas.
- Determinar la influencia del aumento de la luz en el área de la sección de vigas compuestas y de concreto reforzado.
- Estimar el impacto económico de cada sistema estructural mediante la cuantificación y costo de materiales, con el fin de identificar la opción más eficiente para el proyecto.

IV. Marco teórico

4.1 Conceptos fundamentales

4.1.1 Definición y clasificación de sistemas estructurales

Los sistemas estructurales se enlistan en la sección 1.5 del NSE 3-Diseño estructural de edificaciones (AGIES, 2018c). Cabe recalcar que el código indica que cada estructura se debe de clasificar en ambas direcciones de manera independiente entre estas seis categorías. Y en dado caso que no fuera posible se recomienda referenciarse a la sección 1.6.11 del mismo NSE 3, el cual presenta un caso de combinación de sistemas estructurales. A continuación, se presenta un cuadro que los resume.

Tabla 1. Tipologías estructurales.

Nomenclatura	Nombre	Descripción
E1	Estructura de marcos simples	Es un sistema integrado con marcos de columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y además todas las solicitaciones horizontales. Todos los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso.
E2	Estructura de muros (estructura de cajón)	Es un sistema sostenido por muros estructurales interconectados con losas actuando como diafragmas. Los muros soportan el 100% de las solicitaciones horizontales y la parte de las solicitaciones verticales que les correspondan por área tributaria. La carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas de concreto o acero que no tendrán la función de resistir solicitaciones horizontales, pero deberán aceptar las acciones inducidas por las derivas laterales de la estructura.

Nomenclatura	Nombre	Descripción
E3	Estructura combinada	<p>Es un sistema sostenido por una combinación de muros estructurales y marcos (formados con columnas y vigas), todos interconectados con losas actuando como diafragmas. Las solicitaciones horizontales se reparten entre muros y marcos en proporción a sus rigideces en el plano vertical. Las losas pueden tener vigas o ser planas.</p>
E4	Estructura dual	<p>El sistema E4 será similar al sistema E3 en todos los aspectos, excepto que deberá contener obligadamente muros que en cualquier piso tomen al menos el 60% del cortante de piso y marcos de Alta Ductilidad (Tipo DA) capaces de tomar, sin el concurso de los muros, al menos el 25% de las solicitaciones sísmicas totales. Los marcos también podrán ser de Ductilidad Intermedia (Tipo DI) con las limitaciones indicadas.</p>

Nomenclatura	Nombre	Descripción
E5	Soportes en voladizo y naves	<p>Estructuras de un solo nivel o que constituyen el nivel superior de otras estructuras en las que columnas y/o muros soportan las cargas verticales y también todas las cargas horizontales actuando como voladizos verticales sin acción de marco en la dirección de la carga horizontal. La capacidad de momento flector en la cimentación y en la base de la columna de soporte se calculará aplicando el factor de incremento de resistencia Ω_r. La demanda axial en la columna, considerando sólo combinaciones de sismo, no excederá 25% de la resistencia axial concéntrica.</p>
E6	Péndulo invertido	<p>Es un sistema que soporta la carga vertical y también las fuerzas horizontales actuando esencialmente como voladizo vertical aislado. Además, más del 50% de la masa del sistema está concentrada en el extremo superior y la estabilidad lateral de la masa depende de una restricción a momento. La capacidad de momento flector en el extremo del soporte no será menos que 50% de la capacidad en la base del soporte. La capacidad de momento flector en la cimentación y en la base del soporte se calculará aplicando el factor de incremento de resistencia Ω_r correspondiente. La demanda axial en la columna no excederá 15% de la resistencia axial concéntrica.</p>

Nota. Adaptado de AGIES (2018c).

4.1.2 Tipos de esfuerzos en vigas

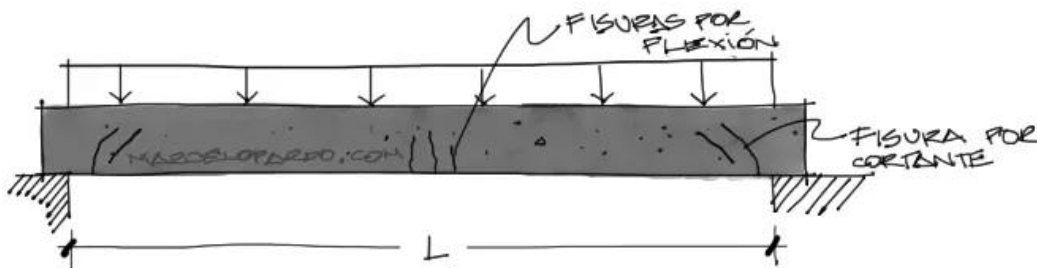
- **Flexión**

La flexión es el esfuerzo predominante en una viga cuando está sometida a cargas perpendiculares a su eje longitudinal. Este esfuerzo genera momentos flectores que producen compresión en una parte de la sección transversal de la viga y tracción en la otra (McCormac & Brown, 2018). El diseño debe garantizar que el material y la sección sean capaces de resistir estos momentos sin sufrir deformaciones excesivas ni fallas estructurales.

- **Cortante**

El esfuerzo cortante se genera debido a la diferencia de cargas aplicadas a lo largo de la viga, provocando fuerzas internas que actúan en direcciones opuestas en secciones cercanas. Estas fuerzas pueden causar deslizamiento entre las fibras de la viga, afectando su integridad estructural. Para evitar fallas por cortante (Ver Figura 1), se diseñan refuerzos adecuados, como estribos en vigas de concreto armado o refuerzos en vigas metálicas (McCormac & Brown, 2018).

Figura 1. Fisuras por cortante en vigas.

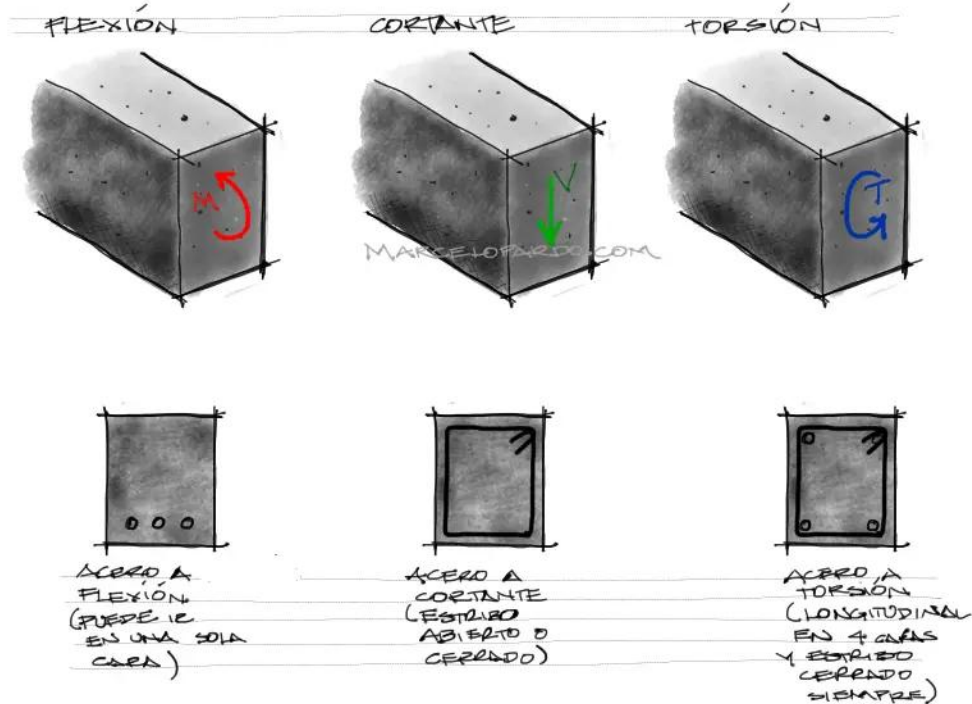


Nota. Adaptado de Pardo (2022).

- **Torsión**

La torsión ocurre cuando una viga es sometida a momentos torsionales, es decir, fuerzas que tienden a hacerla girar alrededor de su eje longitudinal. Este tipo de esfuerzo es común en estructuras donde las cargas no están alineadas con el centro de gravedad de la sección transversal. La torsión puede generar tensiones combinadas de corte y tracción, por lo que es necesario diseñar refuerzos o secciones adecuadas para evitar deformaciones excesivas o colapso estructural (McCormac & Brown, 2018).

Figura 2. Tipos de esfuerzos en vigas.

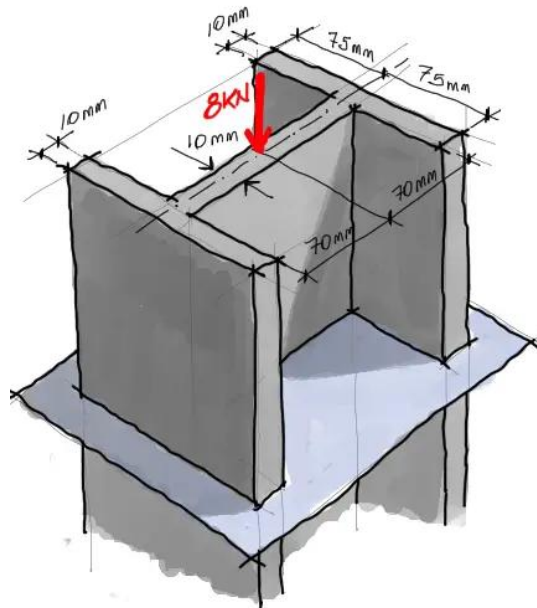


Nota. Adaptado de Pardo (2022).

- **Axial**

El esfuerzo axial en vigas se refiere a la carga que actúa a lo largo del eje de la viga, perpendicular a su sección transversal. En una viga, el esfuerzo axial puede ser provocado por fuerzas que traccionan o comprimen la viga a lo largo de su longitud, generando un esfuerzo axial uniforme si la carga es centrada. Sin embargo, si la carga se aplica de forma excéntrica, además del esfuerzo axial, se genera un momento flector que induce una distribución no uniforme de los esfuerzos en la viga, con zonas sometidas a tracción y otras a compresión. En el diseño de vigas, se deben considerar estos esfuerzos axiales junto con los esfuerzos por flexión y corte, ya que el comportamiento de la viga ante estas combinaciones influye en su resistencia y estabilidad. Esto implica que se deben calcular adecuadamente los esfuerzos axiales para evitar que la viga se deforme o falle bajo cargas excesivas (Pardo, 2019).

Figura 3. Esfuerzo axial.



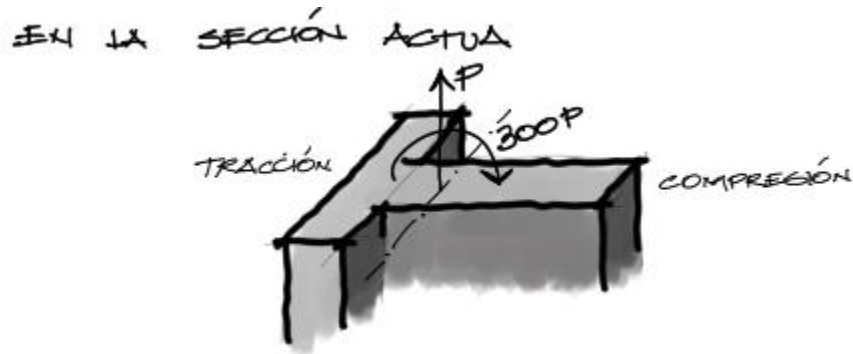
Nota. Adaptado de Pardo (2019).

- **Esfuerzos combinados**

Los esfuerzos combinados en vigas ocurren cuando una viga está sometida simultáneamente a una carga axial y a un momento flector. El esfuerzo axial puede ser de tensión, también llamada tracción, o compresión, y distribuye tensiones uniformemente a través de la sección transversal de la viga. Por otro lado, el momento flector genera una distribución no uniforme de tensiones, con máximos en las fibras más alejadas del eje neutro y mínimos en el centro de la viga.

Cuando estas dos sollicitaciones actúan juntas, los efectos de cada una se combinan. Si tanto la carga axial como el momento flector son de compresión, las tensiones se suman en las fibras alejadas del eje neutro, lo que puede incrementar el riesgo de pandeo. Si la carga axial es de tracción y el momento flector es de compresión, las tensiones se contrarrestan, reduciendo la posibilidad de fallo. Es crucial analizar y calcular estos esfuerzos combinados para asegurar que la viga pueda soportar las cargas sin comprometer su estabilidad (Pardo, Esfuerzos Combinados: Axial y Momento flector - Ejercicio 1, 2021).

Figura 4. Esfuerzos combinados.



Nota. Adaptado de Pardo (2021).

4.1.3 Definición de cargas

En el diseño estructural, las cargas representan las fuerzas o efectos que actúan sobre una estructura y determinan su respuesta en términos de esfuerzos, deformaciones y estabilidad. La correcta identificación y cuantificación de estas cargas es esencial para garantizar la seguridad y funcionalidad de cualquier edificación o infraestructura. Según el ASCE 7-16 (2016), se pueden mencionar:

Figura 5. Símbolos de cargas que utiliza el ASCE 7-16.

- A_k = load or load effect arising from extraordinary event A
- D = dead load
- D_i = weight of ice
- E = earthquake load
- F = load caused by fluids with well-defined pressures and maximum heights
- F_a = flood load
- H = load due to lateral earth pressure, ground water pressure, or pressure of bulk materials
- L = live load
- L_r = roof live load
- N = notional load for structural integrity, Section 1.4
- R = rain load
- S = snow load
- T = cumulative effect of self-straining forces and effects arising from contraction or expansion resulting from environmental or operational temperature changes, shrinkage, moisture changes, creep in component materials, movement caused by differential settlement, or combinations thereof
- W = wind load
- W_i = wind-on-ice determined in accordance with Chapter 10

Nota. Adaptado de ASCE (2016).

Sin embargo, con el fin de sintetizar las cargas mencionadas anteriormente, se pueden catalogar en cargas muertas, vivas y especiales (Ver Figura 6 para un ejemplo).

- **Cargas muertas**

Constituyen el peso del material de la infraestructura, equipos de servicio fijo y cualquier tipo de sistema arquitectónico y estructuras que se incorpore (Aylsworth, 2024). Tomará en cuenta las solicitaciones de un carácter permanente, que no varíen significativamente con respecto al tiempo.

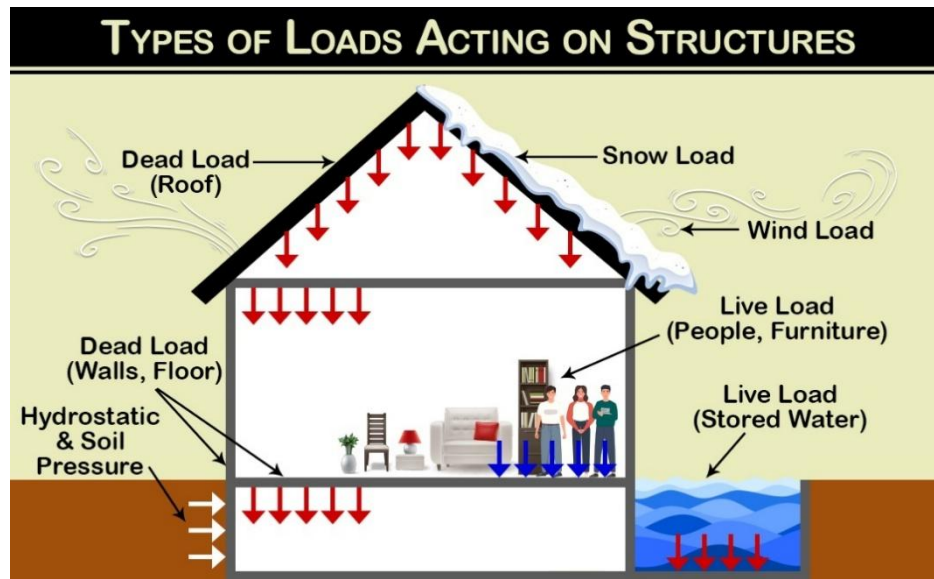
- **Cargas vivas**

Son aquellas solicitaciones que se producen debido al uso y ocupación de la estructura. También se caracterizan por ser variables a lo largo del tiempo. Aylsworth (2024) enlista cargas que corresponden a carga viva: “Las cargas vivas incluyen a los ocupantes de la estructura., tráfico de vehículos, muebles, equipo, particiones móviles, y algunas estructuras temporales que solo se usarán por un corto período de tiempo”.

- **Cargas especiales**

Las cargas especiales engloban todas aquellas cargas provocadas por fenómenos naturales que varían según la ubicación, geografía, geología, topografía, entre otros factores. Entre algunas de estas cargas se encuentra: nieve, viento, debido a sismo, hielo, suelo, inundación, lluvia y temperatura (Aylsworth, 2024). Hay casos que no aplican para Guatemala, como la nieve y el hielo, pues el país no cuenta con estos fenómenos.

Figura 6. Clasificación de cargas en estructuras.



Nota. Adaptado de Gharpedia (2025).

4.1.4 Combinaciones de cargas

Las estructuras, sus componentes y cimentaciones deberán de diseñarse tal que su resistencia de diseño sea igual o mayor que las siguientes combinaciones (Ver Figura 5).

Figura 7. Combinaciones de cargas.

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $0.9D + 1.0W$

Nota. Adaptado de ASCE (2016).

Figura 8. Combinaciones de sismo.

6. $1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S$
7. $0.9D - E_v + E_h$

Nota. Adaptado de ASCE (2016).

La normativa ASCE 7-16 hace referencia a que no se deberán de combinar viento y sismo al mismo tiempo. Estados Límites de las estructuras

El objetivo principal de cualquier estructura es mantenerse operativa y en condiciones adecuadas para el uso previsto, teniendo en cuenta su vida útil, costos de construcción y mantenimiento, y evitando daños inusuales por eventos accidentales. Los estados límite son aquellos puntos críticos en los que la estructura deja de cumplir con los requisitos establecidos en el proyecto; se clasifican en Estados Límite Últimos (ELU) y Estados Límite de Servicio (ELS), y es fundamental que no se superen (UPV, 2015).

Los Estados Límite Últimos (ELU) están relacionados con el colapso o fallos estructurales que afectan la resistencia y estabilidad del edificio. Ejemplos de ELU incluyen la pérdida de equilibrio de la estructura, deformaciones excesivas, roturas o la pérdida de estabilidad de cualquier parte de la edificación, así como la transformación en un mecanismo de piso. Estos estados son críticos para la seguridad e integridad de las personas, ya que pueden causar lesiones y representan una responsabilidad legal para los arquitectos, ingenieros y constructores. Por ello, se deben considerar cargas y acciones adicionales que puedan afectar a la estructura (UPV, 2015).

Por otro lado, los Estados Límite de Servicio (ELS) se producen cuando no se cumplen los criterios necesarios para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura durante su uso normal. En este contexto, se evalúan y controlan aspectos como las deformaciones locales y globales, vibraciones y agrietamientos. Estos estados impactan el confort y la experiencia de los usuarios, así como la apariencia general del edificio y el rendimiento de sus equipos e instalaciones (UPV, 2015).

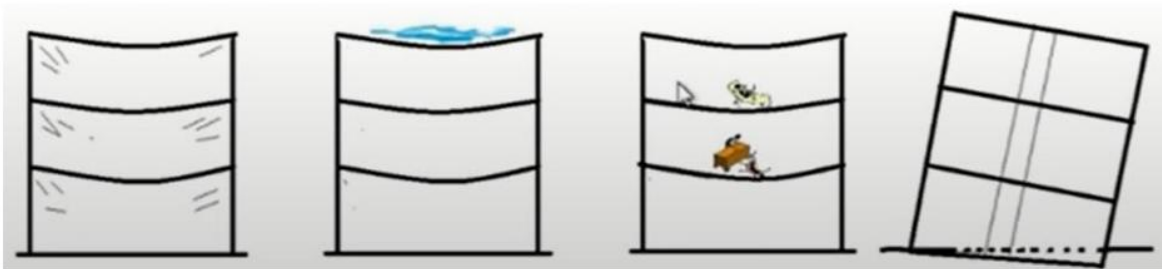
Los estados últimos garantizan el funcionamiento correcto de las estructuras, de tal forma que las demandas sean menores a la capacidad real de los elementos.

Figura 9. Ejemplos de estados límites últimos



Nota. Adaptado de CNN (2021).

Figura 10. Ejemplos de estados límites de servicio

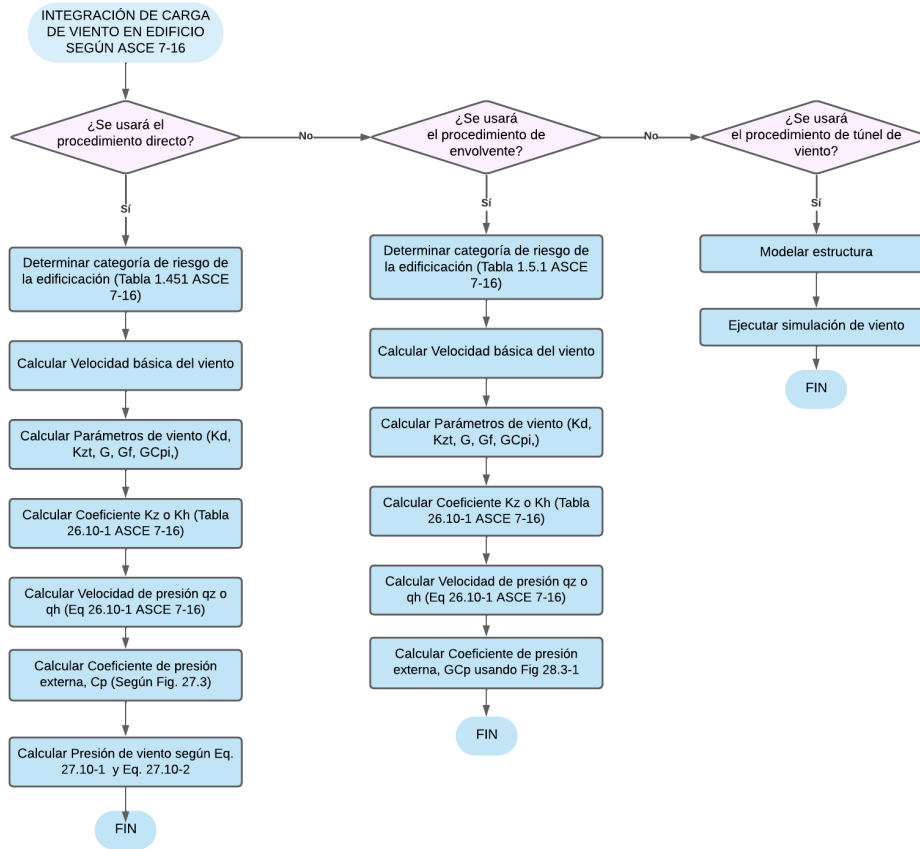


Nota. Adaptado de UPV (2015).

4.1.5 Análisis del viento

En el código ASCE 7-16 (2017) se detallan los parámetros básicos para determinar las cargas de viento. Se presentan tres metodologías para la integración de carga de viento: Analítico, Simplificado y Túnel de Viento. Ahora bien, en la metodología analítica se puede distinguir dos procedimientos: direccional y envolvente. El procedimiento direccional, tal como lo indica su nombre, proporciona coeficientes de presión y fuerza, asociados a las direcciones específicas del viento (barlovento, sotavento y otros). El procedimiento de envolvente proporciona coeficientes de presión que son independientes de la dirección del viento (Ramirez, 2022).

Figura 11. Metodologías de integración de viento.



Nota. Elaboración propia.

La normativa ASCE 7-16 hace referencia a diversos factores que inciden en la carga de viento que se induce sobre la estructura. Además de la velocidad del viento, se incluye un factor topográfico K_{zt} , factor de ráfaga (Gust factor), factor relacionado a la direccionalidad del viento K_d y coeficientes de presión a barlovento y sotavento, C_{pw} y C_{pl} respectivamente.

Figura 12. Factor topográfico.

26.8.2 Topographic Factor. The wind speed-up effect shall be included in the calculation of design wind loads by using the factor K_{zt} :

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (26.8-1)$$

where K_1 , K_2 , and K_3 are given in Fig. 26.8-1.

If site conditions and locations of buildings and other structures do not meet all the conditions specified in Section 26.8.1, then $K_{zt} = 1.0$.

Nota. Adaptado de ASCE (2016).

Figura 13. Factor de ráfaga.

26.11 GUST EFFECTS

26.11.1 Gust-Effect Factor. The gust-effect factor for a rigid building or other structure is permitted to be taken as 0.85.

Nota. Adaptado de ASCE (2016).

Figura 14. Factor de direccionalidad del viento.

Table 26.6-1 Wind Directionality Factor, K_d

Structure Type	Directionality Factor K_d
Buildings	
Main Wind Force Resisting System	0.85
Components and Cladding	0.85
Arched Roofs	0.85
Circular Domes	1.0 ^a
Chimneys, Tanks, and Similar Structures	
Square	0.90
Hexagonal	0.95
Octagonal	1.0 ^a
Round	1.0 ^a
Solid Freestanding Walls, Roof Top Equipment, and Solid Freestanding and Attached Signs	0.85
Open Signs and Single-Plane Open Frames	0.85
Trussed Towers	
Triangular, square, or rectangular	0.85
All other cross sections	0.95

^aDirectionality factor $K_d = 0.95$ shall be permitted for round or octagonal structures with nonaxisymmetric structural systems.

Nota. Adaptado de ASCE (2016).

Figura 15. Coeficientes de presión.

Wall Pressure Coefficients, C_p

Surface	L/B	C_p	Use With
Windward wall	All values	0.8	q_z
	0–1	–0.5	q_h
Leeward wall	2	–0.3	q_h
	≥4	–0.2	q_h
Sidewall	All values	–0.7	q_h

Nota. Adaptado de ASCE (2016).

El procedimiento que se desarrolla en el trabajo se describe a continuación. Primeramente, es necesario definir el tipo de exposición al viento según las características

del proyecto. En la siguiente figura se muestra dónde está la definición de cada una según la normativa NSE 2, sin embargo, también se encuentran descritas en el ASCE 7-16, en el apartado 26.7.3.

Figura 16. Tipo de exposición al viento.

5.2.1 Tipo de Exposición al viento — Se debe asignar un tipo de exposición al sitio donde se localizará la edificación. La exposición dependerá del cuadrante de 90° a barlovento, 45° a cada lado del eje de análisis.

(a) *Exposición B* — El 80% del cuadrante a barlovento será urbano con edificaciones de un nivel o más o bien bosques u otras irregularidades superficiales significativas que se extiendan más de 1500 metros desde el sitio del proyecto.

(b) *Exposición C* — El 80% del cuadrante a barlovento tendrá explanadas llanas y generalmente abiertas, con o sin cultivos agrícolas bajos que se extiendan más de 750 metros desde el sitio del proyecto. En general, será terreno que no clasifique como D ni como B.

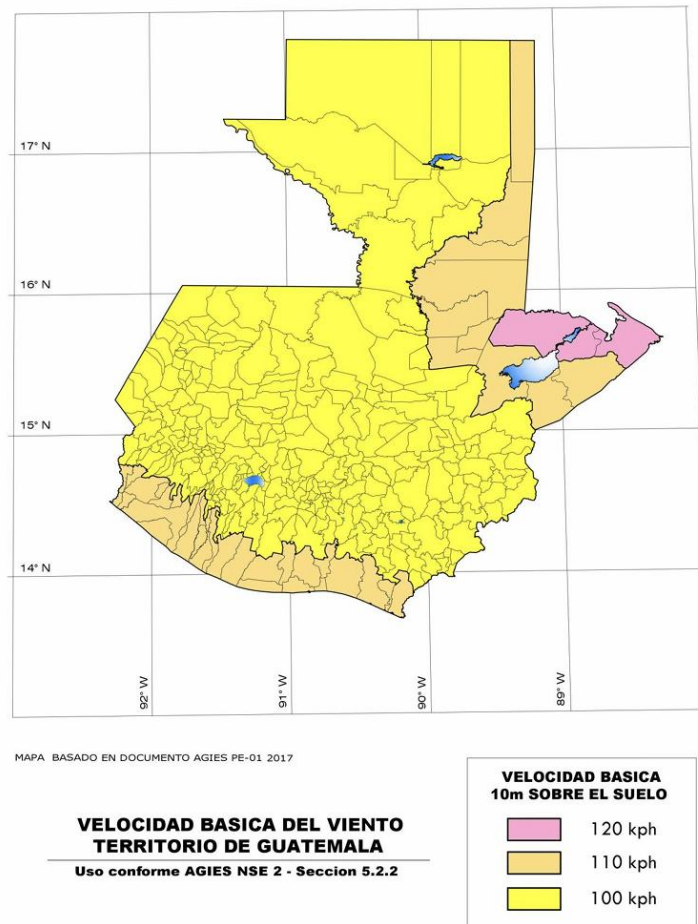
(c) *Exposición D* — Es la exposición más crítica. El 80% del cuadrante a barlovento estará frente a un cuerpo de agua que se extiende más de 1500 metros de la costa. El sitio estará en exposición D si se localiza a menos de 500 metros, desde la costa, o a 10 veces la altura de la edificación, lo que resulte mayor.

Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

Otro parámetro importante es la velocidad básica del viento, la cual se define como “la velocidad de una ráfaga de más de 3 segundos de duración, medida a 10 metros sobre el nivel del suelo, en un área con tipo de exposición C; la ocurrencia de la velocidad de ráfaga tendrá una probabilidad anual de ser excedida del 2%”. Para este caso se utilizará un mapa de la normativa NSE 2.

Figura 17. Mapa de velocidad básica del viento en Guatemala.

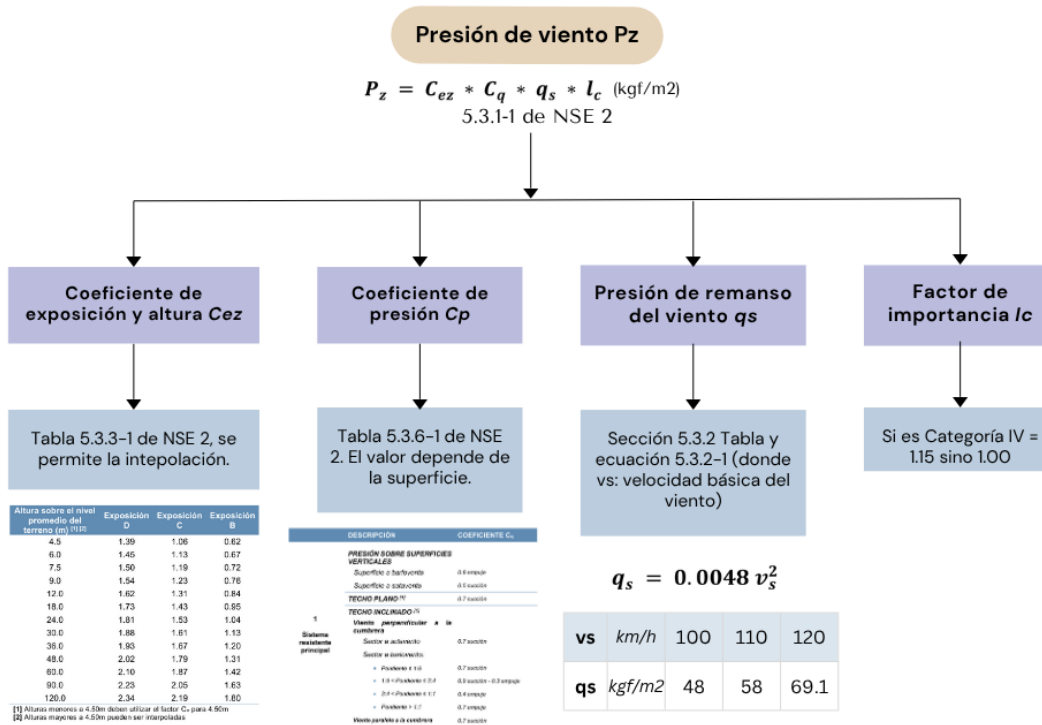
Figura 5.2-1 — Mapa de zonificación por viento de Guatemala



Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

Figura 18. Integración de viento según NSE 2.

INTEGRACIÓN DE VIENTO: CAPÍTULO 5 NSE 2



Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

Media vez se tenga la presión del viento en las unidades indicadas, se multiplicará por el ancho tributario que le corresponde a cada columna. De tal forma se obtendrá una carga lineal, la cual se colocará sobre las columnas tanto en la dirección X, como en la Y. Cabe aclarar que la normativa guatemalteca, en la sección 5.5.1 del NSE 2, permite utilizar la norma ASCE 7-16 como una alternativa para la integración del viento.

4.1.6 Análisis sísmico

- **Parámetros para modelar respuesta sísmica**

En la sección 1.5 del manual NSE 3-Diseño estructural de edificaciones se detallan los parámetros utilizados en el análisis sísmico.

- **Factor R**

Es el Factor de respuesta sísmica, y se utiliza “para reducir los espectros sísmicos elásticos que representan la amenaza sísmica en el sitio” (AGIES, 2018d). También se indica que es un factor que considera la capacidad residual de la

estructura, posterior al desempeño elástico. Entre las causas de estos fenómenos se pueden mencionar: la ductilidad lateral del sistema estructural, la sobre resistencia inherente de los elementos de la estructura (como un sistema hiperestático) y la variabilidad de los pulsos sísmico. Esta “reserva escondida”, es difícil de calcular, por lo que se vuelve más práctico aplicar una reducción de los espectros.

- **Factor Ω_R**
Es el Factor de incremento de Resistencia y se aplica “para aumentar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura” (AGIES, 2018c). Este es un factor análogo con el factor S_R , pero no es intercambiable; además depende del sistema estructural.
- **Factor C_d**
Es el Factor de Incremento del Desplazamiento elástico, y se utiliza para “amplificar el desplazamiento que incurre el modelo estructural como resultado del análisis elástico para modelar el desplazamiento post-elástico” (AGIES, 2018c) y dependerá del sistema estructural. En otras palabras, es un coeficiente que se emplea en diseño estructural sísmico para estimar los desplazamientos reales de una estructura a partir del desplazamiento elástico obtenido en un análisis lineal. Se utiliza porque los análisis estructurales generalmente se realizan en un régimen elástico, pero en un evento sísmico real, las estructuras experimentan comportamiento inelástico debido a la disipación de energía mediante deformaciones plásticas.
- **Factor ρ**
Es el Factor de falta de redundancia, el cual se encarga de considerar las irregularidades en una edificación. Varía entre 1 a 1.3 según se requiera.
- **Factor S_R**
“Factor que estima la sobre-resistencia inherente de un sistema estructural o algunos de sus componentes” (AGIES, 2018c).

- **Espectro sísmico**

Previo a graficar el espectro sísmico es necesario establecer datos generales del proyecto, tales como:

- **Ubicación**

Se refiere al departamento y municipio donde estará ubicada la estructura a diseñar. En este caso es Huehuetenango, Huehuetenango. Esta información es necesario debido a que cada territorio posee sus características sísmicas propias.

- **Clase de obra**

Las obras se pueden clasificar según su uso y carga de ocupación en: utilitario, ordinario, importante y esencial. En Tabla 3.1.7-1 del NSE 1, se muestra la clasificación de obra correspondiente. Si existiese alguna consulta respecto a la clasificación, el capítulo 3 del NSE 1 desarrolla cada categoría con detalle (AGIES, 2018a).

- **Clase de sitio**

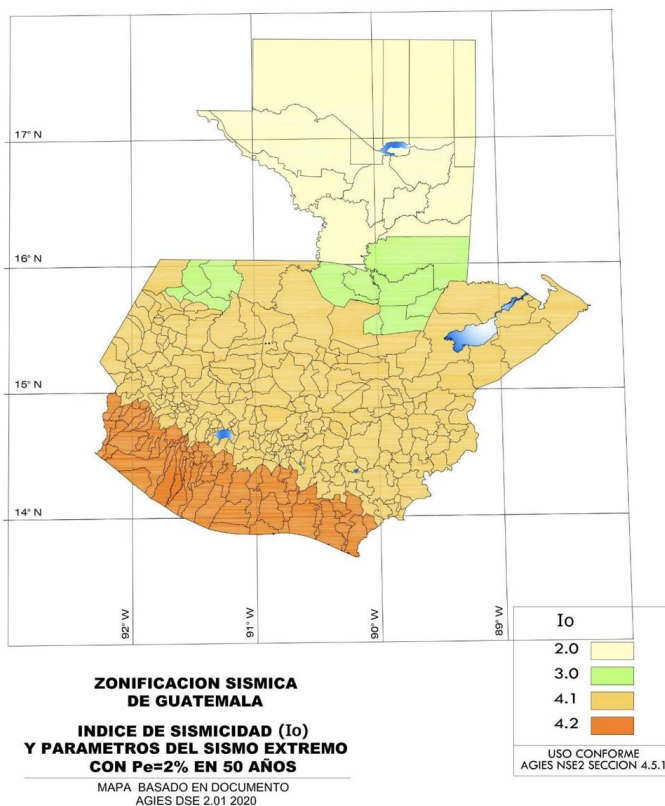
La clase de sitio depende del tipo de suelo que haya debajo de los cimientos de la estructura. Se designan como: AB, C, D, E o F. Siendo el suelo AB como sitios en roca, mientras que el suelo F es un perfil de suelo complicado susceptible a fallas, más blando que el tipo E. El ingeniero estructural debe obtener la clase de sitio a partir de a la información proporcionada por un especialista y estudios de suelo.

- **Índice de sismicidad I_0 .**

Por efectos de simplicidad la norma divide el territorio guatemalteco en macrozonas, con índice que van desde 2 a 4.2. El mapa de sismicidad proporcionado en la normativa NSE 2 se muestra en la siguiente figura.

Figura 19. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.

Figura 4.5-1 — Mapa de zonificación sísmica de Guatemala



Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

○ **Nivel de protección sísmica y probabilidad de excedencia**

Este parámetro depende de la clase de obra y el índice de sismicidad, se puede observar su categorización en la Tabla 4.2.2-1 del NSE 2.

Figura 20. Nivel de protección sísmica.

Tabla 4.2.2-1 — Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5% en 50 años ^[d]	10% en 50 años	Sismo mínimo ^[e]

Nota. Adaptado de AGIES (2018c).

Media vez se cuente con esa información se puede proceder con la recolección de datos más relacionados a graficar el espectro sísmico. De la tabla A-1 del NSE 2, se pueden obtener los valores de S_{cr} (Ordenada espectral de periodo corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés), S_{1r} (Ordenada espectral de periodo corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés) y T_l (Períodos largos expresado en segundos) según el municipio donde se ubique el proyecto y el tipo de suelo. A estos primeros dos valores se les puede aplicar un coeficiente de sitio y por períodos cortos de vibración, sin embargo, en la normativa se indica que estos valores, independientemente del caso son iguales a 1.

Figura 21. Listado de amenaza sísmica por municipio.

(Continuación) Tabla A-1 – Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala

No.	Departamento	Municipio	L_s	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo BC			Suelo Tipo C			Suelo Tipo CD			Suelo Tipo D			Suelo Tipo DE			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento
				S_{cr}	S_{1r}	T_l	S_{cr}	S_{1r}	T_l	S_{cr}	S_{1r}	T_l	S_{cr}	S_{1r}	T_l	S_{cr}	S_{1r}	T_l	S_{cr}	S_{1r}	T_l	S_{cr}	S_{1r}	T_l	S_{cr}	S_{1r}	T_l	
89	Guatemala	Santa Catarina Pinula	4	1.28	0.311	2.476	1.28	0.32	2.476	1.4	0.43	2.6	1.55	0.56	2.66	1.599	0.69	2.78	1.507	0.92	3.17	1.38	1.06	3.24	1.83	4.4	3.36	100
90	Guatemala	Villa Canales	4	1.44	0.34	2.564	1.44	0.34	2.564	1.52	0.45	2.632	1.72	0.594	2.68	1.737	0.78	2.82	1.622	1.05	3.2	1.472	1.197	3.26	2.037	5	3.39	100
91	Guatemala	Villa Nueva	4	1.34	0.322	2.512	1.34	0.33	2.507	1.57	0.45	2.662	1.8	0.583	2.68	1.737	0.78	2.82	1.622	1.05	3.2	1.461	1.25	3.26	2.1	5	3.4	100
92	Huehuetenango	Aguacatán	4	1.46	0.4	4.512	1.59	0.47	4.487	1.84	0.62	3.717	2.09	0.8	3.69	2.024	1.04	3.88	1.863	1.44	4.19	1.576	1.743	4.02	2.762	7.4	3.93	100
93	Huehuetenango	Chiantla	4	1.46	0.4	4.512	1.59	0.47	4.289	1.73	0.62	3.698	1.94	0.8	3.65	1.886	1.04	3.88	1.748	1.44	4.19	1.53	1.66	4.01	2.63	7.4	3.94	100
94	Huehuetenango	Colotenango	4	1.32	0.39	4.512	1.55	0.46	4.487	1.84	0.61	3.717	2.09	0.8	3.69	2.024	1.04	3.88	1.863	1.44	4.19	1.576	1.743	4.02	2.762	7.4	3.93	100
95	Huehuetenango	Concepción Huista	4	1.46	0.4	3.635	1.59	0.47	3.602	1.73	0.62	2.978	1.94	0.8	2.99	1.886	0.98	3.1	1.748	1.33	3.41	1.53	1.502	3.5	2.478	6.2	3.54	100
96	Huehuetenango	Cuilco	4	1.32	0.39	4.512	1.55	0.46	4.487	1.84	0.61	3.717	2.09	0.8	3.69	2.024	1.04	3.88	1.863	1.44	4.19	1.576	1.743	4.02	2.762	7.4	3.93	100
97	Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.31	0.39	4.512	1.51	0.46	4.488	1.79	0.61	3.717	2.04	0.8	3.69	1.99	1.04	3.88	1.829	1.44	4.19	1.564	1.701	4.02	2.709	7.4	3.93	100

Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

Posteriormente se requieren los períodos de vibración período expresado en segundos que separa los períodos cortos de los largos T_s y el período T_0 que define “el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro” (AGIES, 2018b).

Figura 22. Períodos de vibración para espectro.

(i) Período T_s que separa los períodos cortos de los largos

$$T_s = S_{1r} / S_{cr} \quad (4.5.2-1)$$

(ii) Período T_0 que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (4.5.2-2)$$

Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

Ahora bien, las ordenadas espectrales S_{cr} y S_{1d} se deben de multiplicar por un factor denominado K_d , el cual tiene relación con la probabilidad de ocurrencia discutida con anterioridad.

Figura 23. Calibración de parámetros según factor K_d .

Tabla 4.5.3-1 — Factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

(c) Los parámetros del espectro se calibrarán a la probabilidad de estipulada mediante las expresiones:

$$S_{cd} = K_d * S_{cr} \quad (4.5.3-1)$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1r} \quad (4.5.3-2)$$

Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

Finalmente, los parámetros S_{cd} , S_{1d} , T_l y T_o se utilizan para graficar el espectro sísmico con una función por partes que se muestra a continuación.

Figura 24. Función por partes de espectro sísmico.

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{cuando } T < T_0 \quad (4.5.4-1)$$

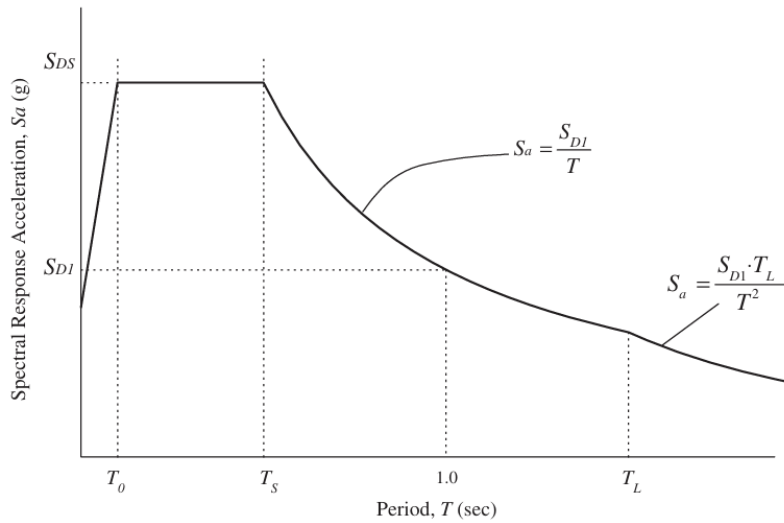
$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_s \quad (4.5.4-2)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T_s < T < T_L \quad (4.5.4-3)$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{(T^2)} * T_L \quad \text{cuando } T \geq T_L \quad (4.5.4-4)$$

Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

Figura 25. Gráfica de espectro sísmico en ASCE 7-16.



Nota. Adaptado de ASCE (2016).

En la normativa, en el apartado 4.5.6 del NSE 2, se describe la aceleración máxima del suelo AMS, la cual se estimará con la siguiente fórmula cuando se requiera.

Figura 26. Aceleración máxima del suelo AMS.

$$AMS_d = 0.40 * S_{cd}$$

Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

También se indica, en la normativa ASCE 7-16, que el sismo vertical se calcula como un porcentaje de la carga muerta. Esto será relevante para las combinaciones de carga que incluyan carga muerta y sismo vertical.

Figura 27. Componente vertical del sismo.

12.4.2.2 Vertical Seismic Load Effect. The vertical seismic load effect, E_v , shall be determined in accordance with Eq. (12.4-4a) as follows:

$$E_v = 0.2S_{DS}D \quad (12.4-4a)$$

where

S_{DS} = design spectral response acceleration parameter at short periods obtained from Section 11.4.5, and
 D = effect of dead load.

Nota. Adaptado de ASCE (2016).

- **Procedimiento de análisis sísmico**

Este procedimiento, denominado carga sísmica estática equivalente, dará como resultado los factores de calibración para el sismo de diseño y el de derivas. Los parámetros R , Ω_R y C_d se seleccionan según el sistema estructural y materiales que lo compongan (Tabla 1.6.14-1 del NSE 3). Además, se debe de calcular el período fundamental de vibración de acuerdo con la sección 2.1.6 del NSE 3. Este período resulta útil debido a que se comparará con el período fundamental obtenido del análisis computacional. El segundo mencionado deberá de ser menor o igual a 1.4 veces el período fundamental en ambas direcciones.

Figura 28. Parámetros sísmicos.

SISTEMA ESTRUCTURAL	Sección 1.6 [a]	Norma	R	Ω_R	C_d	Limite de altura en metros				notas	
						SL - sin limite					
						NP - no permitido					
Nivel de protección											
						B	C	D	E		
E1	SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO	1.6.2									
Marcos dúctiles DA											
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	SL	[b]
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	SL	--
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	SL	[g]

Nota. Adaptado de AGIES (2018c).

Figura 29. Período fundamental de vibración.

2.1.6 — Fórmula empírica para período fundamental de vibración

(a) El periodo fundamental de vibración de una edificación se estimará en forma empírica y genérica como:

$$T_a = K_T(h_n)^x \quad (2.1.6-1)$$

Donde:

- h_n es la altura total del edificio, en metros, desde la base definida en la Sección 1.11.4;
- Según el sistema estructural se dan los siguientes 5 casos de la Ecuación 2.1.6-1:

$$T = T_F \leq 1.4T_a \quad (2.1.9-1)$$

Nota. Adaptado de AGIES (2018c).

A partir de ese período de vibración y el espectro sísmico, se deberá de calcular la ordenada espectral que corresponda a ese período, a ese valor se le denomina $S_a(T)$ en la normativa NSE 3. El objetivo de esto es calcular el coeficiente sísmico C_s . Este debe de cumplir con requisitos de mínimo y máximo. Los valores que conforman las ecuaciones se muestran a continuación. Cabe destacar que la ecuación 2.1.4-2 solo se aplica si es índice de sismicidad I_o es igual a 4.2.

Figura 30. Coeficiente sísmico.

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R \cdot \beta_d} \quad (2.1.3-1)$$

2.1.4 — Valores mínimos de C_s

(a) Se verificará que el C_s obtenido con la Ecuación 2.1.3-1 cumpla con lo siguiente:

$$C_s \geq \frac{0.0445 S_{cd} F_d}{\beta_d} \geq 0.01 \quad (2.1.4-1)$$

Donde:

- La ecuación 2.1.4-2 aplica si el Índice de Sismicidad es igual a cuatro punto dos ($I_o = 4.2$);

$$C_s \geq \frac{0.45 K_d F_d}{R \cdot \beta_d} \quad (2.1.4-2)$$

$$F_d = \left[0.59 + \frac{4.77 S_{1d}}{S_{cd} T_F R} \right] * \frac{1}{K_d} \quad (2.1.4-3)$$

- T_F es el periodo fundamental obtenido por medio de la fórmula analítica de la Ecuación 2.1.8-1;

$$\frac{2}{3 K_d} \leq F_d < 1$$

$$\beta_d = \frac{4}{1 - \ln(\varepsilon)} \quad (2.1.4-4)$$

- ε es el amortiguamiento efectivo de la estructura, el cual debe ser tomado como 0.05. Para estructuras con sistemas de aislamiento en la base o amortiguadores, el amortiguamiento efectivo se designará según indicaciones del fabricante.

Nota. Adaptado de AGIES (2018c).

Según el NSE 3, el coeficiente sísmico obtenido debe de multiplicarse por el peso de la edificación del análisis computacional, para obtener “El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación, en cada dirección de análisis, se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base sísmica de la estructura” (AGIES, 2018c). Más adelante se les designará la nomenclatura V_{ex} y V_{ey} , debido a que es el cortante basal estático a cedencia.

Figura 31. Cortante basal estático a cedencia.

$$V_B = C_s W_s \quad (2.1.2-1)$$

Donde:

- W_s es la parte del peso de la edificación definida en la Sección 1.11.3
- C_s es el coeficiente sísmico de diseño definido en la Sección 2.1.3

Nota. Adaptado de AGIES (2018c).

La normativa NSE 3 indica que los cortantes no pueden ser utilizados no deberán utilizarse en el diseño sin antes ser calibrados, esto según las siguientes ecuaciones. Cabe destacar que V_{1x} y V_{1y} son los que corresponden al modelo computacional. La normativa NSE 3 (AGIES, 2018c), también indica que si no hay irregularidades entonces el cortante basal estático V_{ex} y V_{ey} puede reducirse un 15%.

Figura 32. Cortante de diseño.

Los referentes de calibración serán los cortantes estáticos V_{EX} y V_{EY} calculados con la Ecuación 2.1.2-1, con los períodos T obtenidos conforme a lo indicado en la Sección 2.1.9 de esta norma. Por tanto, los cortantes basales dinámicos de diseño serán:

$$V_{DX} = \max(1.00V_{EX}, V_{1X}) \quad (3.3.7-1)$$

$$V_{DY} = \max(1.00V_{EY}, V_{1Y}) \quad (3.3.7-2)$$

Cuando la estructura no tenga irregularidades en planta (Sección 1.8), ni irregularidades en elevación (Sección 1.9), entonces se podrá calibrar con:

$$0.85 V_{EX} \quad \text{y} \quad 0.85 V_{EY}$$

Nota. Adaptado de AGIES (2018c).

El cálculo de los factores de calibración para diseño se muestra en la siguiente figura. Por otro lado, el sismo de diseño debe de calibrarse únicamente cuando el índice de sismicidad es igual a 4.2. Para este procedimiento se debe de dividir el cortante estático de derivas entre el cortante obtenido con análisis computacional. El cortante estático para derivas es el producto entre el peso y el coeficiente sísmico de la ecuación 2.1.4-2 del NSE 3 (AGIES, 2018b).

Figura 33. Factores de calibración de sismo de diseño.

Las fuerzas resultantes del análisis modal se multiplicarán por los factores V_{DX}/V_{1X} y V_{DY}/V_{1Y} y se utilizarán para integrar las solicitaciones sísmicas de diseño. En adelante se hará referencia a "**resultados calibrados**" del análisis modal.

Nota. Adaptado de AGIES (2018c).

4.2 Vigas de concreto reforzado

4.2.1 Definición y características del concreto reforzado

McCormac & Brown (2018) define el concreto como: “una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y

agua”. Además de eso se pueden complementar con aditivos para mejorar sus propiedades o que se adapten al proyecto que se esté realizando. Por ejemplo, hay aditivos que alargan el tiempo de fraguado, lo que puede ser útil cuando el concreto se somete a trayectos largos.

4.2.2 Ventajas y desventajas

El concreto por sí solo posee una alta resistencia a la compresión, pero su resistencia a la tracción es considerablemente menor. Debido a esta limitación, se incorpora refuerzo de acero en su interior, formando el concreto reforzado. Este material compuesto combina las ventajas de ambos materiales: el concreto soporta las cargas de compresión, mientras que el acero absorbe los esfuerzos de tracción y flexión, permitiendo la construcción de estructuras más eficientes y seguras. A continuación, se presentan las ventajas y desventajas del concreto reforzado, extraídas del libro de (McCormac & Brown, 2018).

Tabla 2. Ventajas y desventajas del concreto reforzado.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Resistencia considerable a la compresión por unidad de costo en comparación con muchos otros materiales.	El concreto tiene una resistencia muy baja a la tensión, por lo que requiere el uso de un refuerzo de tensión.
Resiste acción de fuego y agua mejor que muchos materiales.	Se requieren formaletas para mantener el concreto en posición hasta que se endurezca lo suficiente.
Genera estructuras rígidas.	Baja resistencia por unidad de peso de concreto conduce a miembros pesados
Es de poco mantenimiento.	La baja resistencia por unidad de volumen del concreto implica que los miembros serán relativamente grandes
Tiene larga vida de servicio en comparación a otros materiales.	Las propiedades del concreto varían ampliamente debido a las modificaciones en su proporción y mezclado.
Es prácticamente el único material económico disponible para zapatas, losas de piso, muros de	Aunque el concreto reforzado es un material resistente, puede desarrollar fisuras debido a retracción, cambios térmicos o cargas

sótano, pilares y construcciones similares.	excesivas, lo que puede afectar su durabilidad y desempeño estructural.
Se puede colar en múltiples formas (Ver Figura 34 para ejemplo)	Si bien el concreto reforzado es duradero, cuando se presentan problemas como corrosión del acero o deterioro por agentes químicos, las reparaciones pueden ser costosas y complejas.
Aprovecha para su elaboración la existencia de materiales locales baratos (arena, grava y agua).	A diferencia de otros materiales como el acero o la madera, el concreto requiere tiempo para alcanzar su resistencia total.
Se requiere mano de obra de baja calificación para su montaje.	Una vez endurecido, el concreto es difícil de modificar o remover.

Nota. Elaboración propia.

Tal como se mostró anteriormente, el concreto reforzado es un material fundamental en la construcción debido a su resistencia, durabilidad y versatilidad. Su capacidad para adaptarse a diversas formas y su bajo mantenimiento lo hacen una opción eficiente para múltiples tipos de estructuras. Sin embargo, también presenta desafíos, como su susceptibilidad a fisuras, la necesidad de formaletas y refuerzos para mejorar su desempeño, y el tiempo que requiere para alcanzar su resistencia total. Además, su peso y volumen pueden influir en el diseño estructural, exigiendo elementos más robustos. A pesar de estas limitaciones, su disponibilidad y costo lo mantienen como una de las opciones más utilizadas en la ingeniería civil.

Figura 34. Concierto en la concha acústica de Naumburg en Central Park, Nueva York.



Nota. Adaptado de McCormac & Brown (2018).

4.3 Estructuras mixtas de concreto armado y acero

4.3.1 Definición y concepto

El uso de estructuras mixtas comenzó con la introducción de láminas nervadas para facilitar las fases de construcción y el encofrado perdido en losas de concreto. El objetivo era asegurar la adherencia entre la lámina y elementos externos, como hilos metálicos o mallazos soldados, para mejorar la conexión. Inicialmente, la combinación de acero y concreto se utilizó para proteger los perfiles metálicos contra incendios, corrosión, ambientes salinos y el impacto vehicular, así como otras amenazas que podrían comprometer la integridad de los elementos estructurales (Arriaga, 2022).

Los materiales de construcción presentan diversas propiedades que, al combinarse, proporcionan estabilidad y resistencia, resultando en una estructura más sólida que si se utilizaran por separado. La inclusión de elementos compuestos ha permitido alcanzar soluciones estructurales eficientes y óptimas en el ámbito de la ingeniería civil (ESC Group, 2021). El diseño y la aplicación de estructuras compuestas se fundamentan en la interacción entre el concreto armado y el acero estructural. Las secciones de acero recubiertas con concreto no solo protegen al acero contra el fuego y la corrosión, sino que también mejoran su estabilidad frente a fuerzas axiales, especialmente en compresión, debido a su susceptibilidad al pandeo y a los esfuerzos de flexión. Esta metodología constructiva ha encontrado amplia aplicación en puentes, edificios de varios niveles, almacenes,

instalaciones industriales y estructuras marinas, siendo común su uso en vigas y losas compuestas, así como en columnas (ESC Group, 2021).

4.3.2 Proceso constructivo de estructura compuesta

En las estructuras de acero, donde los elementos se unen por soldadura o uniones atornilladas, la estabilidad y resistencia se logra automáticamente conforme se construye. Por otro lado, las estructuras de marcos de concreto reforzado se funden monolíticamente, facilitando las conexiones, y estas alcanzarán su resistencia de diseño media vez frágüe el concreto. Ahora bien, en una estructura compuesta, se combinan ambos procesos constructivos. La diferencia radica en que el montaje de los elementos de acero es mucho más rápido que el fraguado del concreto. Es decir que puede llegar a haber un desfase de 6 a 18 niveles entre el nivel más alto donde se ha montado el acero y el nivel más alto donde el concreto ha fraguado (Griffis, 2001). El resultado de este desfase es que la estructura no está completamente preparada para resistir, pues no ha alcanzado el 100% de su estabilidad y resistencia de diseño. Por lo tanto, los ingenieros deben de proporcionar estabilidad temporal adicional como arrostamientos laterales para las partes donde el concreto no ha fraguado.

4.3.3 Tipos de estructura mixta

Como se mencionó anteriormente, dado que el concreto es fuerte en compresión y el acero en tensión, la combinación de ambos materiales mejora notablemente el rendimiento estructural del elemento compuesto. Según estudios realizados por asociaciones estadounidenses de estructuras de acero y concreto, se ha demostrado que la aplicación de elementos compuestos puede aumentar la resistencia al corte de una losa de piso hasta en un 85%, lo que ha llevado a la creación de códigos y normativas actuales para el análisis y diseño estructural de estos elementos (ESC Group, 2021).

- **Según su configuración**

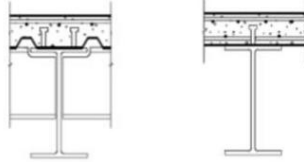
Tal como se observa en las siguientes figuras, las estructuras compuestas se pueden clasificar según la composición de sus elementos. En cuanto a las vigas de acero con losa colaborante, es una composición usual en estructuras mixtas, pues tiende a ser una opción económica. Ahora bien, las losas también pueden ser compuestas de manera independiente a las vigas, con una configuración de losa de hormigón sobre plancha de acero plegada. Por

último se mencionan secciones utilizadas para vigas y columnas: perfiles de acero, generalmente tipo I, embebidos en concreto y perfiles tubulares de acero rellenos de concreto.

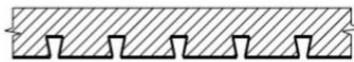
Figura 35. Tipo de construcción mixta según su configuración.

De acuerdo a su configuración:

- Viga de acero con losa colaborante



- Losas de hormigón sobre plancha de acero plegada



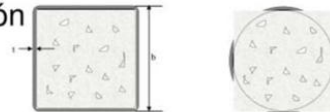
Nota. Adaptado de Herrera (2007).

Figura 36. Tipo de construcción mixta según su configuración (Cont.).

- Perfiles de acero embebidos en hormigón



- Perfiles tubulares de acero rellenos con hormigón



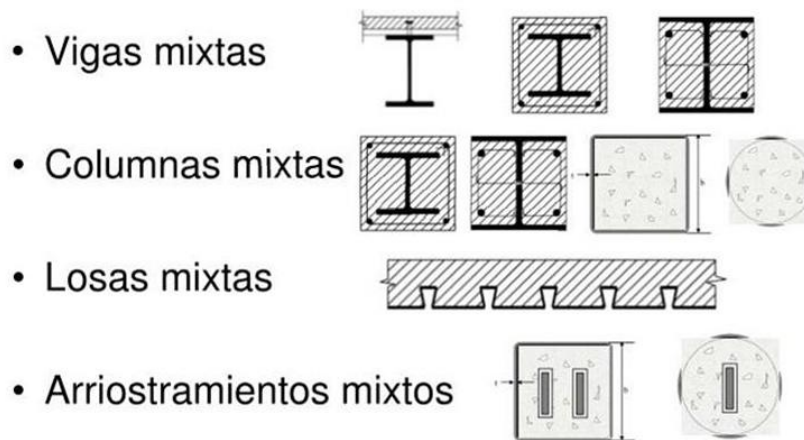
Nota. Adaptado de Herrera (2013).

- **Según su función**

En los elementos vigas compuestas, se emplean perfiles tipo "I" o perfiles "W" que se conectan a losas de concreto mediante pasadores de corte, lo que permite una economía significativa tanto en edificios como en puentes, siempre que estos sean lo suficientemente rígidos para minimizar deflexiones y vibraciones. Los pisos compuestos, que consisten en vigas de acero con láminas troqueladas y losas de hormigón armado, son aptos para soportar cargas de piso e incluso el tránsito vehicular, siendo comúnmente utilizados como tableros de puentes y losas en edificios de varios niveles (ESC Group, 2021). En el caso de las

columnas compuestas, estas pueden ser perfiles tubulares metálicos rellenos de concreto o perfiles metálicos completamente embebidos o revestidos con hormigón, lo que otorga al concreto la capacidad de flexión del acero y maximiza la resistencia a esfuerzos. Además, en las columnas tubulares donde se vierte concreto en su interior, el perfil de acero actúa como una formaleta permanente, eliminando la necesidad de desencofrado (ESC Group, 2021).

Figura 37. Tipo de construcción mixta según su función.

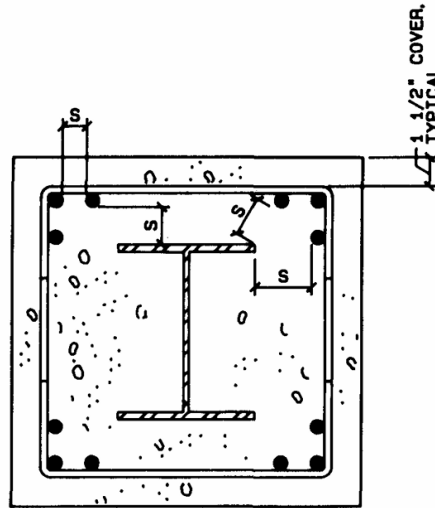


Nota. Adaptado de Herrera (2013).

4.3.4 Viga compuesta embebida en concreto

En este caso en particular se estará diseñando y analizando una viga mixta del tipo perfil de acero embebido en concreto reforzado. Tal como se muestra en la figura, es un perfil I embebido en concreto reforzado, por lo que cuenta con acero longitudinal.

Figura 38. Sección de viga compuesta embebida en concreto reforzado.



Nota. Adaptado de Griffis (2001).

- **Ventajas y desventajas**

A continuación, se muestra un cuadro que resumen las ventajas y desventajas de este tipo de elemento mixto.

Tabla 3. Ventajas y desventajas de sección embebida en concreto.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Mejores características de amortiguamiento para la percepción del movimiento en edificios altos cuando es parte de un sistema resistente a cargas laterales.	Se recomienda un buen detallado, ya que problemas de “honeycombing” en el concreto o dificultad de colocar el acero son muy comunes.
Efecto de rigidización para resistir el pandeo del perfil laminado: el concreto restringe de pandeo al acero.	Faltan estudios de transferencia de corte y momento de la conexión viga columnas (especialmente en zonas sísmicas, donde el nodo sufre de cargas y descargas constantes que lo pueden desgastar).
Rapidez en la construcción cuando se utiliza como parte de un marco compuesto.	Investigación deficiente en el área de la adherencia mecánica entre el perfil de acero y el concreto circundante.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Resistencia al fuego en comparación con columnas de acero sin recubrimiento,	
Mayor rigidez cuando forma parte de un sistema resistente a cargas laterales.	
Sección reducida en comparación con la de concreto reforzado.	
Ductilidad y tenacidad disponibles para su uso en zonas sísmicas.	

Nota. Elaboración propia.

4.4 Comparación entre vigas de concreto reforzado y vigas compuestas

El análisis comparativo entre vigas de concreto reforzado y vigas compuestas de acero y concreto es fundamental para evaluar cuál de estos sistemas estructurales ofrece un mejor desempeño en términos de resistencia, eficiencia y economía. En esta sección, se analizarán aspectos clave como el comportamiento estructural y la eficiencia de cada tipo de viga.

4.4.1 Análisis de comportamiento estructural

El comportamiento estructural de una viga depende de varios factores, como la capacidad de carga, la rigidez, la deformación y la respuesta ante cargas dinámicas y sísmicas.

- **Vigas de concreto reforzado**

Estas vigas trabajan principalmente mediante la acción conjunta del concreto en compresión y el refuerzo de acero en tracción. Suelen presentar una mayor inercia térmica y resistencia al fuego, pero tienen un peso elevado, lo que puede incrementar las cargas sobre la cimentación y afectar la respuesta sísmica de la estructura. Además, su construcción requiere un mayor tiempo debido al proceso de curado del concreto (McCormac & Brown, 2018).

- **Vigas compuestas**

En este tipo de vigas, el acero estructural aporta resistencia a la tracción, mientras que el concreto resiste la compresión, optimizando el uso de materiales y reduciendo el peso estructural. Esta combinación mejora la capacidad de carga y permite alcanzar

mayores luces con menor deformación. Además, al ser prefabricadas en gran medida, pueden agilizar la construcción y reducir los costos de mano de obra (ESC Group, 2021).

4.4.2 Comparación en términos de eficiencia

La eficiencia de una viga puede evaluarse en función de su peso, costo, facilidad de construcción y desempeño estructural.

- **Peso y materiales**

Las vigas compuestas suelen ser más ligeras que las de concreto reforzado, lo que reduce las cargas sobre la cimentación y permite estructuras más esbeltas.

- **Costos**

Aunque el acero puede ser más costoso, la reducción en el peso y el tiempo de construcción de las vigas compuestas puede compensar este gasto. En cambio, las vigas de concreto reforzado requieren mayor cantidad de material y tiempo de ejecución, lo que puede aumentar los costos de mano de obra y encofrados.

- **Construcción y mantenimiento**

Las vigas compuestas permiten una instalación más rápida, mientras que las de concreto requieren un tiempo de fraguado prolongado (ESC Group, 2021). En cuanto a mantenimiento, las vigas de concreto pueden ser más duraderas en ambientes agresivos, mientras que las de acero necesitan protección contra corrosión.

- **Desempeño sísmico**

Las vigas compuestas, al ser más ligeras y flexibles (ESC Group, 2021), pueden ofrecer un mejor desempeño sísmico al reducir la inercia y mejorar la disipación de energía.

La toma de decisión acerca de qué material utilizar dependerá de múltiples factores como la distribución arquitectónica, el presupuesto, la mano de obra disponible, el mercado de la región donde se construirá el proyecto, entre otros. Por esa razón, se requiere de una evaluación que se adapte a los parámetros y características propias del proyecto.

4.5 Normativas de diseño para vigas compuestas

Para garantizar la integridad, calidad y seguridad de las estructuras, es esencial que todo diseño estructural se base en normativas y códigos específicos de la región donde se llevará

a cabo la construcción, considerando tanto los estándares de diseño como los requisitos constructivos y siguiendo etapas adecuadas para su concepción (Villamizar, 2023). En Guatemala, la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) ha creado las Normas de Seguridad Estructural (NSE), fundamentadas en normas y códigos estadounidenses para el diseño sismorresistente de edificaciones. Estas normas permiten aplicar conceptos de ingeniería estructural desde la concepción del proyecto hasta su planificación, diseño, construcción, mantenimiento y rehabilitación, dirigidas a profesionales calificados en ingeniería para asegurar un uso adecuado de su contenido en diversas obras del país (AGIES, 2018). También se mencionarán normativas estadounidenses relevantes para el diseño de vigas compuestas.

4.5.1 Normativa de seguridad estructural (NSE)

El AGIES es una asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, dicha asociación se encarga de proporcionar ayudas estructurales para las diferentes ramas de la ingeniería estructural (AGIES, 2018). Los códigos estructurales mencionados anteriormente se les conoce como NSE o las normas de seguridad estructural, son vigentes en Guatemala y su propósito es brindar recomendaciones estructurales a personas calificadas.

Dicha asociación no asume ninguna responsabilidad por el uso de su contenido y también mencionan que no se harán responsables de algún daño, falla, o pérdida derivada de la aplicación de sus normas. Cabe destacar que AGIES está compuesta de un comité al que se le puede brindar comentarios, sugerencias o ayudas de mejoras para el mejoramiento del grupo de documentos que conforman las normas de seguridad estructural.

- **NSE 1**

La normativa NSE 1 de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) establece las disposiciones generales, administrativas y de supervisión técnica que rigen la aplicación de todas las normas de seguridad estructural en Guatemala. Define los principios básicos para garantizar que los proyectos estructurales cumplan con criterios de seguridad, calidad y responsabilidad profesional. Además, regula la organización institucional encargada de elaborar, revisar, actualizar y difundir las normas (como los comités técnicos de AGIES) y establece los procedimientos para su aprobación y control.

Asimismo, la norma detalla las obligaciones de los ingenieros estructurales, supervisores y entidades competentes en la verificación del cumplimiento normativo, así como los mecanismos de control, inspección y auditoría técnica. También aborda la coordinación con otras normas (como la NSE 2 y NSE 3), las disposiciones transitorias para proyectos en curso y los criterios aplicables a obras existentes. En conjunto, la NSE 1 actúa como el marco administrativo y técnico fundamental que asegura la correcta implementación del sistema normativo estructural guatemalteco (AGIES, 2018a).

Los capítulos más relevantes para este trabajo son el capítulo 2 y 3. Los cuales presentan el nivel de protección sísmica y clasificación de obras respectivamente. Ambos son necesarios para realizar el análisis sísmico del proyecto.

- **NSE 2**

La norma NSE 2 aborda las demandas estructurales y condiciones del sitio. (AGIES, 2018b). Su contenido incluye la definición de cargas muertas, cargas vivas, aspectos para diseño sísmico y de viento, definición de cargas a causa de aspectos volcánicos, presiones hidrostáticas, por siniestros accidentales; también se comenta de las combinaciones de carga, lineamientos para diseño de cimientos y condiciones del terreno. Estos parámetros no son exclusivos del diseño de estructuras con un material específico, sino que aplica al diseño de cualquier estructura. La NSE 2 aplica siempre, en cualquier zona y estructura.

En su apartado de Anexos presenta varios cuadros con parámetros de diseño. Por ejemplo, en la tabla A-1 (Ver Anexo 2) presenta el listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala. En la siguiente figura se puede observar un fragmento de esta.

Figura 39. Fragmento de tabla A-1 de NSE 2.

Tabla A-1 — Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	Amenaza sísmica			Velocidad básica del viento (kph)
			I_0	S_{cr}	S_{tr}	
1	Acatenango	Chimaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
2	Agua Blanca	Jutiapa	4.1	1.30 g	0.50 g	100
3	Aguacatán	Huehuetenango	4.1	1.30 g	0.50 g	100
4	Almolonga	Quetzaltenango	4.2	1.50 g	0.55 g	100
5	Alotenango	Sacatepéquez	4.2	1.50 g	0.55 g	100

Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

También presenta:

- Listado de cargas muertas mínimas de diseño en la Tabla B-1.
- Listado para cargas muertas para pisos, madera joist en Tabla B-2.
- Listado de Cargas Muertas para sogas de unidades block hueco de concreto en la Tabla B-3.
- Listado de cargas muertas para sogas de unidades mampostería de concreto sólido en la Tabla B-4.
- Cargas vivas para edificaciones según su tipo de ocupación o uso en la Tabla 3.7.1.

En esta normativa también se presenta el procedimiento para graficar el espectro sísmico, por lo que detalla las fórmulas a utilizar. Este procedimiento se detalló en la sección 4.1.6 de este apartado.

- **NSE 3**

La Normativa de Seguridad Estructural 3 trata temas relacionados al Diseño estructural de edificaciones. Su contenido abarca las bases del diseño estructural, carga sísmica estática equivalente, método de análisis modal espectral, cargas sísmicas y derivas laterales. (AGIES, 2018c). Su objetivo es garantizar la seguridad, funcionalidad, y estabilidad de las estructuras ante diferentes tipos de cargas, especialmente las sísmicas.

Un concepto muy importante que se detalla en esta norma son los efectos P-delta, los cuales se definen como “efectos incrementales de segundo orden que pueden ser significativos en estructuras muy esbeltas” (AGIES, 2018c).

Cabe destacar que estas normativas presentan sus referencias bibliográficas, las cuales incluyen códigos americanos, estos se mencionan más adelante en este documento.

- **NSE 7.5**

Para el diseño de estructuras compuestas de acero y concreto, el capítulo 7 de la Normativa de Seguridad Estructural (NSE) 7.5 menciona la normativa ASCE 7-16, que exige la aplicación conjunta de los códigos de diseño AISC 360-16, AISC 341-16 y ACI 318. Se establece que no se debe utilizar concreto sin refuerzo interno, incluso si está completamente vertido en un perfil metálico tubular (AGIES, 2018).

Dado que Guatemala es un país con alta actividad sísmica, es fundamental comprender el nivel de protección sísmica y la aplicación de las Normas de Seguridad Estructural (NSE) en el diseño estructural. El Nivel de Protección Sísmica (NPS) determina el grado de protección que se debe ofrecer al público que ocupará la obra, y se establece en función de las cargas y amenazas sísmicas presentes en el sitio, así como de la clasificación del tipo de obra. Los diferentes niveles de protección sísmica se detallan en la Tabla 4.2.2-1 de la NSE 2 (AGIES, 2018).

4.5.2 Normativa ACI 318-19

El ACI 318-19, titulado Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, es la norma del American Concrete Institute (ACI) que establece los requisitos mínimos para el diseño, construcción e inspección de estructuras de concreto armado y presforzado. Su objetivo es garantizar la seguridad, durabilidad y funcionalidad de las edificaciones y obras civiles mediante criterios técnicos basados en el diseño por resistencia. El código abarca temas como materiales, análisis estructural, diseño de vigas, columnas, losas, muros y cimentaciones, así como disposiciones para concreto presforzado, concreto estructural ligero y refuerzos especiales.

Entre sus principales aportes se incluyen nuevas disposiciones para estructuras existentes, criterios actualizados de diseño sísmico, y normas para el uso de refuerzos con

polímeros reforzados con fibra (FRP). También fortalece los requisitos sobre anclajes, durabilidad y control de calidad, promoviendo una práctica estructural más segura y eficiente. En conjunto, el ACI 318-19 constituye la referencia normativa esencial para el diseño y la construcción de estructuras de concreto en todo el mundo (ACI, 2019).

A continuación, se muestra una cita del AISC donde se muestra la relevancia de esta normativa para el diseño de vigas compuestas. En este apartado se indica que el detallamiento del refuerzo longitudinal incluyendo espaciamiento entre barras y recubrimiento se hará conforme a la normativa ACI 318.

Figura 40. ACI 318 referenciado en AISC.

- (b) Concrete encasement of the steel core shall be reinforced with continuous longitudinal bars and transverse reinforcement consisting of ties, hoops, and/or spirals.
- Detailing and placement of longitudinal reinforcement, including bar spacing and concrete cover requirements, shall conform to ACI 318.

Nota. Adaptado de AISC (2016a).

4.5.3 Normativa AISC 360-16

La normativa de “American Institute of Steel Construction”, AISC por sus siglas en inglés, proporciona una serie de especificaciones para el “Diseño de Miembros de Sección Compuesta” en el Capítulo I. El contenido del capítulo se muestra en la Figura 12.

Figura 41. Capítulo I de la guía AISC 360.

El Capítulo está organizado de la siguiente manera:

- I1. Disposiciones Generales
- I2. Fuerza Axial
- I3. Flexión
- I4. Corte
- I5. Combinación de Carga Axial y Flexión
- I6. Transferencia de Cargas
- I7. Diafragmas Compuestos y Vigas Colectoras
- I8. Anclajes de Acero

Nota. Adaptado de AISC (2016c).

El capítulo mostrado pertenece al AISC 360, y se enfoca en el diseño de vigas compuestas, abarcando distintos tipos de sistemas estructurales donde el acero y el concreto trabajan conjuntamente para resistir cargas. En esta normativa se analizan vigas compuestas de perfil W embebido en concreto, vigas de acero con losa de concreto conectada mediante

pernos de cortante, y vigas mixtas con secciones de acero parcialmente compuestas, entre otras configuraciones.

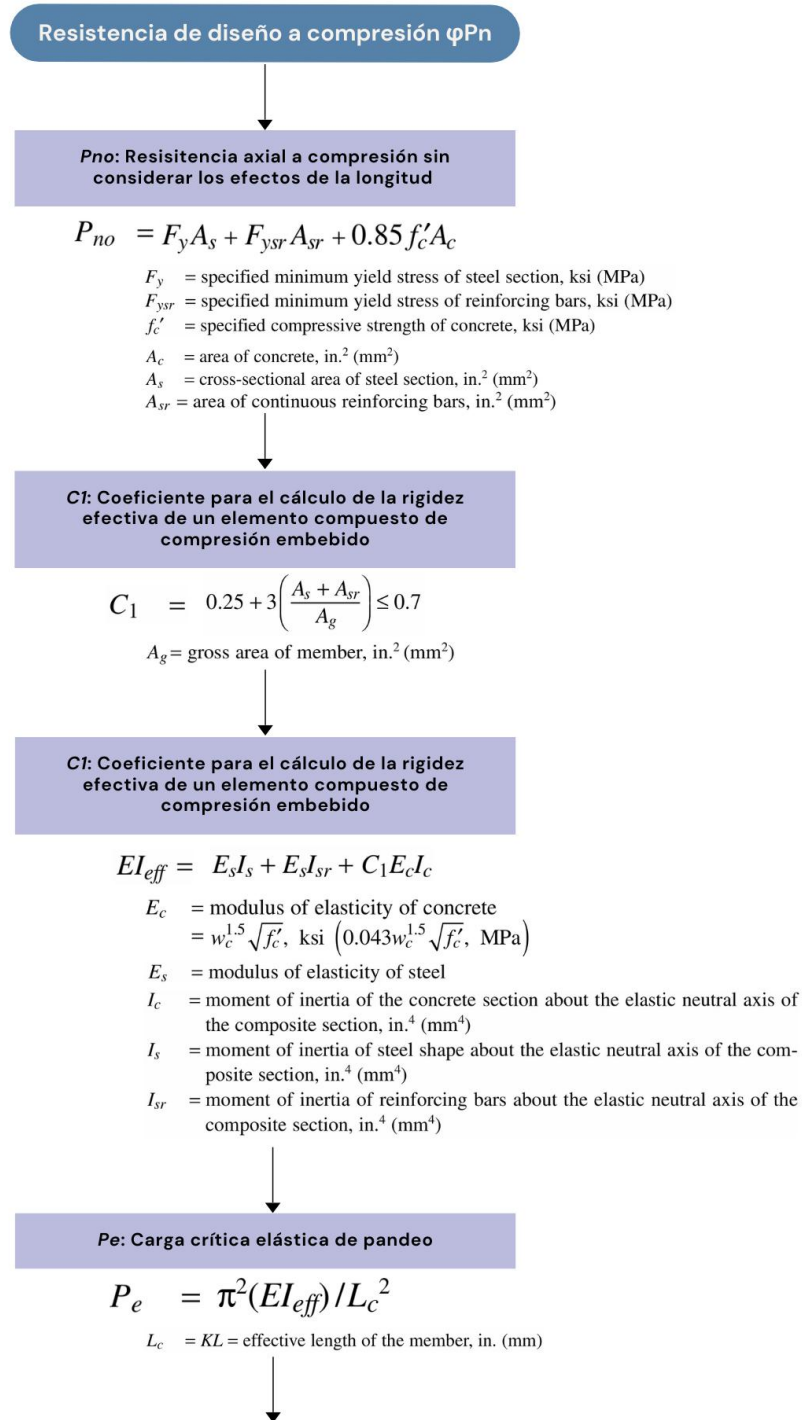
El objetivo del capítulo es establecer los criterios de diseño, transferencia de cargas y comportamiento estructural de estos elementos bajo diferentes sollicitaciones como fuerza axial, flexión, corte y combinaciones de carga, así como las disposiciones para anclajes de acero y diafragmas compuestos. Estas secciones garantizan que las vigas compuestas se diseñen de forma segura y eficiente, aprovechando la sinergia entre el concreto (en compresión) y el acero (en tracción) para lograr un desempeño estructural óptimo. A continuación, detallan las especificaciones y fórmulas que proporciona la normativa para el diseño de vigas compuestas. En este caso, la descripción de cada subcapítulo se centrará exclusivamente en el apartado correspondiente a las vigas compuestas con perfil W embebido en concreto. Las demás configuraciones de vigas compuestas no se abordarán en este análisis; no obstante, para su estudio detallado se recomienda consultar el Capítulo I completo de la norma.

- **I2: Fuerza axial - compresión**

En el AISC se detalla el procedimiento para obtener la resistencia a compresión de diseño con el factor LRFD. A continuación, se presenta un diagrama de flujo con el resumen de los cálculos que se presentan en la sección I2.1b. Cabe destacar que, aunque las vigas generalmente están controladas por flexión y cortante, los esfuerzos axiales se podrían presentar en algunos casos específicos. Por ejemplo, cuando se incorpora un sistema de arriostramiento para limitar las derivas laterales globales de la estructura, las vigas que forman parte del marco arriostrado estarán sometidas a esfuerzos axiales adicionales, además de los momentos y cortantes habituales.

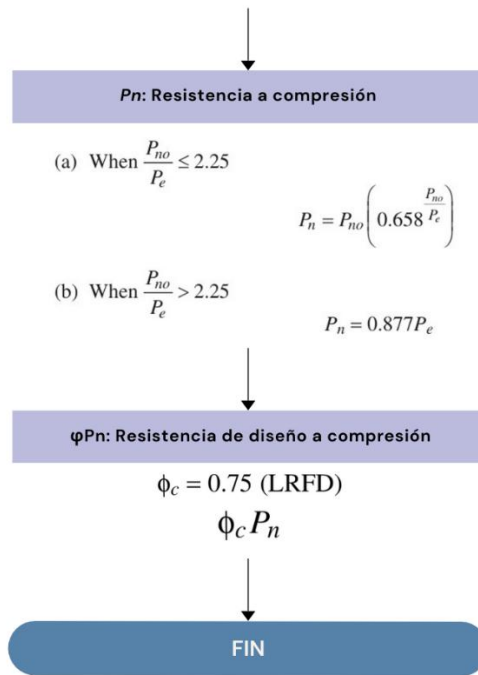
Figura 42. Procedimiento para resistencia a compresión de sección embebida.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN: I2 - SECCIÓN 1B



Nota. Adaptado de AISC (2016b).

Figura 43. Procedimiento para resistencia a compresión de sección embebida (Cont.).



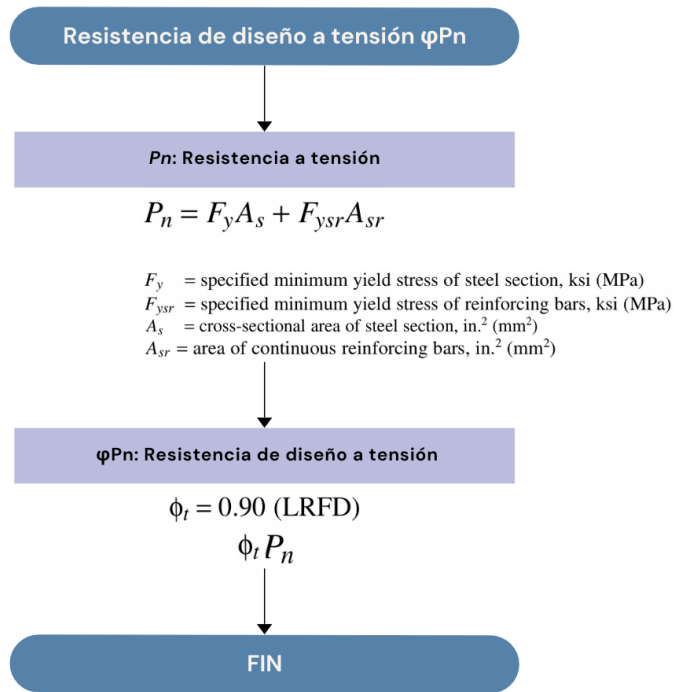
Nota. Adaptado de AISC (2016b).

- **I2: Fuerza axial - tensión**

El procedimiento de la resistencia a tensión de la sección embebida se puede encontrar en el subcapítulo I2 en la sección 1c. A manera de resumen se presenta un resumen del procedimiento en la siguiente figura.

Figura 44. Procedimiento para resistencia a tensión de sección embebida.

RESISTENCIA A TENSIÓN: I2 - SECCIÓN 1C



Nota. Adaptado de AISC (2016b).

- **I3: Flexión**

Figura 45. Métodos para resistencia a flexión.

La resistencia nominal a flexión M_n , deberá determinarse utilizando uno de los siguientes métodos:

- (a) La superposición de esfuerzos elásticos en la sección compuesta, considerando los efectos del apuntalamiento para el estado límite de fluencia (momento de fluencia).
- (b) La distribución de esfuerzos plásticos en la sección de acero únicamente, para el estado límite de fluencia (momento plástico) en la sección de acero.
- (c) La distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta o el método de compatibilidad de deformaciones, para el estado límite de fluencia (momento plástico) en la sección compuesta.

Para los elementos embebidos en concreto, deberán proporcionarse anclajes de acero.

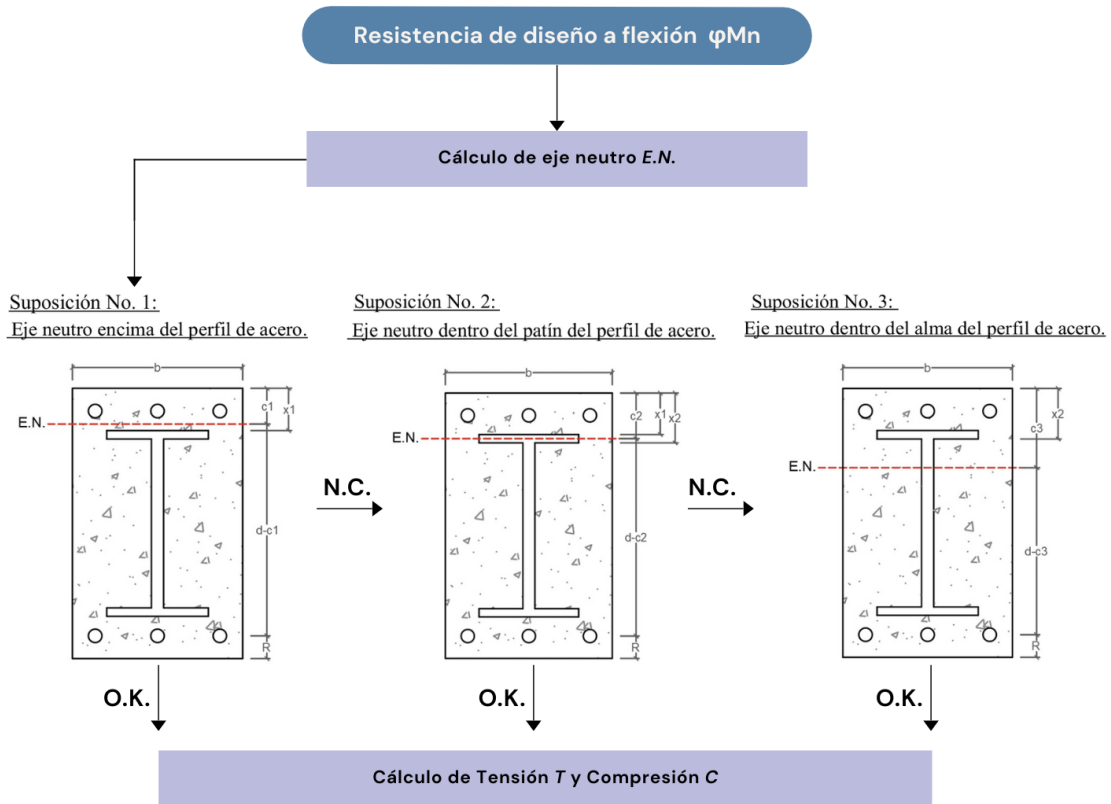
Nota. Adaptado de AISC (2016b).

En este caso se utilizará el método (c), correspondiente al método de compatibilidad de deformaciones para el estado límite de fluencia. Esto es debido a la alta precisión de esta metodología. Ahora bien, el código permite las otras alternativas debido a que generalmente las secciones compuestas embebidas se usan como columnas, las cuales son diseñadas principalmente a esfuerzos axiales. Al observar el detalle que presenta el código en cuanto a la resistencia a compresión y tensión, se refuerza lo dicho anteriormente.

El método (a), de superposición elástica podría ser aplicable para un análisis inicial, ya que es para un rango antes de la fluencia. Por otro lado, el método (b) contempla solo la capacidad del acero. Finalmente, el método (c) es para un rango plástico. Dado que una viga está controlada por flexión y corte, en la mayoría de los casos, entonces se desarrollará el último método. El procedimiento se resume en la siguiente figura.

Figura 46. Procedimiento para resistencia a flexión de sección embebida.

RESISTENCIA A FLEXIÓN: I3 - SECCIÓN 3



El área en tensión y compresión varía según la ubicación del E.N. Es importante recordar incluir en la sumatoria las varillas, el concreto y el perfil.

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{c_compresión} + F_s \cdot A_{s_compresión} + F_{sr} \cdot A_{sr_compresión}$$

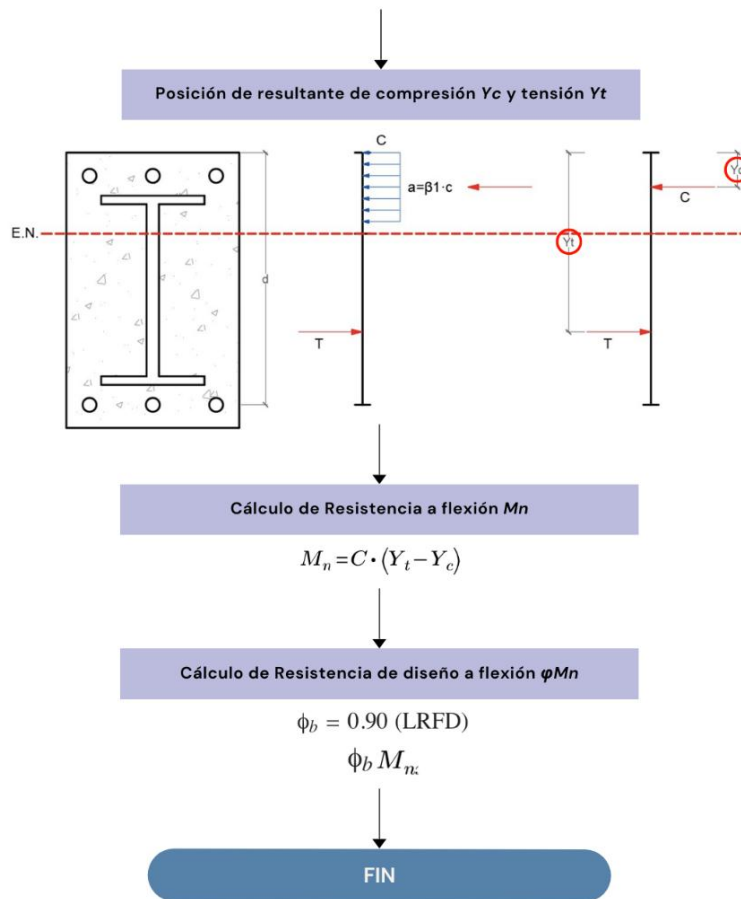
$$T = F_y \cdot A_{s_tensión} + F_{ysr} \cdot A_{sr_tensión}$$

- F_y = specified minimum yield stress of steel section, ksi (MPa)
- F_{ysr} = specified minimum yield stress of reinforcing bars, ksi (MPa)
- f'_c = specified compressive strength of concrete, ksi (MPa)
- A_c = area of concrete, in.² (mm²)
- A_s = cross-sectional area of steel section, in.² (mm²)
- A_{sr} = area of continuous reinforcing bars, in.² (mm²)



Nota. Adaptado de McCormac & Czernak (2012).

Figura 47. Procedimiento para resistencia a flexión de sección embebida (Cont.).



Nota. Adaptado de McCormac & Czernak (2012).

- **I4: Corte**

Figura 48. Métodos para resistencia a corte.

I4. CORTE

1. Miembros compuestos rellenos y embebidos

La resistencia de diseño al corte, $\phi_v V_n$, y la resistencia permisible al corte, V_n/Ω_v , deberán determinarse con base en uno de los siguientes métodos:

(a) La resistencia disponible al corte de la sección de acero únicamente, según se especifica en el Capítulo G.

(b) La resistencia disponible al corte de la porción de concreto reforzado (concreto más refuerzo de acero), según lo definido por el ACI 318, con:

$$\phi_v = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(c) La resistencia nominal al corte de la sección de acero, según lo definido en el Capítulo G, más la resistencia nominal del acero de refuerzo, conforme al ACI 318, con un factor combinado de resistencia o de seguridad de:

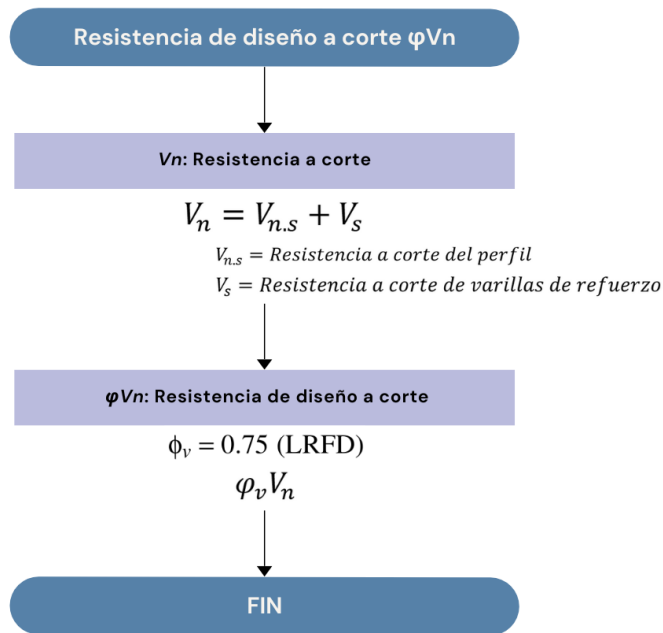
$$\phi_v = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Nota. Adaptado de AISC (2016b).

El cálculo de la resistencia de diseño al corte se llevó a cabo utilizando el método (c), ya que este es el más preciso y representativo del comportamiento real de los miembros compuestos, siendo adecuado para vigas controladas principalmente por flexión y corte. En el método (a) solo se calcula la resistencia del perfil W, mientras que el método (c) solo considera el concreto reforzado. Nuevamente se observa el énfasis de la normativa en los esfuerzos axiales. A pesar de que la sección de la norma no es específica para columnas, sino para secciones compuestas en general, se concentra en los esfuerzos que rigen el diseño de columnas.

Figura 49. Procedimiento para resistencia a corte de sección embebida.

RESISTENCIA A CORTE: I4 - SECCIÓN 1



Nota. Adaptado de AISC (2016b).

- **I5: Combinación de carga axial y flexión**

La normativa AISC 360-16 indica que “para los miembros compuestos embebidos y para los miembros compuestos rellenos con secciones compactas, la interacción entre la fuerza axial y la flexión deberá basarse en las ecuaciones de interacción de la Sección H1.1 o en uno de los métodos definidos en la Sección I1.2” (AISC, 2016b). Las ecuaciones de la sección H1.1 para revisar esfuerzos combinados se muestran en la siguiente figura.

Figura 50. Chequeo de esfuerzos combinados.

(a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

(b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

Donde:

P_r = resistencia axial requerida, determinada de acuerdo con el Capítulo C, utilizando combinaciones de carga LRFD o ASD, en kips (N).

P_c = resistencia axial disponible, determinada de acuerdo con el Capítulo E, en kips (N).

M_r = resistencia a flexión requerida, determinada de acuerdo con el Capítulo C, utilizando combinaciones de carga LRFD o ASD, en kip-in. (N-mm).

M_c = resistencia a flexión disponible, determinada de acuerdo con el Capítulo F, en kip-in. (N-mm).

x = subíndice correspondiente al eje mayor de flexión.

y = subíndice correspondiente al eje menor de flexión.

Nota. Adaptado de AISC (2016b).

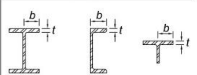
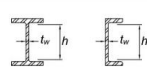
4.5.4 AISC 341-16

La AISC 341-16, titulada *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, es una norma especializada del American Institute of Steel Construction que establece los requisitos de diseño, detallado y construcción para estructuras de acero expuestas a cargas sísmicas. Su objetivo principal es garantizar un comportamiento sísmico seguro mediante el control de la ductilidad, la disipación de energía y la jerarquía de resistencia entre elementos estructurales. Se aplica en conjunto con la AISC 360 para el diseño estructural general y la ASCE/SEI 7 para la definición de cargas sísmicas. La norma abarca sistemas como marcos resistentes a momento (MRF), marcos arriostrados concéntricos y excéntricos (CBF y EBF), y sistemas

compuestos, proporcionando criterios estrictos para análisis, materiales, conexiones y detallado estructural (AISC, 2016a).

Un chequeo muy importante que se desarrolla en esta normativa es la revisión de la ductilidad del perfil de acero. Este procedimiento se lleva a cabo con el fin de verificar que estos elementos puedan desarrollar rótulas plásticas dúctiles durante un sismo severo, sin fallas frágiles por inestabilidad local. Primeramente, se realiza una revisión de pandeo, la cual consiste en revisar que el perfil sea compacto, cumpliendo los requisitos de la tabla B4.1b tanto en patines como el alma. Se debe de tener cuidado de utilizar el caso correcto de la tabla para garantizar resultados correctos. Al estar utilizando perfiles W se seleccionará el caso 10 para patines y el caso 15 para el alma, estos se muestran en la siguiente figura.

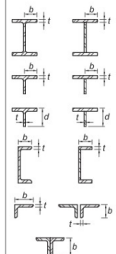
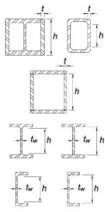
Figura 51. Fragmento de tabla B4.1b de AISC 341.

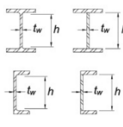
TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure					TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure						
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (non-compact/ slender)					λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (non-compact/ slender)	
10	(1) Flanges of rolled I-shaped sections (2) Flanges of channels (3) Flanges of tees	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$		15	Welds of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Adaptado de AISC (2016a).

En continuación con las verificaciones de diseño sísmico establecidas por el AISC 341-16, la revisión de pandeo lateral torsional (PLT) se realiza con el objetivo de verificar la ductilidad del perfil estructural, especialmente en elementos de alta ductilidad, tal como lo indica la Tabla D1.1b de dicha norma. Este chequeo también se considera por razones constructivas, ya que una viga embebida en concreto no puede experimentar PLT una vez que el concreto ha fraguado; sin embargo, debe evaluarse durante la etapa de construcción, antes del fraguado. Dentro de los casos de revisión, el Caso 7 corresponde a los patines, controlando que estos no fallen por pandeo local en compresión antes de fluir y formar una rótula plástica. El Caso 11 se aplica al alma de la viga, verificando que no sea demasiado delgada, mientras que el Caso 13 también se asocia al alma y a los patines, asegurando que estos no sean excesivamente delgados y que la viga no falle por pandeo lateral torsional (PLT). En conjunto, estas verificaciones garantizan un comportamiento plástico adecuado y una ductilidad suficiente en las vigas de acero bajo solicitaciones sísmicas.

Figura 52. Fragmento de tabla D1.1b de AISC 341.

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{Hd} Highly Ductile Members	λ_{Md} Moderately Ductile Members					λ_{Hd} Highly Ductile Members	λ_{Md} Moderately Ductile Members	
7	(1) Flanges of rolled or built-up I-shaped sections (2) Flange and stem of rolled or built-up tees (3) Flanges of rolled or built-up channels (4) Legs of single angles or double-angle members with separators (5) Outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t d/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		13	Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure (1) Side plates of boxed I-shaped sections (2) Webs of rectangular HSS ^(a) (3) Webs of box sections (4) Except for moment frames, webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels	h/t	For $C_a \leq 0.113^{(b)}$ $2.45(1 - 1.04C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ For $C_a > 0.113$ $2.26(1 - 0.38C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ $\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_a \leq 0.113^{(b)}$ $3.76(1 - 3.05C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ For $C_a > 0.113$ $2.61(1 - 0.49C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ $\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

11	For moment frames, where used in beams or columns, as webs in flexure, or combined axial and flexure Webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels	h/t_w	$2.5(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{(b)}$	$5.4(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{(b)}$	
----	---	---------	---	---	---

Nota. Adaptado de AISC (2016a).

Por último, la revisión de la longitud no soportada se realiza conforme al apartado D1-2a-2 del AISC 341-16, aplicable a vigas compuestas embebidas, con el fin de verificar que el elemento cuente con un soporte lateral adecuado para evitar el pandeo lateral torsional. Según la ecuación (D1-3), se establece una longitud máxima entre arriostramientos ($L_{b_{max}}$) que depende de las propiedades del material, el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia del acero. Posteriormente, se compara la longitud real no soportada (L_b) con el valor máximo permitido; si $L_b \leq L_{b_{max}}$, el elemento cumple con la condición de estabilidad. En caso contrario, deben colocarse arriostramientos o soportes intermedios para garantizar la rigidez lateral necesaria. Aunque en el caso de las vigas compuestas embebidas el concreto proporciona un soporte lateral continuo que impide el pandeo una vez fraguado, durante la etapa de construcción el perfil aún no dispone de dicho confinamiento, por lo que es fundamental realizar esta comprobación para garantizar su estabilidad temporal.

Figura 53. Distancia máxima entre apoyos laterales.

(c) Member bracing shall have a maximum spacing of

$$L_b = 0.17r_y E / (R_y F_y) \quad (D1-3)$$

Nota. Adaptado de AISC (2016a).

4.5.5 AISC Design Guide 06

La AISC Design Guide 06, *Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*, aborda el diseño estructural de columnas compuestas formadas por perfiles tipo W embebidos completamente en concreto reforzado, siguiendo el método LRFD. Este tipo de columnas se utiliza frecuentemente en edificios de varios niveles debido a sus ventajas estructurales, como mayor capacidad portante, rigidez, resistencia al fuego y mejor comportamiento ante cargas sísmicas. La guía analiza las condiciones prácticas de uso, los beneficios y limitaciones del sistema, y ofrece recomendaciones detalladas sobre aspectos constructivos como la disposición de las armaduras, estribos, conectores de cortante, empalmes, y placas base. También se incluyen ejemplos de diseño que ilustran cómo aplicar las tablas de diseño provistas, que permiten seleccionar secciones de manera eficiente. Además, se mencionan detalles típicos constructivos y se introduce una herramienta computacional auxiliar llamada CMPOL para facilitar el proceso de diseño (Griffis, 2001). Cabe destacar, como se muestra en la siguiente figura, que la misma normativa AISC 360-16 hace referencia a esta guía de diseño.

Figura 54. Nota de AISC referenciando la Guía de Diseño 06.

User Note: The strain compatibility method can be used to determine nominal strength for irregular sections and for cases where the steel does not exhibit elasto-plastic behavior. General guidelines for the strain compatibility method for encased members subjected to axial load, flexure, or both are given in AISC Design Guide 6, *Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*.

Nota. Adaptado de AISC (2016a).

Dado que la guía de diseño es propia de columnas compuestas, el documento también presenta un apartado entre la conexión de la viga de acero y la columna compuesta y varias consideraciones que únicamente aplicarían a columnas. En este trabajo solo se tomarán en cuenta los detallamientos y requisitos de secciones compuestas en general y se descartarán los específicos de columnas. La distinción de esto se puede realizar debido a que el

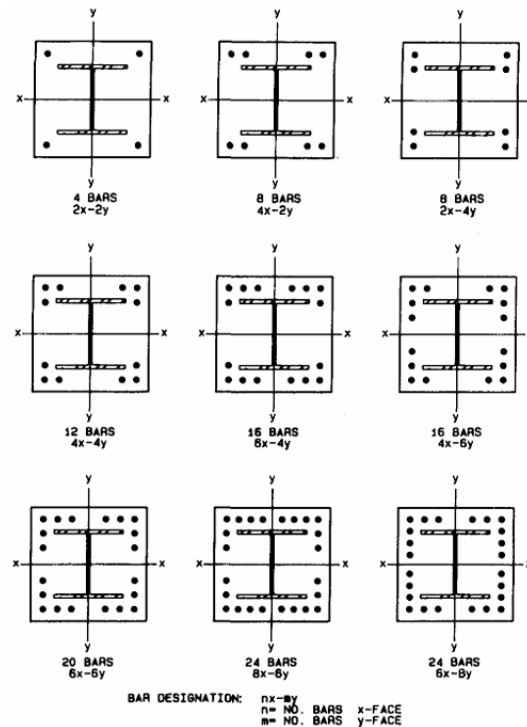
documento proporciona detalles de estribos y requisitos del ACI 318 que aplican solo a columnas.

A continuación, se mencionan las consideraciones de diseño detalladas en la guía.

- **Refuerzo longitudinal**

Secciones rectangulares y cuadradas son las más usuales. Las disposiciones de acero longitudinal más comunes se muestran a continuación:

Figura 55. Configuración de refuerzo longitudinal.



Nota. Adaptado de Griffis (2001).

Estas disposiciones permiten conectividad entre elementos (no hay interrupciones de varillas) y proporcionan la máxima capacidad de diseño.

Tal como se muestra en la Figura anterior, en las secciones compuestas empleadas en marcos estructurales, las barras longitudinales principales suelen colocarse en las esquinas de la sección. Para mejorar la rigidez y cumplir con los requisitos normativos de espaciamiento entre barras. La especificación LRFD (Sección I2.1.b) recomienda incorporar barras longitudinales adicionales ubicadas entre las esquinas (Griffis, 2001).

También se solicita que cumpla con la siguiente condición: El área de la sección transversal del refuerzo longitudinal deberá ser al menos igual a 0.007 pulgadas cuadradas por pulgada de separación entre barras (Griffis, 2001).

- **Recubrimiento**

El recubrimiento mínimo de concreto sobre las barras verticales y los estribos debe ser de 1½ pulgadas (Especificación LRFD, Sección I2.1.b). Este requisito también es mencionado en la Especificación ACI 318-14, en la Tabla 20.6.1.3.1.

Figura 56. Recubrimiento mínimo.

Table 20.6.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, in.
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	3
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 6 through No. 18 bars	2
		No. 5 bar, W31 or D31 wire, and smaller	1-1/2
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 14 and No. 18 bars	1-1/2
		No. 11 bar and smaller	3/4
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	1-1/2

Nota. Adaptado de ACI (2019).

- **Espaciamiento entre varillas de refuerzo longitudinal**

Ahora bien, con respecto al espaciamiento entre varillas, se indica que depende del tamaño del agregado grueso del concreto y diámetro de la varilla. Se recomienda establecer límites mínimos para asegurar que el concreto fluya adecuadamente entre las barras y entre las barras y el perfil de acero recubierto. Estos criterios de espaciamiento mínimo también ayudan a evitar nidos de abeja (honeycombing) y grietas causadas por altos esfuerzos de adherencia entre las barras. Es por eso que se especifica que la distancia libre entre las barras

longitudinales se calcula como el mayor entre: $4/3$ diámetros del agregado, diámetro de la varilla y 1 in o 2.5 cm (ACI 318-19, Sección 25.2.1).

Figura 57. Espaciamiento mínimo del refuerzo.

25.2—Minimum spacing of reinforcement

25.2.1 For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 1 in., d_b , and $(4/3)d_{agg}$.

Nota. Adaptado de ACI (2019).

- **Distancia entre barras longitudinales y perfil de acero**

Según Griffis (2001), la distancia libre entre las barras longitudinales y el perfil de acero debe ser de $1\frac{1}{2}$ diámetros de barra o un mínimo de $1\frac{1}{2}$ pulgadas (AISC I2.1e). Esta consideración es específica para los elementos compuestos embebidos en concreto, pues representa la distancia entre el núcleo de acero (perfil estructural) y las barras longitudinales.

Figura 58. Distancia libre entre barras longitudinales y perfil de acero.

1e. Detailing Requirements

For encased composite members, the following detailing requirements shall be met:

- (a) Clear spacing between the steel core and longitudinal reinforcing bars shall be a minimum of 1.5 longitudinal reinforcing bar diameters, but not less than 1.5 in. (38 mm).

Nota. Adaptado de AISC (2016a).

- **Estribos**

Solo se permiten estribos abiertos en forma de U debido a que el perfil de acero se erige en una etapa anterior del proceso constructivo. Cabe recalcar que los estribos proporcionan estabilidad lateral y confinamiento al concreto (Griffis, 2001). Estos se diseñarán conforme a la normativa ACI 318-19, la cual indica en el capítulo 9 sección 9.7.6.1.2 que el refuerzo transversal se diseñará conforme a la sección 25.7.

Figura 59. Requisitos para estribos de vigas.

9.7.6 Transverse reinforcement

9.7.6.1 General

9.7.6.1.1 Transverse reinforcement shall be in accordance with this section. The most restrictive requirements shall apply.

9.7.6.1.2 Details of transverse reinforcement shall be in accordance with 25.7.

Nota. Adaptado de ACI (2019).

A continuación, se mencionan los requisitos de los estribos:

- Los estribos deben de extenderse lo más cerca posible a las superficies de compresión y tensión del elemento, según lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otras armaduras, y deberán estar anclados en ambos extremos. Cuando se utilicen como refuerzo a cortante, los estribos deberán extenderse una distancia d desde la fibra extrema en compresión. Además, en la sección 25.7.1.2 del ACI 318-19 se menciona que, entre los extremos anclados, cada doblez en la parte continua de un estribo en U simple o múltiple, y cada doblez en un estribo cerrado, deberá rodear una barra longitudinal o un torón.

Figura 60. Proximidad al refuerzo.

25.7—Transverse reinforcement

25.7.1 Stirrups

25.7.1.1 Stirrups shall extend as close to the compression and tension surfaces of the member as cover requirements and proximity of other reinforcement permits and shall be anchored at both ends. Where used as shear reinforcement, stirrups shall extend a distance d from extreme compression fiber.

Nota. Adaptado de ACI (2019).

- El área de la sección transversal del estribo debe ser al menos 0.007 pulgadas cuadradas por pulgada de espaciamiento entre estribos (Especificación LRFD I2.1.b).

- El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor que dos tercios de la menor dimensión de la sección transversal (LRFD I2.1.b).
- Los estribos deben ser al menos de tamaño #4 para barras longitudinales #11, y de tamaño #3 para barras longitudinales #10 (ACI 318-19, Sección 25.7.2.2).

Figura 61. Tamaño de barras para estribos.

25.7.2.2 Diameter of tie bar shall be at least (a) or (b):

- (a) No. 3 enclosing No. 10 or smaller longitudinal bars
- (b) No. 4 enclosing No. 11 or larger longitudinal bars or bundled longitudinal bars

Nota. Adaptado de ACI (2019).

- En dado caso se necesiten barras longitudinales en ambos ejes, los estribos deben disponerse de manera que cada esquina y cada barra alterna cuente con soporte lateral provisto por una esquina del estribo, con un ángulo inclusivo no mayor de 135°, y ninguna barra debe estar a más de 6 pulgadas claras a cada lado a lo largo del estribo desde una barra con soporte lateral (ACI 318-19, Sección 25.7.2.3 y 25.7.1.6).

Figura 62. Disposición de estribos.

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

- (a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees
- (b) No unsupported bar shall be farther than 6 in. clear on each side along the tie from a laterally supported bar

Nota. Adaptado de ACI (2019).

- **Diseño LRFD**

La guía de diseño presenta los requisitos para que la sección califique como compuesta, por lo que se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- El área de la sección transversal de la forma de acero, tubo o tubería debe representar al menos el 4 % del área total de la sección transversal compuesta.

- El recubrimiento de concreto de un núcleo de acero debe estar reforzado con: Barras longitudinales y estribos laterales.
- El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor a $\frac{2}{3}$ de la menor dimensión de la sección transversal compuesta.
- El área de la sección transversal del refuerzo transversal y longitudinal debe ser al menos 0.007 in^2 por pulgada de espaciamiento entre barras.
- El recubrimiento de concreto debe proporcionar al menos $1\frac{1}{2}$ pulgadas de recubrimiento libre fuera del refuerzo transversal y longitudinal.
- El concreto debe tener una resistencia a la compresión especificada $f'c$ no menor de 3 ksi ni mayor de 8 ksi para concreto de peso normal, y no menor de 4 ksi para concreto liviano.
- El esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero estructural y de las barras de refuerzo usado en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta no debe exceder 55 ksi.

4.5.6 Steel Construction Manual

El Steel Construction Manual, publicado por el American Institute of Steel Construction (AISC), es una referencia fundamental para ingenieros estructurales en el diseño y construcción de estructuras de acero. Este manual recopila de manera integral las especificaciones, criterios de diseño, propiedades de perfiles estructurales, métodos de análisis, y recomendaciones para conexiones, tornillos y soldaduras. Incluye tanto el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) como por esfuerzos permisibles (ASD), junto con tablas, fórmulas y ejemplos prácticos que facilitan su aplicación. Su objetivo es asegurar que las estructuras de acero sean seguras, eficientes y cumplan con los requisitos normativos establecidos (AISC, 2016c).

4.5.7 ASCE 7-16

La ASCE/SEI 7-16, titulada "*Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*", es una norma desarrollada por la American Society of Civil Engineers que establece los criterios mínimos para el cálculo de cargas que afectan a edificaciones y otras estructuras. Esta edición incluye cargas muertas, vivas, de viento, nieve, lluvia, sismo y otras acciones ambientales, así como combinaciones de carga para el diseño

estructural. Uno de sus aportes más importantes es el Capítulo 12, que define los requisitos para el análisis sísmico, como la determinación de fuerzas sísmicas de diseño, la clasificación del sistema estructural, el cálculo de derivas y los factores de respuesta sísmica (R , C_d , Ω). La ASCE 7-16 es ampliamente utilizada en Estados Unidos y en muchos países que adoptan normativas basadas en estándares estadounidenses, y se emplea junto con códigos como el AISC 360 y el AISC 341 para estructuras de acero (ASCE, 2016).

En la norma se establecen los lineamientos para determinar las cargas mínimas de diseño que deben considerarse en edificaciones y otras estructuras, asegurando su seguridad y desempeño ante diferentes tipos de solicitaciones. Para este trabajo, los apartados más relevantes son los relacionados con la integración de las cargas de viento y sismo, así como las combinaciones de carga que permiten evaluar la estructura bajo condiciones simultáneas de diferentes acciones. La norma define en detalle los procedimientos para el análisis del viento, considerando presiones dinámicas y exposición, además del análisis sísmico, que se basa en el espectro de diseño de respuesta, calculado a partir de los parámetros sísmicos del sitio y el tipo de suelo. Las combinaciones de carga establecidas en la ASCE 7-16 son esenciales para garantizar que la estructura mantenga un comportamiento seguro frente a las posibles interacciones entre cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas, representando uno de los pilares fundamentales en el diseño estructural moderno.

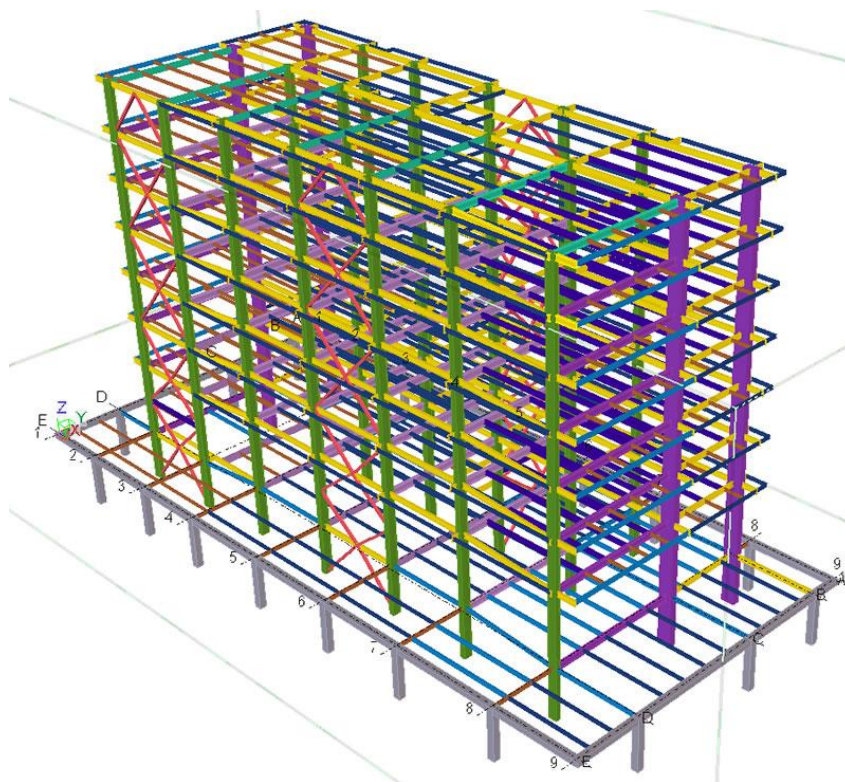
4.6 Modelado y análisis con Etabs

4.6.1 Parámetros para el diseño

El modelado paramétrico en diseño estructural implica definir variables críticas (propiedades de materiales, cargas, geometría) que permiten optimizar soluciones mediante software especializado. Herramientas de software integran parámetros como módulos de elasticidad, resistencias y límites de deformación para simular comportamientos realistas, ajustando automáticamente cuantías de acero o dimensiones de secciones según normativas. En vigas compuestas, esta parametrización facilita equilibrar la interacción acero-concreto, reduciendo hasta un 25% el uso de materiales al identificar configuraciones eficientes en peso y resistencia. Además, existen plataformas que permiten explorar múltiples alternativas de diseño vinculando parámetros geométricos (luz, espaciamiento de columnas) a análisis

estructural en tiempo real, mejorando la respuesta sísmica y la relación costo-beneficio en proyectos complejos.

Figura 63. Ejemplo de modelado estructural.



Nota. Adaptado de Estructuras Metálicas Colombia (s.f.).

4.6.2 Etabs

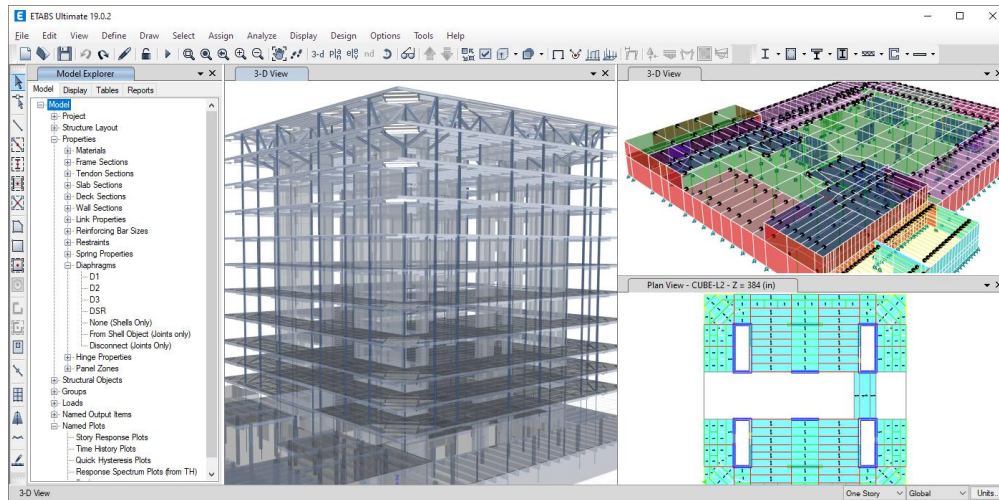
ETABS es un programa que mejora significativamente las capacidades de análisis y diseño de un ingeniero para estructuras. Este software cuenta con variedad de opciones y funciones. La otra parte se encuentra en lo simple que es utilizarlo (CSI, 2021).

El enfoque básico para usar el programa es bastante directo. El usuario establece líneas de referencia (ejes), coloca objetos estructurales en relación con esas líneas utilizando nudos, marcos, vínculos, tendones y elementos de superficie (shells), y asigna cargas y propiedades estructurales a esos objetos estructurales (CSI, 2021). Por ejemplo, a un objeto de marco se

le pueden asignar propiedades de sección; a un nudo se le pueden asignar propiedades de resorte; a un objeto de superficie se le pueden asignar propiedades de losa o entrepiso.

Posteriormente con base en los objetos estructurales y sus asignaciones, se realizan el análisis y diseño del modelo. Los resultados se generan en forma gráfica o tabular para su uso en otros programas.

Figura 64. Modelado en Etabs.

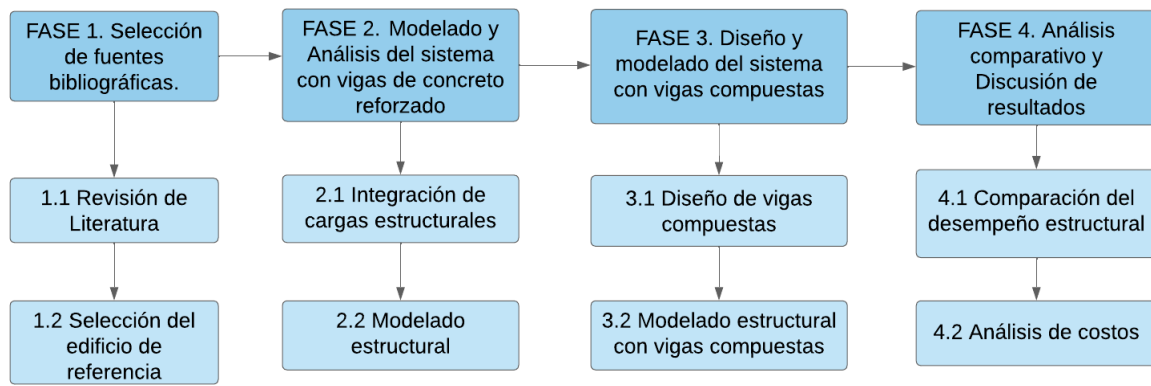


Nota. Adaptado de ETABS | BUILDING ANALYSIS AND DESIGN (s.f.).

V. Metodología

A continuación, se presenta la metodología del presente trabajo, el cual se divide en cuatro fases: (1) Selección de fuentes bibliográficas, (2) Modelado y análisis del sistema con vigas de concreto reforzado, (3) Diseño y modelado del sistema con vigas compuestas y (4) Análisis comparativo y discusión de resultados. Cabe destacar que cada vez que se haga referencia a vigas, se refiere exclusivamente a las principales. En la figura siguiente se pueden observar las sub-fases que las componen.

Figura 65. Diagrama de flujo de metodología.



Nota. Elaboración propia.

5.1 Selección de fuentes bibliográficas

5.1.1 Revisión de literatura

En esta fase se debe de elegir materiales relevantes y confiables para respaldar el diseño estructural. Entre estos documentos se encuentran múltiples normativas: Normativas de Seguridad Estructural, AISC 360-16, AISC 341-16, Guías de Diseño de AISC, Steel Construction Manual y ASCE 7-16. En estas guías se detallan los parámetros de diseño para las vigas, los chequeos que se deben de realizar y sus limitaciones para tomar en cuenta.

La comprensión de dichas normativas es esencial para la elaboración de la memoria de cálculo, ya que se debe de regir por las ecuaciones proporcionadas en estos códigos estructurales.

5.1.2 Selección del edificio de referencia

El objetivo es definir la ubicación, dimensiones y geometría del edificio seleccionado para el estudio. Para este fin, se eligió un edificio real localizado en el municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango, Guatemala. El edificio en cuestión es el proyecto habitacional Torres Madeleine, el cual fue proporcionado por las empresas Maquinaria y Arquitectura S.A. (MARQSA) y Maquinaria y Arquitectura Corporación (MARQSA Corp.).

Torres Madeleine es un proyecto que consiste en dos torres conjuntas, espaciadas debidamente, que comparten un solo sótano. En este proyecto se contempla únicamente la Torres 1 con fines de facilitar el modelado y análisis de la estructura.

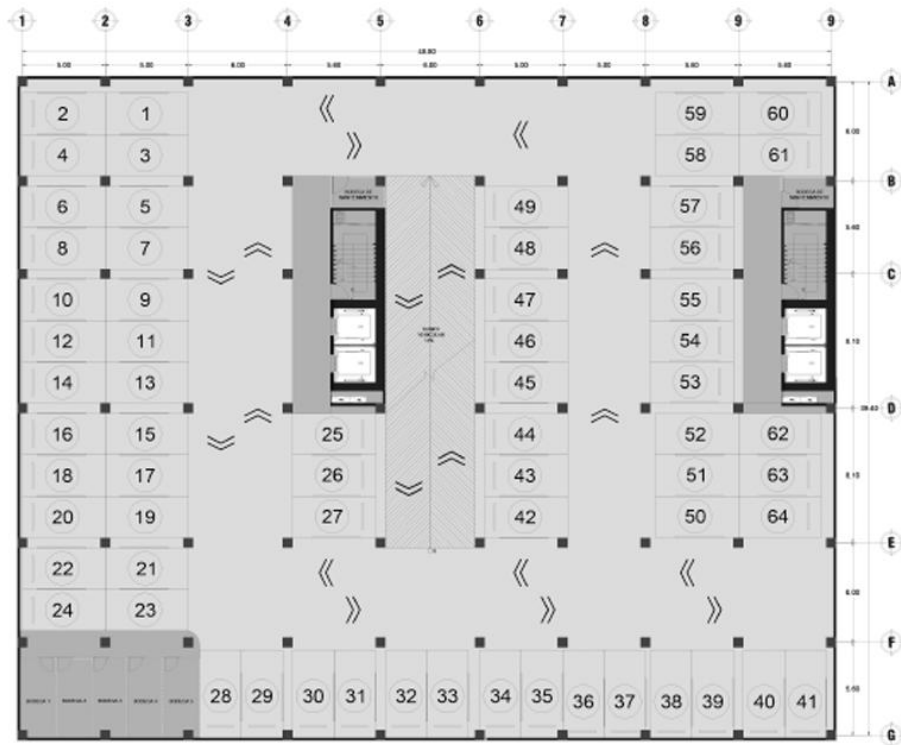
La arquitectura la llevo a cabo la arquitecta Sofía Cerón, quien proporcionó las distribuciones arquitectónicas de la planta del nivel 1 y la planta típica del nivel 2 al 5 en formato DWG. También adjuntó la planta de Sótano en un archivo PDF. En las figuras siguientes se puede visualizar las dimensiones de cada nivel.

Figura 66. Vista isométrica de Torres Madeleine.



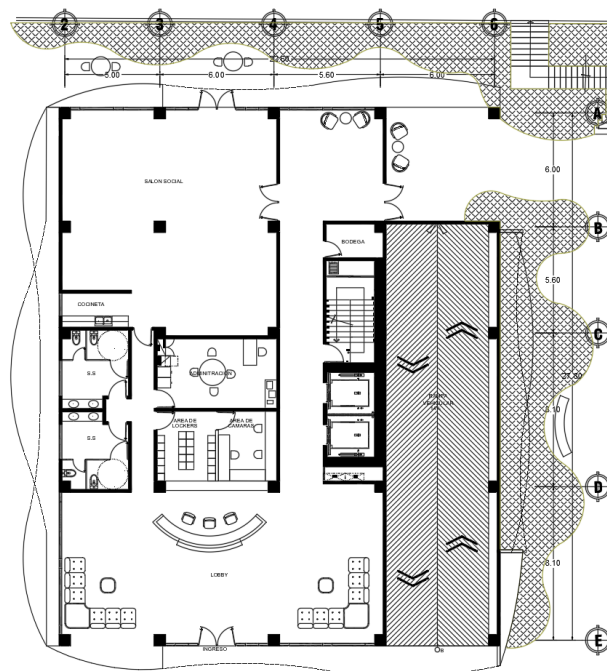
Nota. Adaptado de Cerón (2022).

Figura 67. Planta de sótanos de Torres Madeleine.



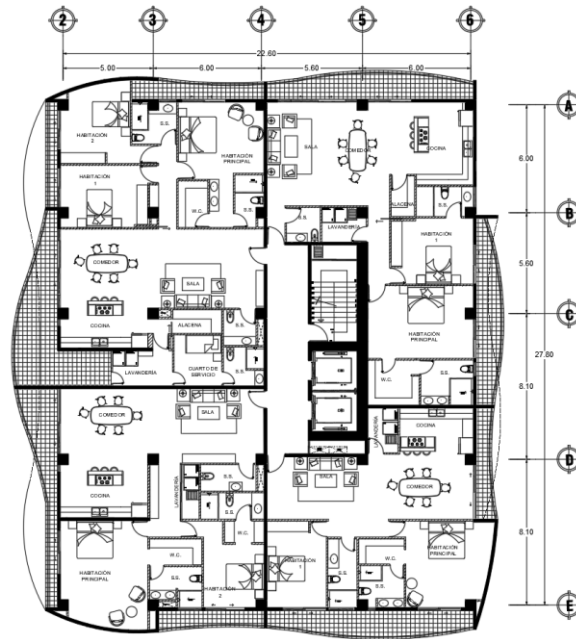
Nota. Adaptado de Cerón (2022).

Figura 68. Planta arquitectónica nivel 1 de torre 1.



Nota. Adaptado de Cerón (2022).

Figura 69. Distribución Arquitectónica nivel 2 a 12 de torre 1.



Nota. Adaptado de Cerón (2022).

5.2 Modelado y análisis del sistema con vigas de concreto reforzado

5.2.1 Integración de cargas estructurales

A continuación, se presentan las cargas gravitacionales que se utilizaron en el modelo computacional.

Tabla 4. Resumen de cargas gravitacionales.

Losa	CM kg/m ²	CV kg/m ²
Sótanos	125	250
Lobby	250	500
Aptos	100	200
Pasillo	150	300
Techo	50	100

Nota. Elaboración propia.

Debido a que no se cuenta con planos de detalles se asumirá que la carga muerta de cada nivel es el 50% de su carga viva, las cuales se seleccionaron según la normativa NSE 2 (AGIES, 2018b).

Además de eso se colocó una carga perimetral para representar la fachada del edificio.

Tabla 5. Carga perimetral.

Viga	CM kg/m
Fachada perimetral	250

Nota. Elaboración propia.

Además de eso se realizó el análisis sísmico para establecer las cargas que se asignaran en el modelo.

Figura 70. Datos para espectro sísmico.

Espectro sísmico

Trabajo de Graduación de Laura Daniela Monroy Gramajo

Departamento	Huehuetenango
Municipio	Huehuetenango
Índice de sismicidad (I _o)	4.1 (Valor de 2 a 4)
Clasificación de obra	Importante (1. Utilitario, 2. Ordinario, 3. Importante, 4. Escencial)
NPS	D (A, B, C, D, E. Siendo E la protección sísmica más alta)
Clasificación del sitio	D (AB, C, D, E o F. Siendo F El suelo más complicado)
Factor R	8 (Factor de modificación de respuesta sísmica)

Nota. Elaboración propia.

Figura 71. Espectro sísmico - Ajustes por clase de sitio.

Espectros genéricos de diseño

Parámetros básicos

Scr	1.78 (Ordenada espectral de periodo corto)
S1r	1.28 (Ordenada espectral de periodo de 1 segundo)

Ajuste por clase de sitio

Fa	1 (Coeficiente de sitio)
Scs	1.78 (Ordenada espectral en el sitio de interes con periodo corto)
Fv	1 (Coeficiente de sitio para periodos largos)
S1s	1.28 (Ordenada espectral en el sitio de interes con periodo de 1 segundo)

Ajuste por intensidades sísmicas especiales (Por vibración)

Na	1 (Factores por proximidad de las amenazas especiales)
Scs	1.78 (Scs ajustado por intensidades sísmicas especiales)
Nv	1 (Factores por proximidad de las amenazas especiales)
S1s	1.28 (S1s ajustado por intensidades sísmicas especiales)

Nota. Elaboración propia.

Figura 72. Espectro sísmico – Períodos de vibración por transición.

Periodos de vibración por transición

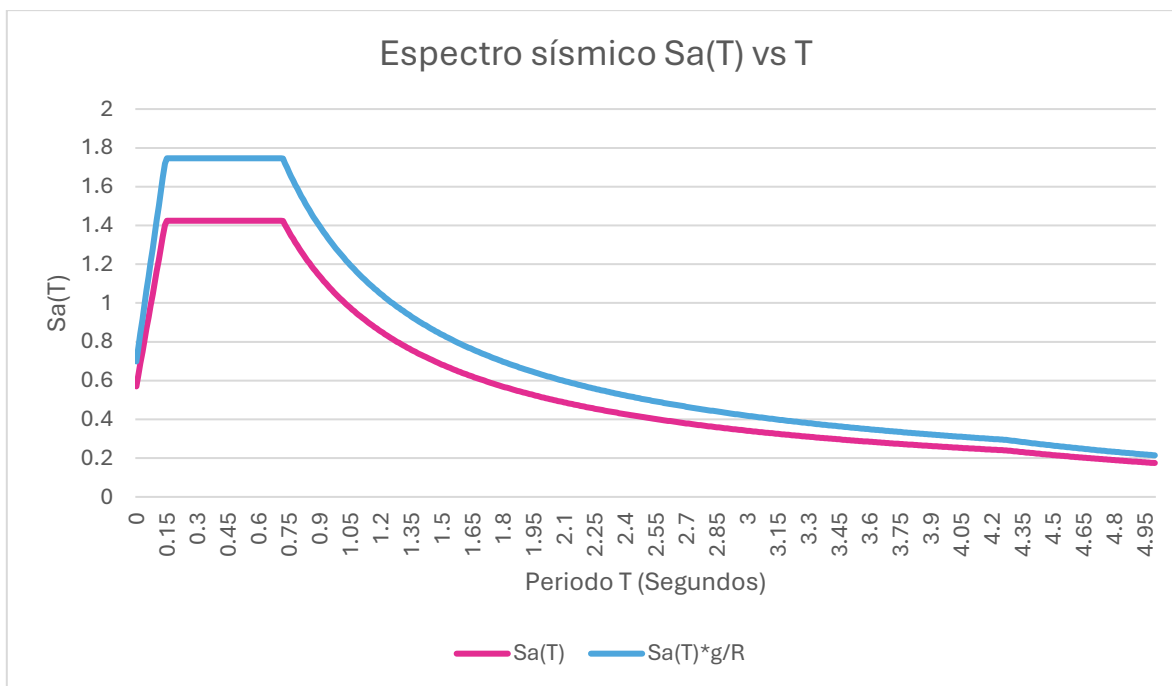
Periodo Ts (En segundos)	0.719101124	(Separa los periodos cortos de los largos)
Periodo T0	0.143820225	(Define el inicio de la meseta de períodos costos del espectro)
Periodo TL	4.27	(Se obtiene de la tabla A-1)

Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos

Kd	0.8	(Factor de reducción de sismo por probabilidad)
Scd	1.424	(Parámetro del espectro calibrado a la probabilidad)
S1d	1.024	(Parámetro del espectro calibrado a la probabilidad)

Nota. Elaboración propia.

Figura 73. Espectro sísmico.



Nota. Elaboración propia.

Figura 74. Aceleración máxima del suelo.

Casos especiales periodos muy largos

¿Es periodo largo? No es un periodo largo

Si es un periodo largo se puede usar los espectros genéricos o específicos.

Aceleración máxima del suelo (AMS)

Si aplica, la aceleración máxima del suelo estimada es:

AMSd 0.5696 (Aceleración pico del suelo)

Componente vertical del sismo de diseño

Svd 0.2848 (Facilmente puede exceder el 50% de las horizontales)

Nota. Elaboración propia.

Figura 75. Parámetros para espectro.

Análisis Sísmico

Datos Generales del Proyecto

Ubicación	Huehuetenango
Clase de obra	Importante
Clase de Sitio	D
Io	4.1
NPS	D
Probabilidad de excendencia	5 % en 50 años

Parámetros para Espectro

Scr	1.78
S1r	1.28
Tl	4.27

Scs	1.78
S1s	1.28

Ts	0.719 s
To	0.144 s

$$T_S = S_{1r} / S_{cr}$$

$$T_0 = 0.2 T_S$$

Kd	0.8
----	-----

Scd	1.424
S1d	1.024

$$S_{cd} = K_d * S_{cr}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1r}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 76. Parámetros sísmicos.

Sistema Estructural	E3	Marcos dúctiles
Parámetros Sísmicos		
R	8.0	
Ω_r	3	
Cd	5.5	
ρ	1	<i>Asumimos una estructura sin irregularidades</i>
hn	34.5 m	
KT	0.049	<i>También ver tabla 12.8-2 ASCE</i>
x	0.75	
Ta	0.698	
$T \leq 1.4 \cdot T_a$	0.977	

Nota. Elaboración propia.

Figura 77. Coeficientes sísmicos.

Coeficiente Sísmico	Csm	
T F x	1.19 s	<i>Tx y Ty se obtendrían del modelo computacional</i>
Ts	0.977 s	$< 1.4 \cdot T_a$
Sax	1.049 s	
T F y	0.79 s	$< 1.4 \cdot T_a$
Ts	0.790 s	
Say	1.296	
Csm x	0.1311	
Csm y	0.1620	

Nota. Elaboración propia.

Figura 78. Coeficientes mínimos.

Coeficientes mínimos		
β_d	1.00	
Fd x'	1.188	
Fd y'	1.416	
Fd x	1	
Fd y	1	$C_s \geq \frac{0.044 S_{cd} F_d}{\beta_d} \geq 0.01$
Cs min 1x	0.063	
Cs min 1 y	0.063	$C_s \geq \frac{0.45 K_d F_d}{R \cdot \beta_d}$
Cs min 2x	0.0450	<i>No aplicaría por ser $I_o = 4.1$</i>
Cs min 2 y	0.0450	
Cs x	0.1311	
Cs y	0.1620	

Nota. Elaboración propia.

Figura 79. Factores de calibración.

Parámetros del Edificio		
Ws	16064.92 ton	(Peso en Z de ETABS)
Cortante V1x	1145.85 ton	(Cortante X de ETABS)
V1y	1245.16 ton	(Cortante Y de ETABS)
VE _x	2105.72 Ton	
VE _y	2602.92 Ton	
		$V_B = C_s W_s$
Irregularidades No		
V _{dis}	V1>=	0.85 VE
Cortante de diseño		
V _{dis} x	1789.86 Ton	
V _{dis} y	2212.48 Ton	
Factores de Calibración		
fx	1.562	
fy	1.777	
Corrección para derivas		
Cs min 2x	0.0450	
Cs min 2 y	0.0450	
Ved x	723.693 ton	
Ved y	723.693 ton	
fx d'	1.000	
fy d'	1.000	

*Nota: Si $l_0=4.2$ y $V1x < C_{smin2x} * W_s$ ($sVed_x$) entonces calibrar; de lo contrario $fx d=1$*

Nota. Elaboración propia.

También se elaboró la integración de cargas de viento, tomando en cuenta parámetros como la velocidad del viento, exposición, coeficiente de presión, entre otros. Cabe destacar que hay varias metodologías para integrar viento, en este caso se va a presentar la del NSE y parámetros del ASCE 7-16. Por facilidad, en el modelo se integrará en el modelo los factores de acuerdo a la norma ASCE 7-16. El resultado de muestra a continuación.

Figura 80. Integración de carga de viento según NSE.

Integración de la Carga por Viento

Vv	100	km/h	
Exposicion	B		
H_edificio	34.5	m	
Cez	1.1825		Coeficiente de exposición interpolado
Cqb	0.7		Coeficiente de presion
qs	48	kgf/m ²	Presion de remanso
Categoria	Importante		
Ic	1		Factor de importancia
Pz_b	39.732	kgf/m ²	Presion de viento barlovento

Orientación	Columna	Ancho Tributario (m)	Carga lineal (kgf/m)
Horizontal	A2-E2	2.5	99.33
	A3-E3	5.5	218.53
	A4-E4	5.8	230.45
	A5-E5	5.8	230.45
	A6-E6	3	119.20
Vertical	2A-6A	3	119.20
	2B-6B	5.8	230.45
	2C-6C	6.85	272.16
	2C-6D	8.1	321.83
	2E-6E	4.05	160.91

Nota. Elaboración propia.

Figura 81. Factores de integración de viento según ASCE 7-16.

V	100	km/h
Kzt	1	
Gust Factor	1	
Kd	0.85	
Cpw	0.8	Coeficiente de presión a barlovento
Cpl	0.5	Coeficiente de presión a sotavento

Nota. Elaboración propia.

5.2.2 Modelado estructural en ETABS

El modelo de la estructura se realizará en el software Etabs, el cual permite la representación del comportamiento según las propiedades, geometría y cargas que se le asignen.

Primeramente, se configuraron las unidades en las cuales se trabajaría. En este caso todo se realizará con metros y kgf, a excepción de los esfuerzos que serán en kgf/cm².

Figura 82. Configuración de unidades del modelo.

Item	Length Unit	Force Unit	Temperature Unit	Units Label	Decimal Places	Minimum Significant Figures	Zero Tolerance
Structure Dimensions							
Absolute Distance	m			m	2	1	5E-07
Relative Distance					2	1	5E-07
Structure Area	m			m ²	2	1	5E-05
Angles				deg	2	1	5E-06
Section Dimensions							
Length	m			m	4	1	5E-08
Area	m			m ²	4	1	5E-07
Length ³	m			m ³	4	1	5E-09
Length ⁴	m			m ⁴	4	1	5E-12
Length ⁶	m			m ⁶	4	1	5E-18
Rebar Area	m			m ²	4	1	5E-09
Rebar Area/Length	m			m ² /m	4	1	5E-08
Rebar Area/Length/Length	m			m ² /m/m	4	1	5E-08
Displacements							
Translational Displ	m			m	2	1	1E-12
Rotational Displ				rad	2	1	1E-12
Drift					2	1	5E-09
Gen Displ L/Rad	m			m/rad	2	1	5E-08
Gen Displ Rad/L	m			rad/m	2	1	5E-06
Forces							
Force		kgf		kgf	2	1	5E-05
Force/Length	m	kgf		kgf/m	2	1	5E-05

Expand Form OK Cancel

Nota. Elaboración propia.

Posterior a eso, se configuraron los ejes según la distribución arquitectónica proporcionada por el arquitecto del proyecto.

Tabla 6. Datos para los ejes de referencia.

X		Y	
Eje	Ordinate (m)	Eje	Ordinate (m)
1	-5	G	-11.6
2	0	F	-6
3	5	E	0
4	11	D	8.1
5	16.6	C	16.2
6	22.6	B	21.8
7	27.6	A	27.8
8	32.6		
9	38.2		
10	43.8		

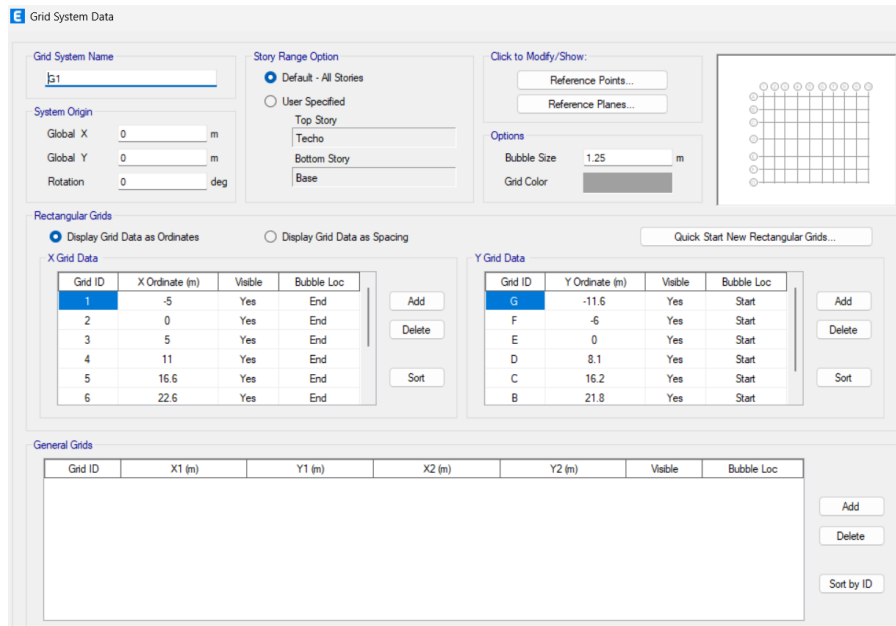
Nota. Elaboración propia.

Tabla 7. Alturas de cada nivel.

Story	Height (m)
Techo	3
Nivel_11	2.8
Nivel_10	2.8
Nivel_9	2.8
Nivel_8	2.8
Nivel_7	2.8
Nivel_6	2.8
Nivel_5	2.8
Nivel_4	2.8
Nivel_3	2.8
Nivel_2	2.8
Nivel_1	3.5
Sotano_1	3
Sotano_2	3
Sotano_3	3
Base	1.5
SUMA:	45.00

Nota. Elaboración propia.

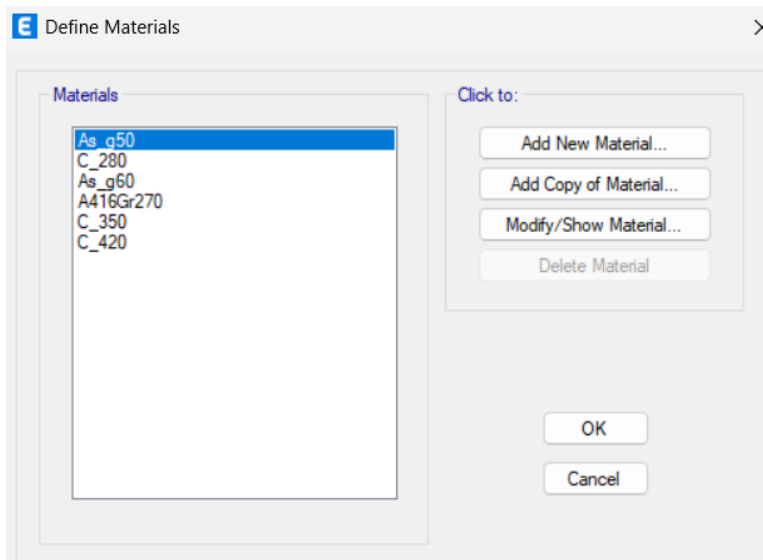
Figura 83. Configuración de ejes del modelo.



Nota. Elaboración propia.

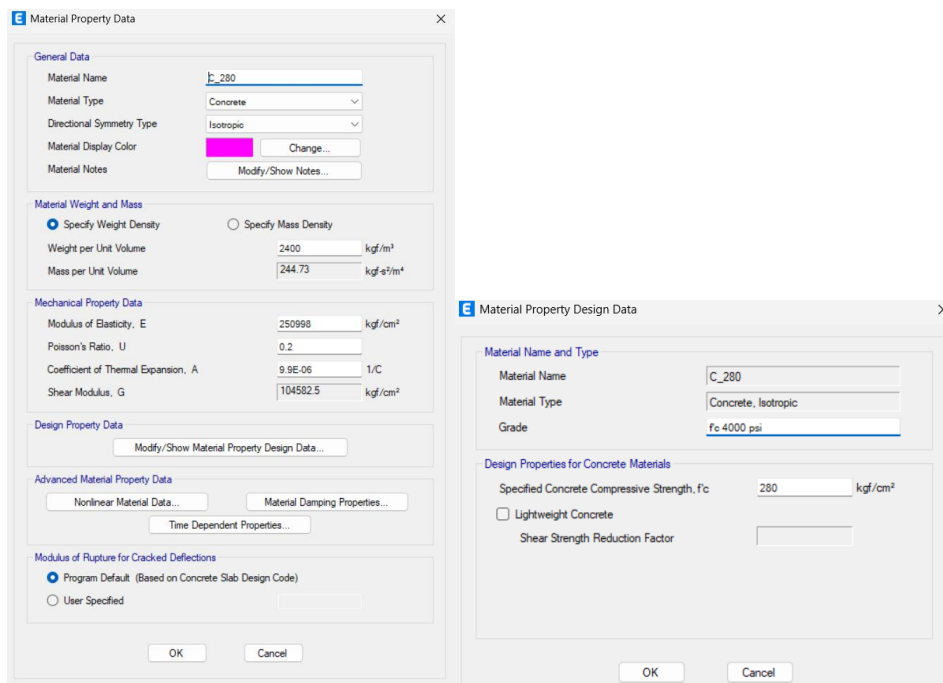
Además de eso se deben de configurar los materiales y secciones que se utilizarán en el proyecto. En el caso del concreto se configurarán los concretos de resistencias de 280, 350 y 420; y se agregarán los aceros grado 50 y 60. En las siguientes figuras se muestran únicamente dos de los materiales mencionados como ejemplo.

Figura 84. Definición de materiales en modelo.



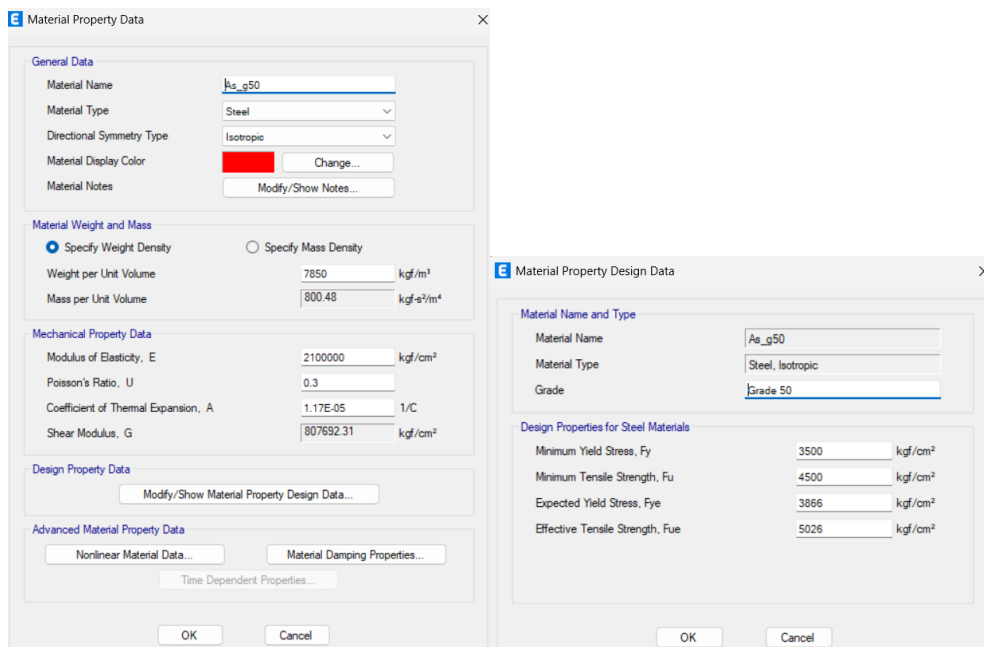
Nota. Elaboración propia.

Figura 85. Configuración del concreto 280 en modelo.



Nota. Elaboración propia.

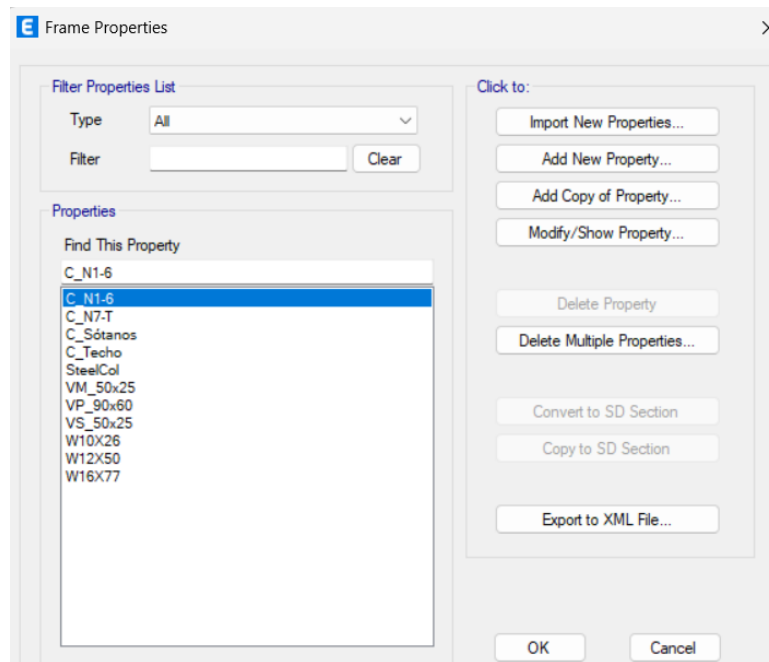
Figura 86. Configuración del acero grado 50 en modelo.



Nota. Elaboración propia.

La configuración de las secciones se llevó a cabo conforme a la información proporcionada (Rodríguez, 2023). Se agregaron cuatro secciones de columnas compuestas que corresponden a los siguientes niveles: sótanos, niveles 1 al 6, niveles 7 al techo y techo. Y se agregaron las secciones de concreto reforzado correspondientes a las vigas principales, secundarias y que conectan a muros.

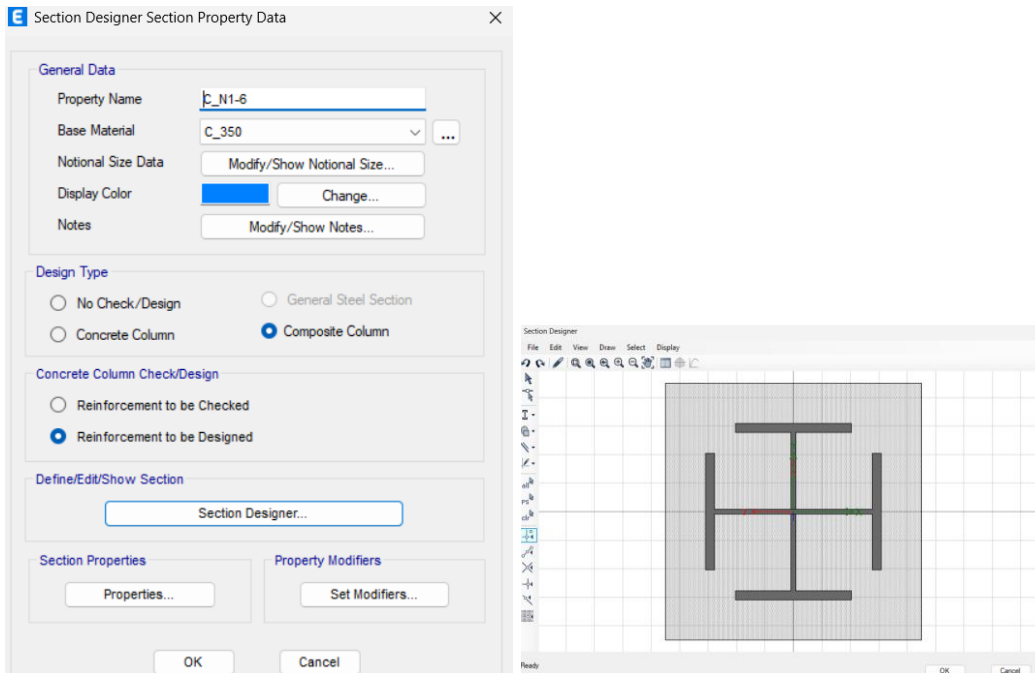
Figura 87. Definición de secciones en modelo.



Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

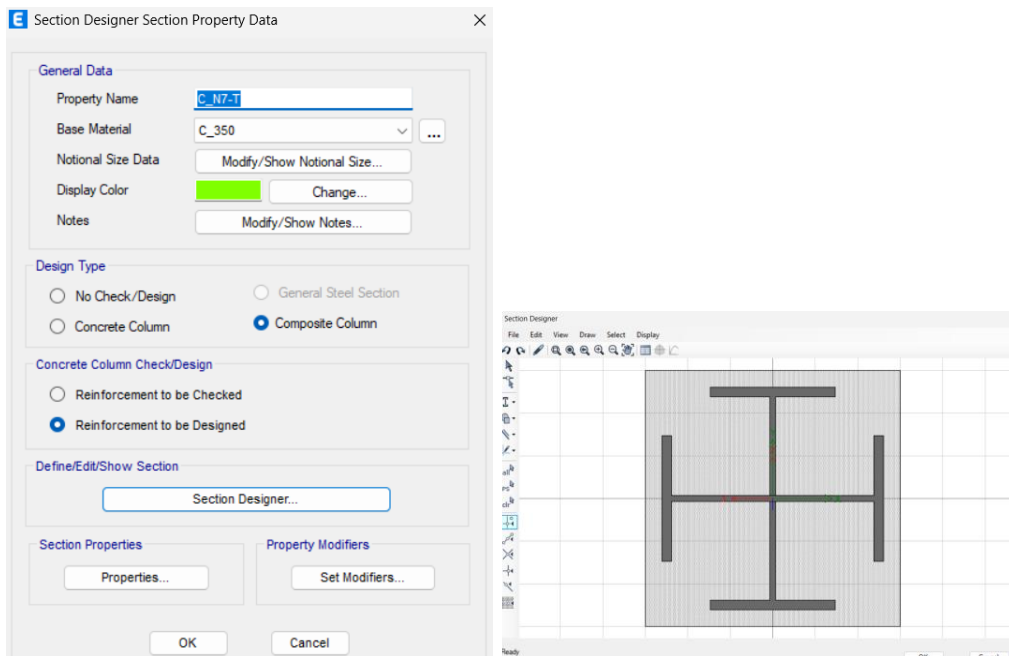
En las siguientes figuras se muestran algunas secciones configuradas.

Figura 88. Columna de niveles 1 al 6 del modelo.



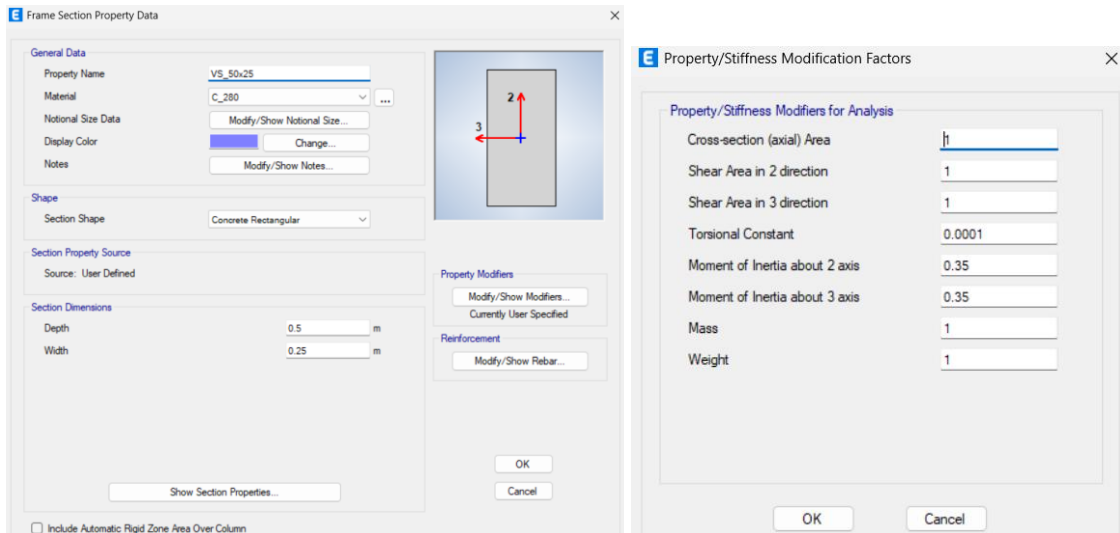
Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

Figura 89. Columna de niveles 7 al techo del modelo.



Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

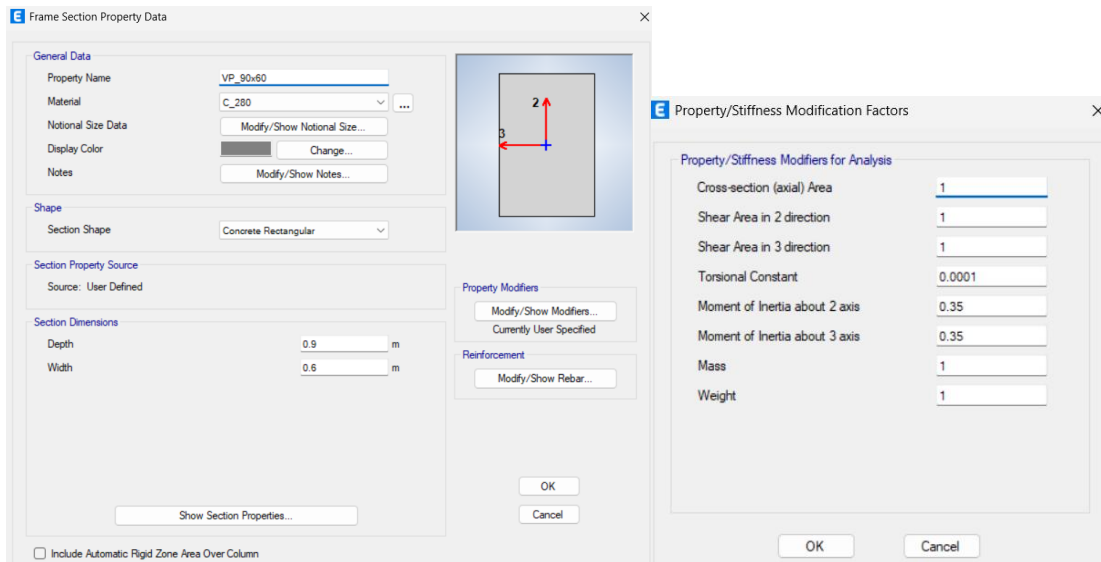
Figura 90. Vigas secundarias del modelo.



Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

Dado que este trabajo se centra en las vigas principales, se muestra la sección original con la que cuenta el modelo. Como se muestra es una viga de concreto de resistencia 280 reforzado con acero de grado 60. Cuenta con dimensiones de 90cm x 60 cm.

Figura 91. Vigas principales de concreto.

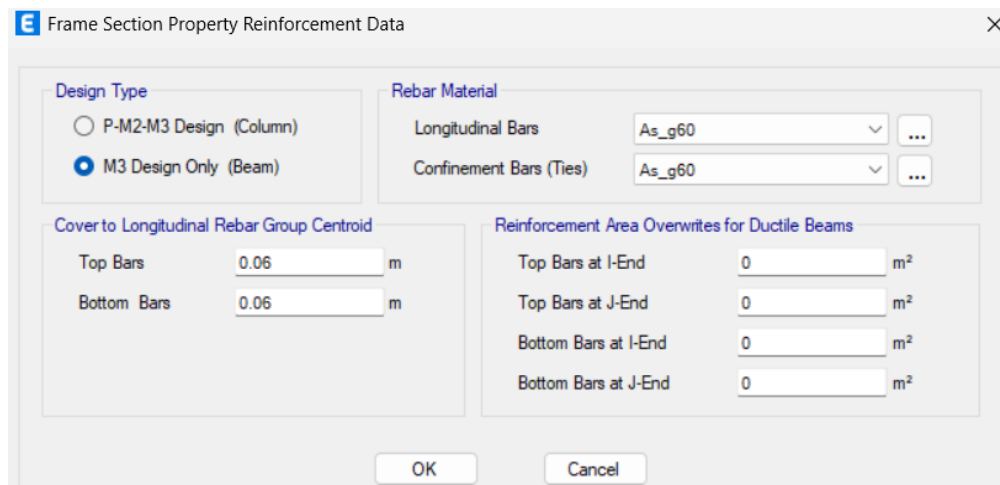


Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

Como se muestra, en las figuras anteriores, la viga de concreto se configuro con los modificadores de vigas para considerar el agrietamiento. Además de eso se coloca un valor

bajo para la torsión, debido a que en estas vigas no predomina la torsión (como podría ser el caso de una viga en voladizo), sino el momento y el cortante. Además, según manuales de Etabs (CSI, 2024), la torsión no desaparece por completo, sino que se redistribuye a otros elementos. Esto quiere decir que no se están ignorando los efectos, solo se redistribuyen.

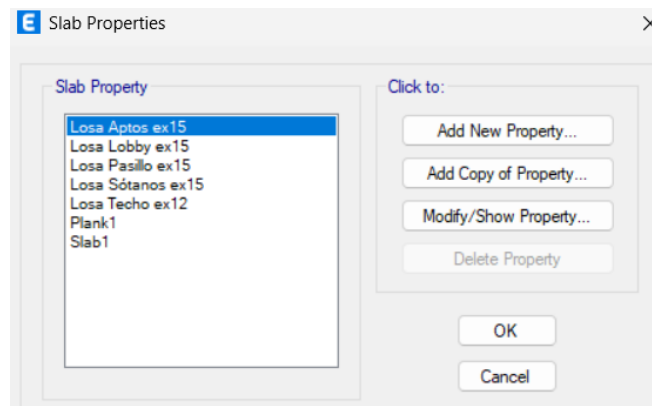
Figura 92. Propiedades del refuerzo de viga principal de concreto.



Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

Luego se crearon las secciones de losas, las cuales cuentan con un espesor de 15cm, a excepción del techo que tiene 12 cm de espesor. Esto es debido a que el techo es sin acceso y su carga viva es menor comparada con otros niveles, como se observa en las cargas vivas indicadas.

Figura 93. Secciones de losas del modelo.



Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

Figura 94. Losa de sótanos.

Slab Property Data

General Data

Property Name:

Slab Material:

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Type:

Thickness: m

Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

Figura 95. Losa de apartamento.

Slab Property Data

General Data

Property Name:

Slab Material:

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

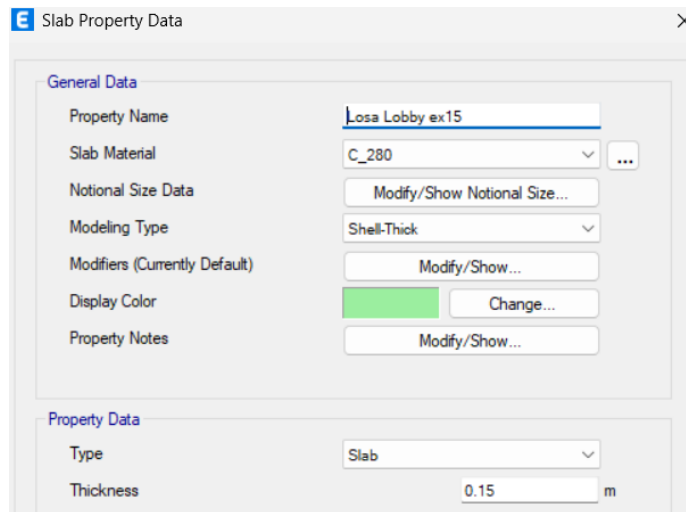
Property Data

Type:

Thickness: m

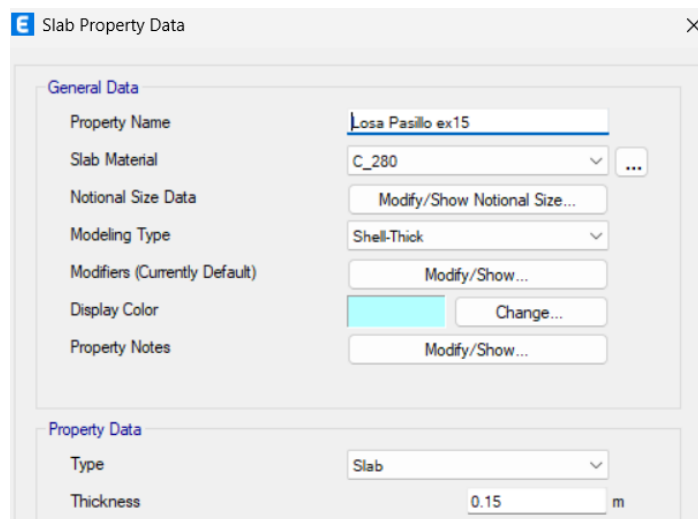
Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

Figura 96. Losa de lobby.



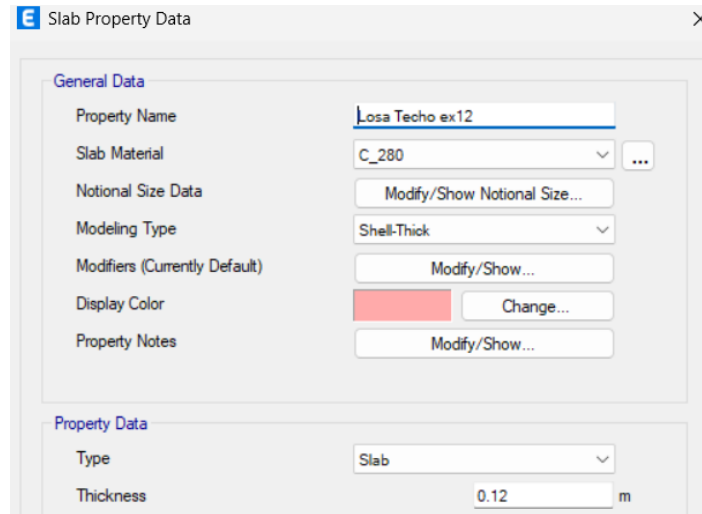
Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

Figura 97. Losa de pasillo.



Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

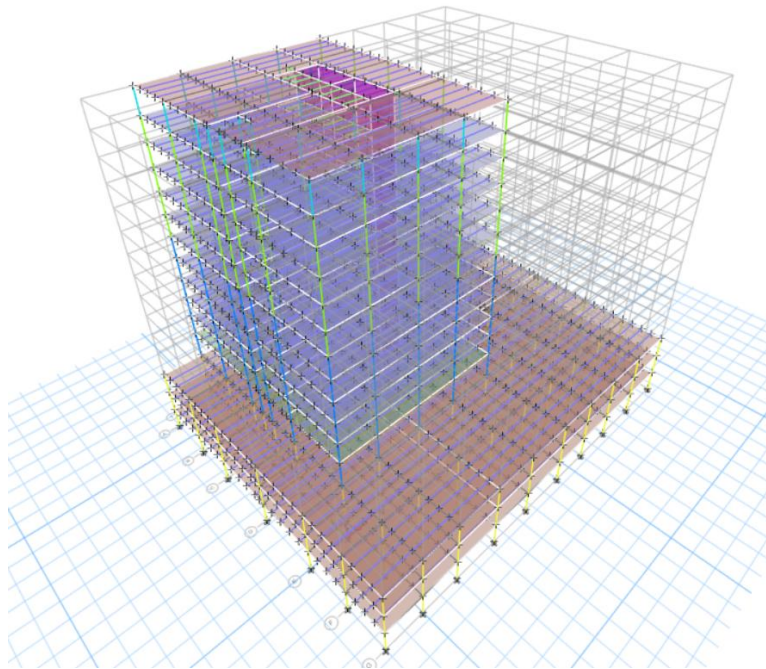
Figura 98. Losa de techo.



Nota. Adaptado de Rodríguez (2023).

Media vez se tienen configurados los ejes, materiales y secciones, se puede colocar según los planos de distribución proporcionados. En la siguiente figura se observa una vista isométrica del modelo de Etabs, donde se muestran los colores según la propiedad de la sección.

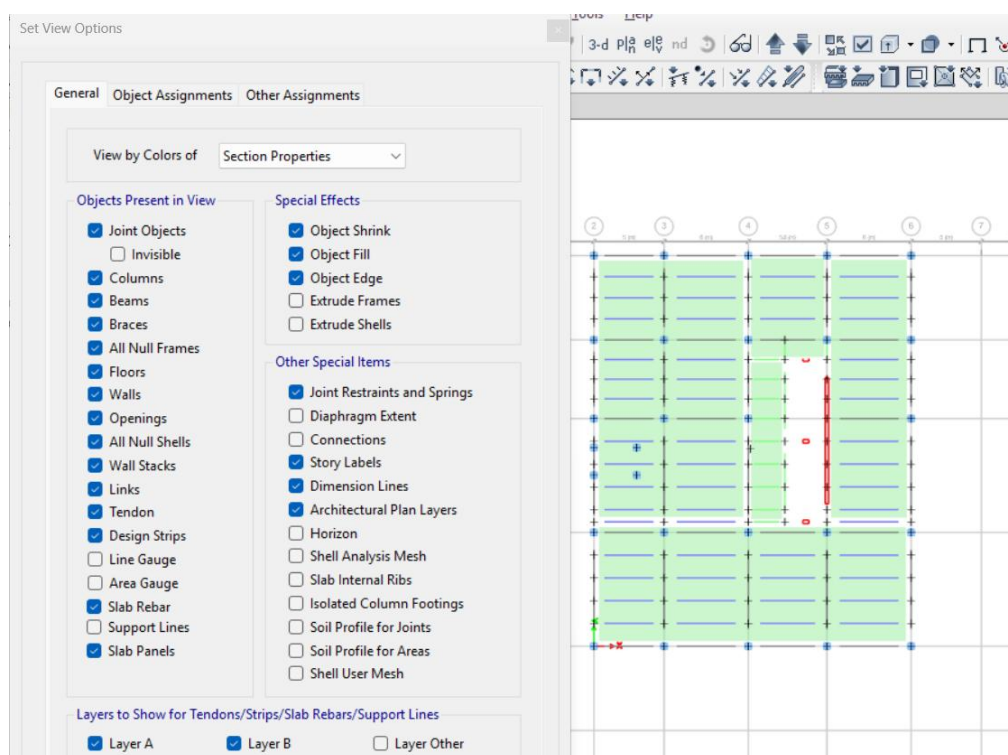
Figura 99. Modelo Etabs en vista 3d.



Nota. Elaboración propia.

Ahora bien, hay configuraciones que a simple vista no se ven, pero proporcionan un desempeño estructural más eficiente y realista. El primero de ellos es revisar la opción de “Object Shrink”. En ETABS, la opción Object Shrink sirve para reducir temporalmente el tamaño de los objetos seleccionados (muros, losas, vigas, etc.) con el fin de visualizar con mayor claridad su geometría, las conexiones y las intersecciones. Al activar esa opción en la ventana de “Set View Options” se debe ser capaz de visualizar que cada viga esté colocada de nodo a nodo. Esta es una herramienta de visualización, no cambia el elemento. En este caso se observa que las intersecciones son correctas.

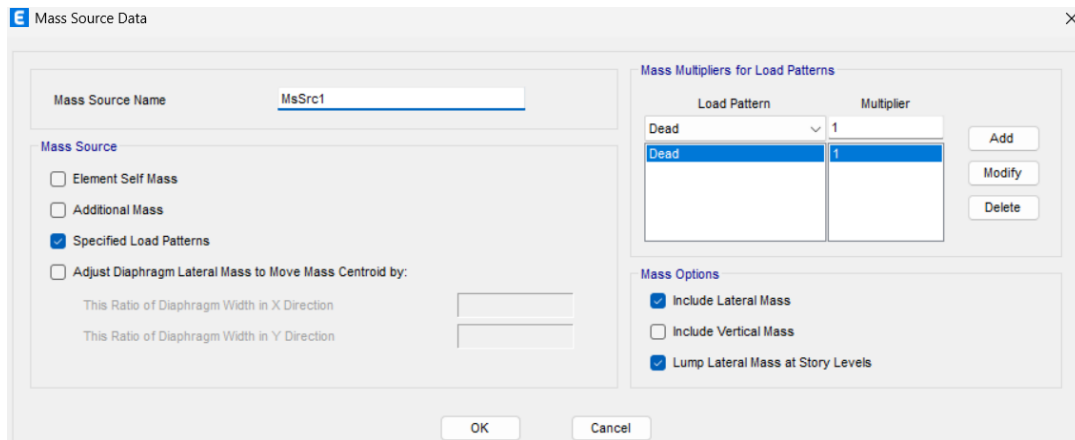
Figura 100. Parámetro de object shrink.



Nota. Elaboración propia.

Otro parámetro muy importante es la masa, por lo que se procede a agregarla.

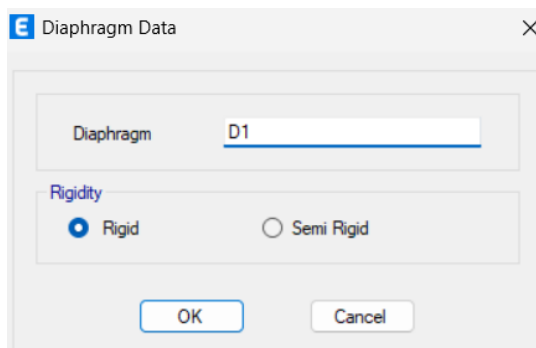
Figura 101. Configuración de la masa en modelo.



Nota. Elaboración propia.

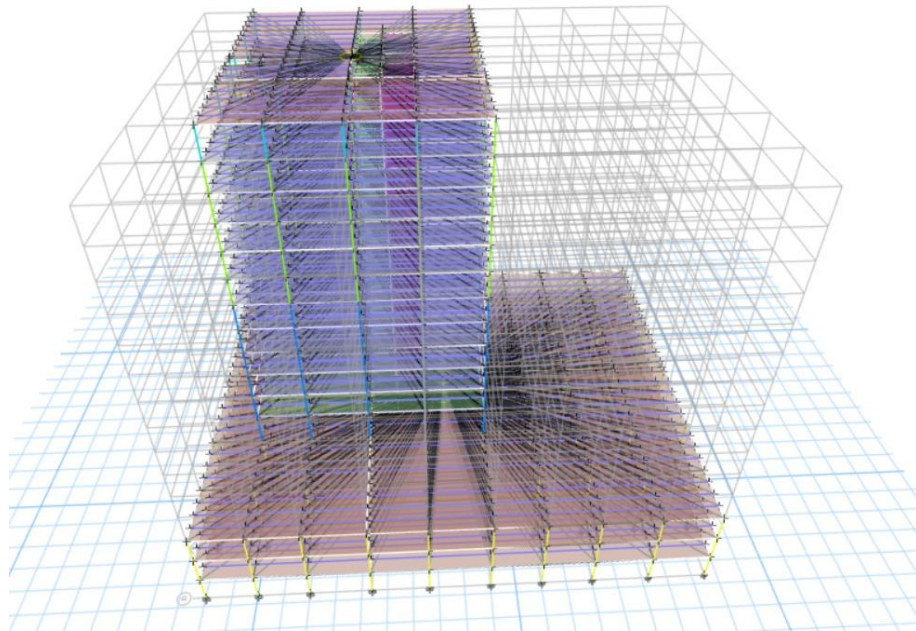
Posterior a eso se asignan diafragmas a las losas. Esto se hace para representar que la losa actúa como un diafragma rígido, simplificar el modelo y garantizar una distribución realista de fuerzas laterales hacia los elementos resistentes verticales.

Figura 102. Configuración de diafragmas rígidos.



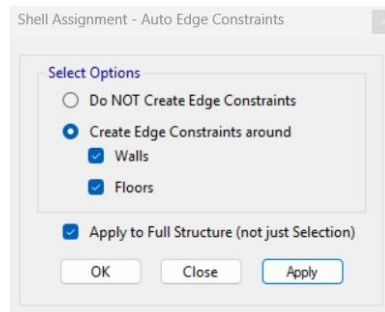
Nota. Elaboración propia.

Figura 103. Diafragmas rígidos en vista 3d.



Nota. Elaboración propia.

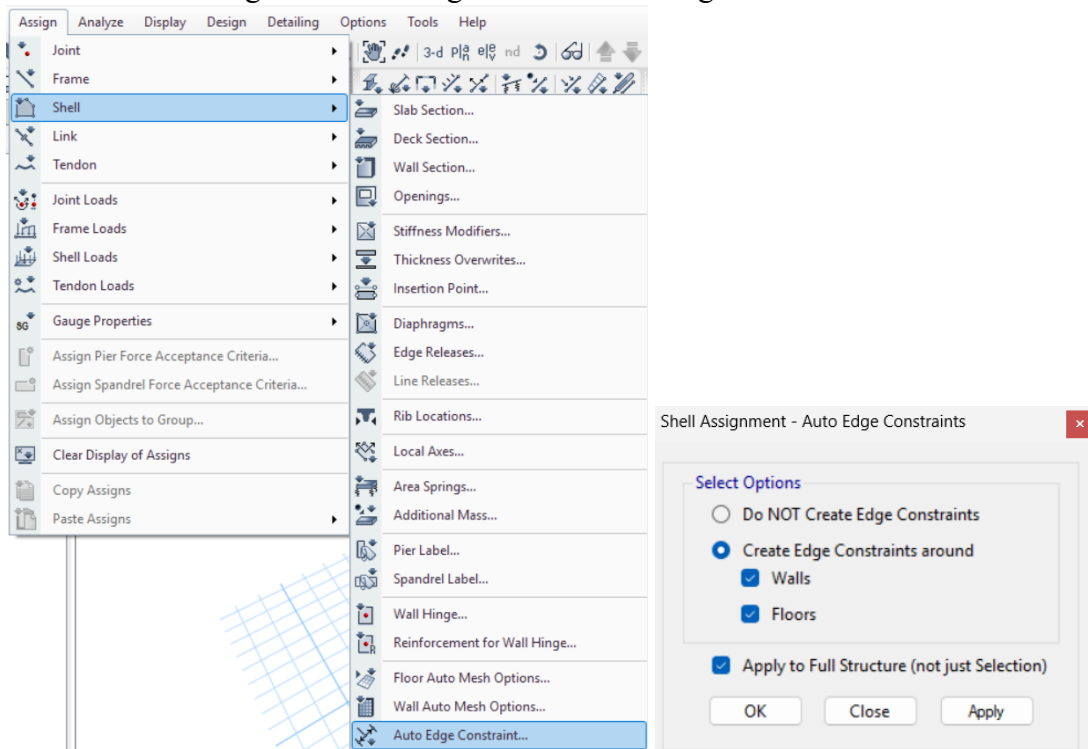
Figura 104. Definición de edge constraints.



Nota. Elaboración propia.

Luego se seleccionará todo el modelo para definir “Auto Edge Constraints”. Este paso se hace para garantizar que los elementos de área (losa, muro) estén correctamente unidos a los elementos de línea (vigas, columnas, muros), logrando un modelo continuo y realista.

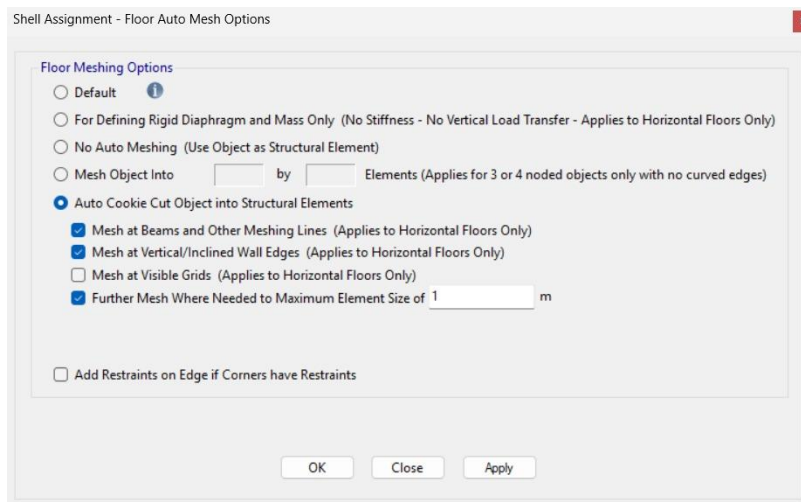
Figura 105. Configuración de auto edge constraints.



Nota. Elaboración propia.

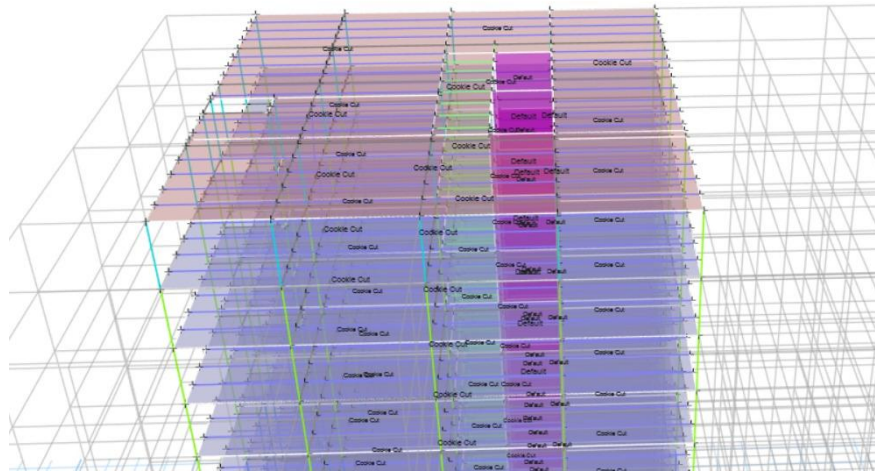
También se agregó el “Mesh” para losas y muros. El mesh en losas y muros se agrega para mejorar la precisión del análisis, garantizar conectividad estructural y reflejar correctamente la distribución de esfuerzos y deformaciones.

Figura 106. Configuración del mesh.



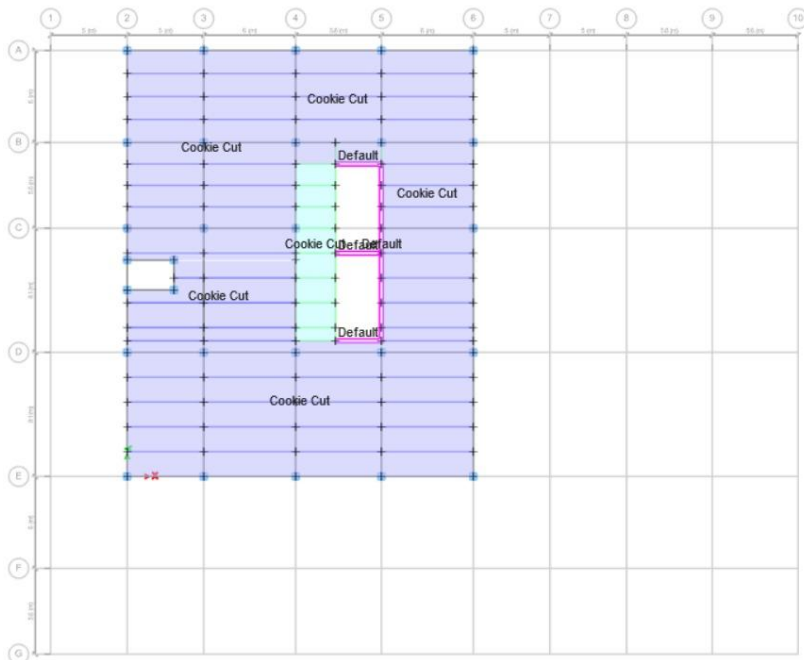
Nota. Elaboración propia.

Figura 107. Cookie cut en vista 3d.



Nota. Elaboración propia.

Figura 108. Cookie cut en vista de planta.



Nota. Elaboración propia.

Al activar la opción de “Shell Analysis Mesh” en “Set View Options” se puede apreciar mejor el paso realizado con anterioridad.

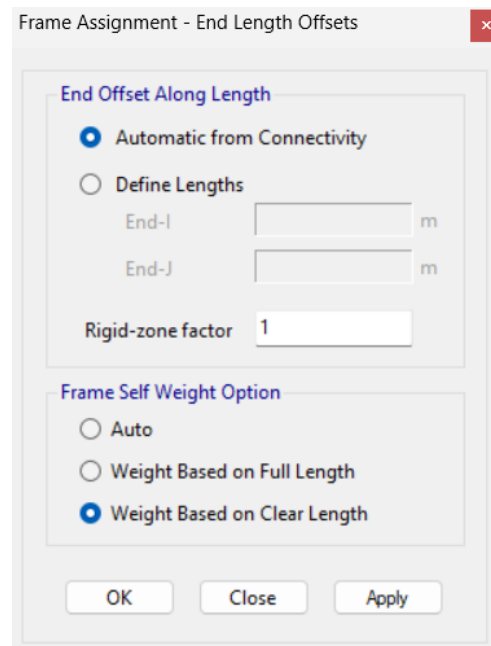
Figura 109. Mesh en vista de planta.



Nota. Elaboración propia.

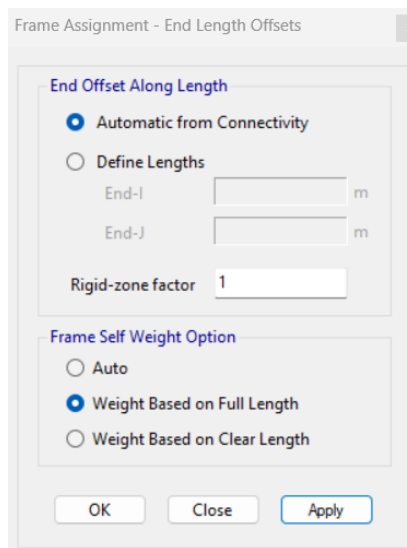
El último parámetro para configurar es “End Length Offset”, en columnas y vigas. Esto se hace para que el modelo estructural represente fielmente la longitud de trabajo de vigas y columnas, lo que mejora la precisión en rigideces, momentos y distribución de cargas. Con “End Length Offset” la viga mide de cara a cara (su longitud real en obra).

Figura 110. End length offset para viga.



Nota. Elaboración propia.

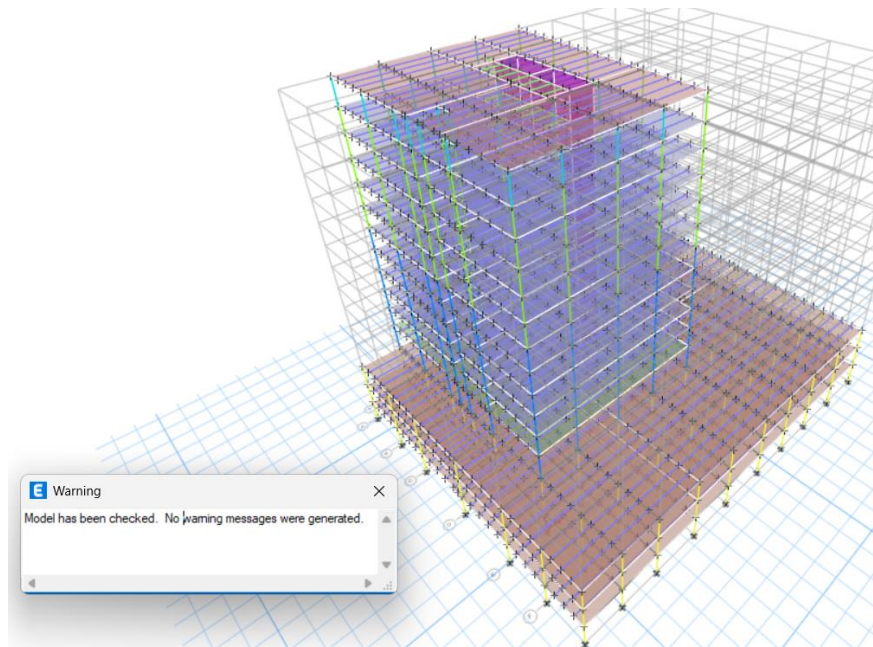
Figura 111. End length offset para columna.



Nota. Elaboración propia.

Con el fin de asegurar que los elementos estén bien colocados y configurados se procede a analizar el modelo con la opción “Check Model”. Tal como se observa, el modelo ya está chequeado y listo para la asignación de cargas.

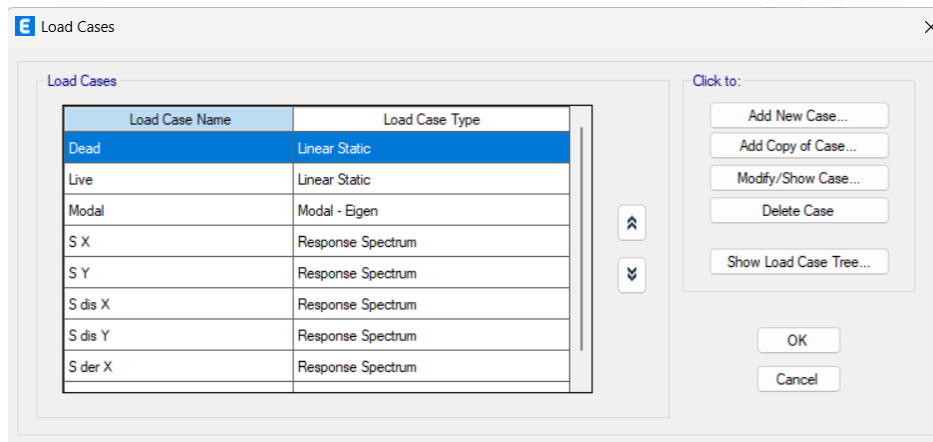
Figura 112. Chequeo del modelo.



Nota. Elaboración propia.

A continuación, se muestran las cargas que fueron asignadas en el modelo. Se cuenta con cargas vivas, muertas y sismo. El sismo se desglosa en sismo de diseño y de derivas, los cuales contarán con los factores de calibración previamente mostrados.

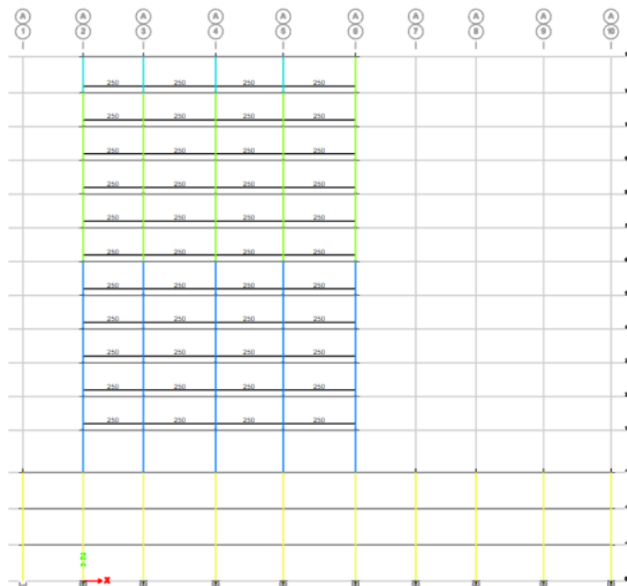
Figura 113. Casos de carga de modelo.



Nota. Elaboración propia.

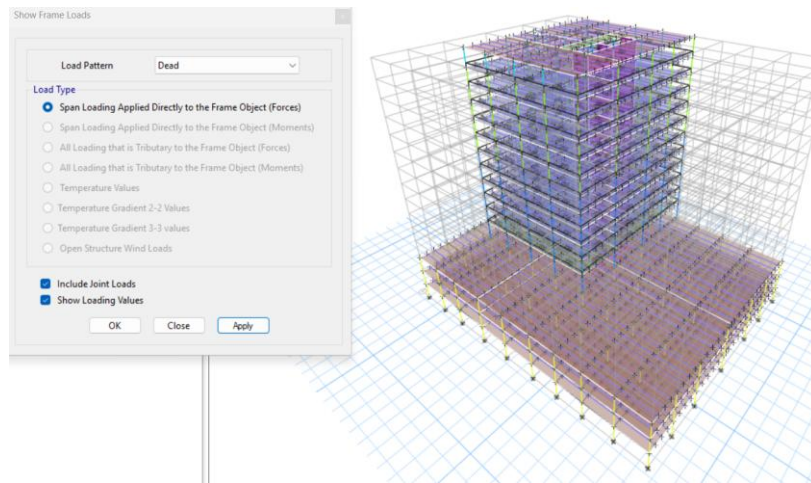
- Carga de fachada

Figura 114. Cargas de fachada en vista de elevación.



Nota. Elaboración propia.

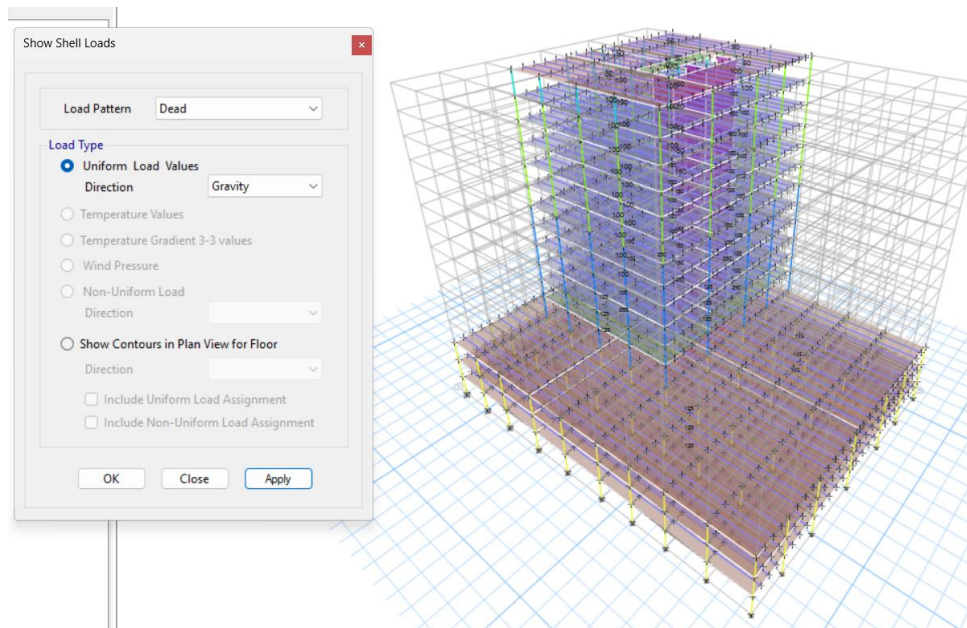
Figura 115. Cargas de fachada en vista 3d.



Nota. Elaboración propia.

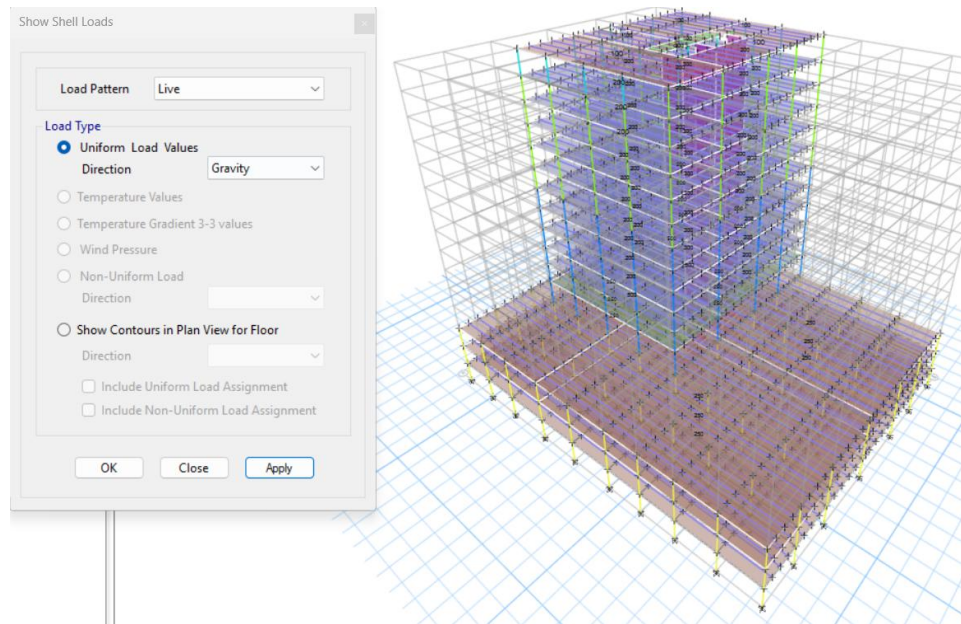
- Carga distribuida.

Figura 116. Cargas muertas en modelo.



Nota. Elaboración propia.

Figura 117. Cargas vivas en modelo.

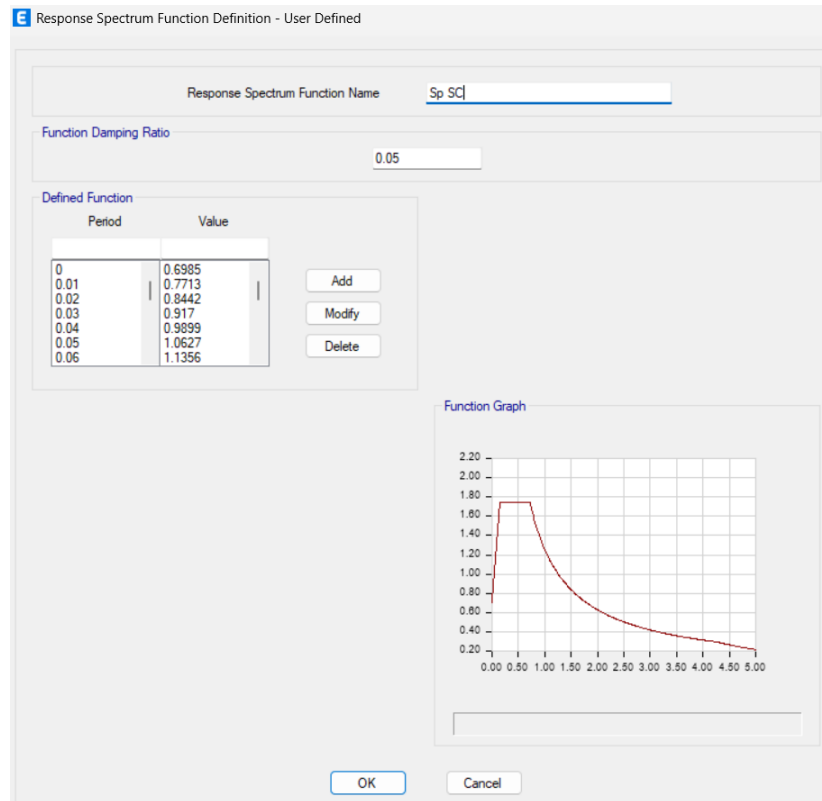


Nota. Elaboración propia.

- Cargas sísmicas

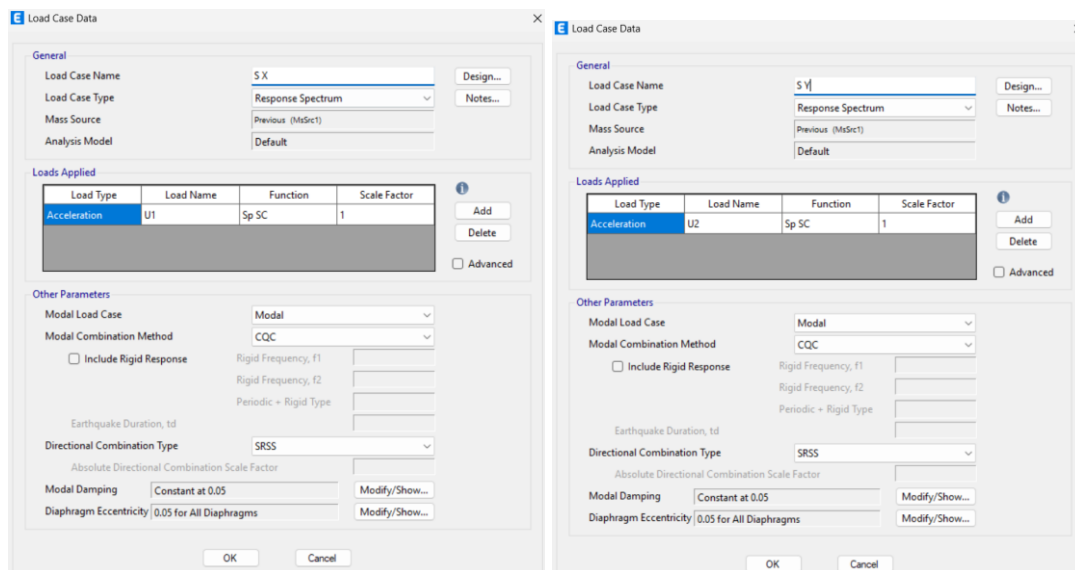
Los datos del espectro sísmico se obtuvieron del análisis sísmico descrito anteriormente. Se importó como archivo de texto.

Figura 118. Espectro sísmico en modelo.



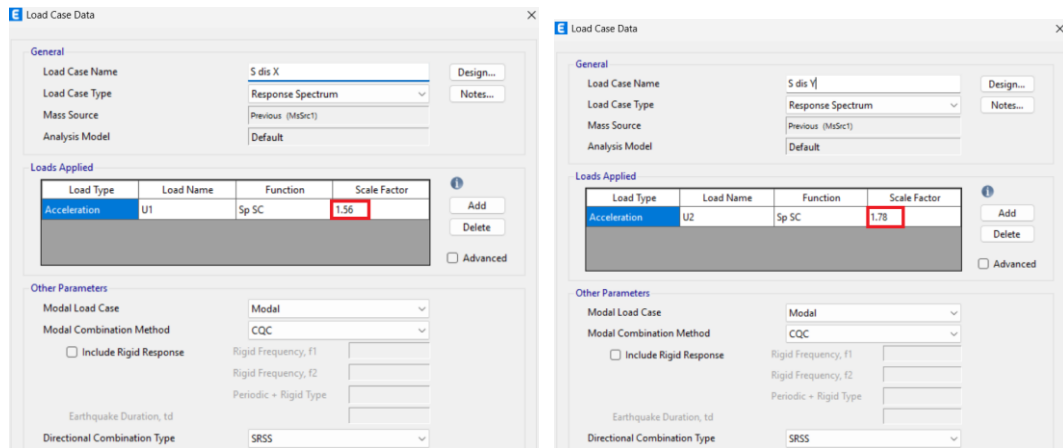
Nota. Elaboración propia.

Figura 119. Sismo X y Y sin calibrar.



Nota. Elaboración propia.

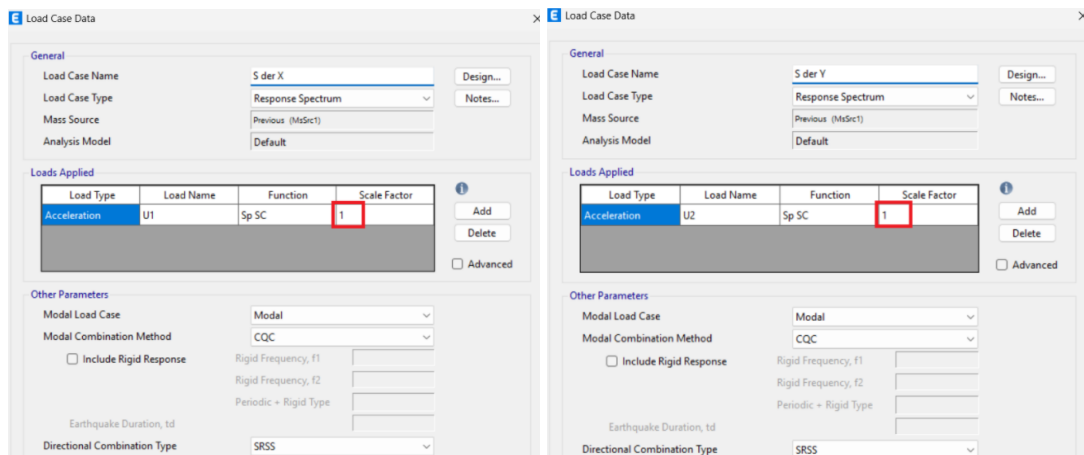
Figura 120. Sismo X y Y de diseño.



Nota. Elaboración propia.

Cabe destacar que el incremento en un 30% en la dirección opuesta es considerado en las combinaciones de carga.

Figura 121. Sismo X y Y de derivas.

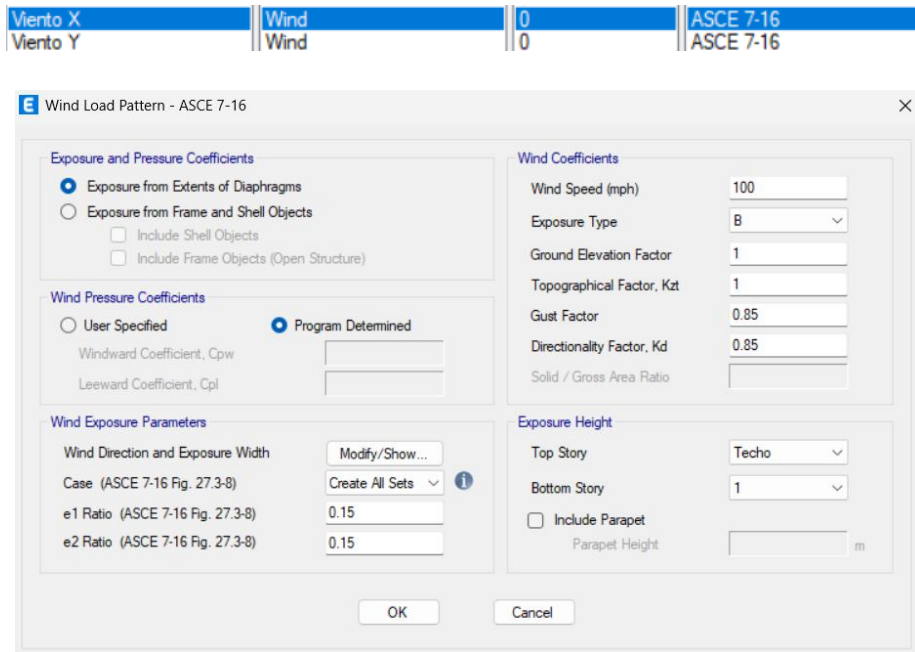


Nota. Elaboración propia.

- Cargas de viento

También se agregó el viento en X y Y, según los parámetros establecidos anteriormente. Cada "Load Pattern" contiene un ángulo diferente. En X se utilizó a 0 grados y en Y se uso 90 grados. Etabs considera los casos establecidos en el ASCE 7-16.

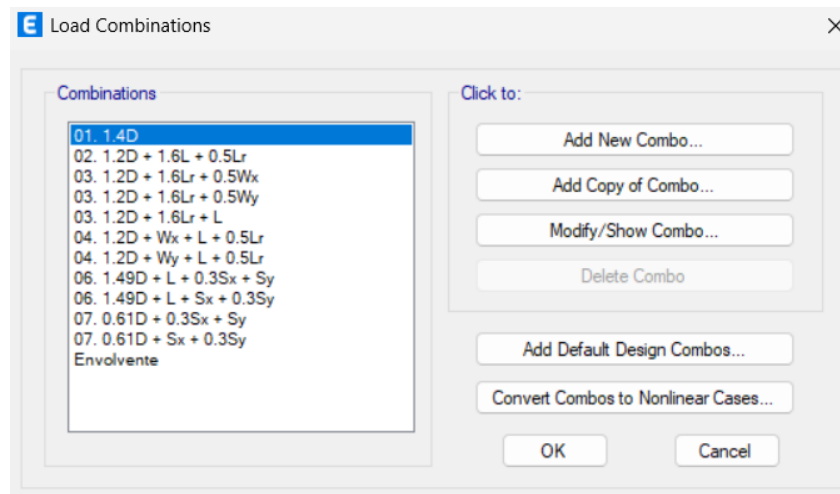
Figura 122. Cargas de viento en modelo.



Nota. Elaboración propia.

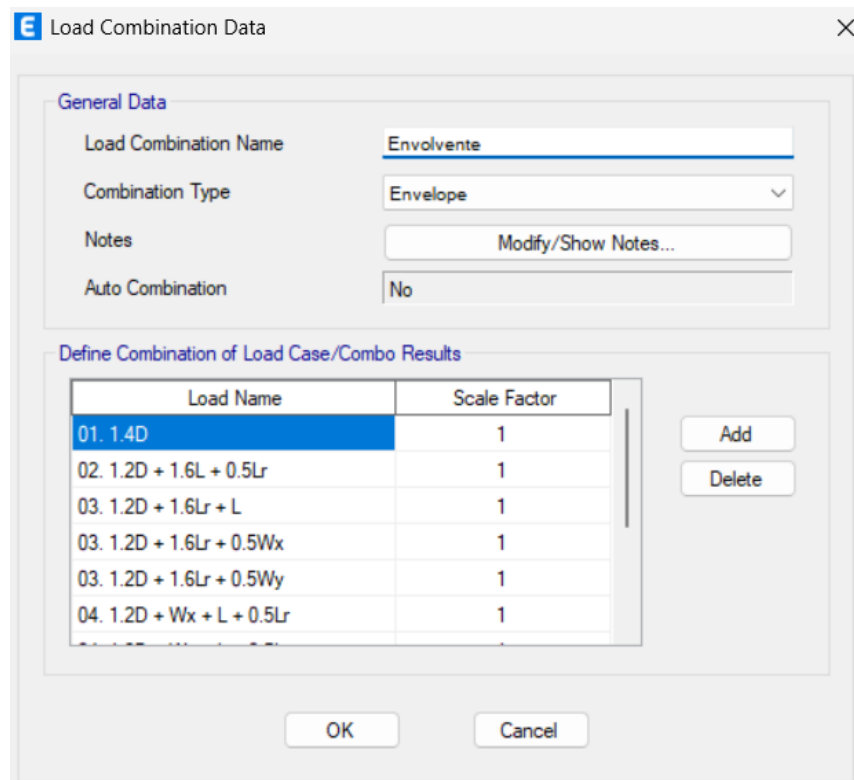
Finalmente se establecieron las combinaciones de carga y se agregaron las combinaciones para diseñar.

Figura 123. Combinaciones de carga de modelo.



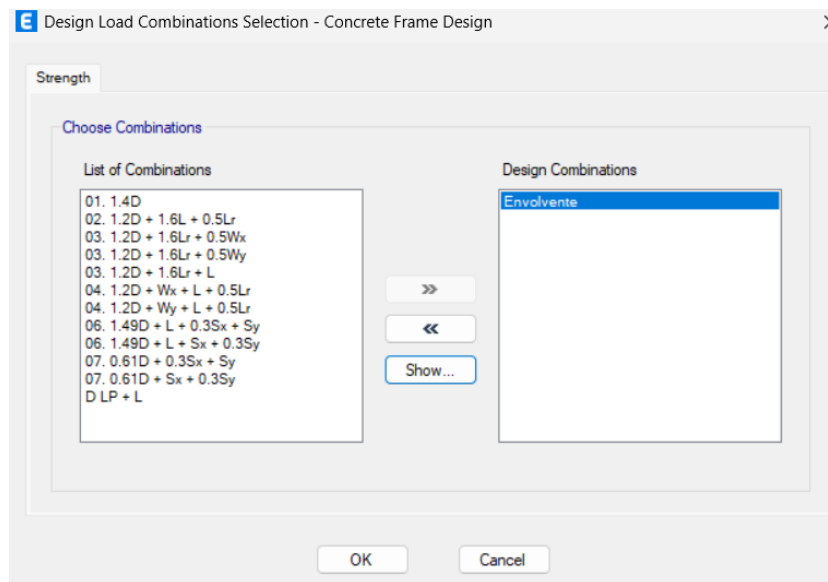
Nota. Elaboración propia.

Figura 124. Envolvente de Etabs.



Nota. Elaboración propia.

Figura 125. Combinaciones de diseño.



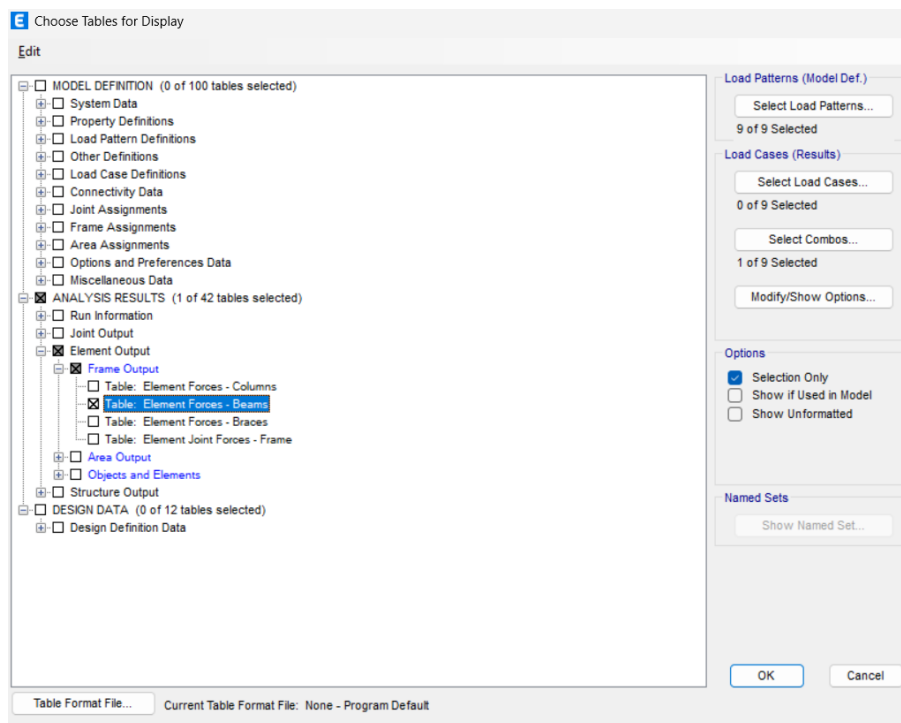
Nota. Elaboración propia.

5.3 Diseño y modelado del sistema con vigas compuestas

5.3.1 Diseño de vigas compuestas

A partir de los esfuerzos obtenidos del modelo de Etabs se diseñaron las vigas se sección compuesta. Primeramente, se seleccionan las vigas principales, luego se despliegan las tablas de resultados y se selecciona “Element Forces: Beams”. Se debe de seleccionar el combo de Envolverte y tener seleccionado “Selection Only”, con el fin de que el programa devuelva los datos de las vigas principales.

Figura 126. Tablas de resultados de modelo.



Nota. Elaboración propia.

Se abrirá la tabla y se exportará en formato Excel. Ya teniendo el formato se buscan los valores máximos y mínimos de los cortes y momentos. Estos son los esfuerzos que se utilizarán para diseñar.

Figura 127. Tabla de element forces - beam

Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	0.1	0	-4211.38	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	0.46	0	-3884.72	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	0.81	0	-3558.06	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	0.81	0	-3322.01	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	1.22	0	-2949.34	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	1.62	0	-2576.68	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	1.62	0	-1735.96	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	2.03	0	-1363.3	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	2.43	0	-990.63	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	2.43	0	-700.93	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	2.84	0	-328.27	0
Techo	B9	2493	Envolvente	Combination	Max	3.24	0	44.4	0

Nota. Elaboración propia.

Figura 128. Tabla de element forces exportada a Excel.

Story	Beam	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	M2 kgf-m	M3 kgf-m	Element	Elem Station m			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	0.1	0	-4211.38	0	0	5634.77	2493-1	0.1			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	0.46	0	-3884.72	0	0	7394.12	2493-1	0.46		Máx	135098.16
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	0.81	0	-3558.06	0	0	11160.42	2493-1	0.81		Min	-90476.51
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	0.81	0	-3322.01	0	0	11164.72	2493-2	0			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	1.22	0	-2949.34	0	0	14896.75	2493-2	0.41		Máx	185600.31
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	1.62	0	-2576.68	0	0	18319.42	2493-2	0.81		Min	-253047.63
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	1.62	0	-1735.96	0	0	18401.94	2493-3	0			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	2.03	0	-1363.3	0	0	20688.84	2493-3	0.41			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	2.43	0	-990.63	0	0	22670.13	2493-3	0.81			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	2.43	0	-700.93	0	0	22782.69	2493-4	0			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	2.84	0	-328.27	0	0	24167.93	2493-4	0.41			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	3.24	0	44.4	0	0	25261.79	2493-4	0.81			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	3.24	0	960.06	0	0	25326.86	2493-5	0			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	3.65	0	1332.73	0	0	25242.43	2493-5	0.41			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	4.05	0	1705.39	0	0	24980.12	2493-5	0.81			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	4.05	0	2425.91	0	0	25064.87	2493-6	0			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	4.46	0	3207.99	0	0	24660.91	2493-6	0.4			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	4.86	0	3990.06	0	0	24097.18	2493-6	0.81			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	4.86	0	6218.13	0	0	24141.12	2493-7	0			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	5.27	0	7000.2	0	0	22588.26	2493-7	0.41			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	5.67	0	7782.28	0	0	20811.62	2493-7	0.81			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	5.67	0	8527.21	0	0	20757.47	2493-8	0			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	6.08	0	9309.28	0	0	18389.63	2493-8	0.4			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	6.48	0	10091.35	0	0	15720.91	2493-8	0.81			
Techo	B9	Envolvente	Combination	Max	6.48	0	12234.75	0	0	15746.12	2493-9	0			

Nota. Elaboración propia.

Tabla 8. Esfuerzos de diseño.

Esfuerzos de Diseño	Iteraciones		
	No. 1	No. 2	No. 3
Momento + (kgf-m)	88139.63	43685.28	36083.06
Momento - (kgf-m)	-88462.00	-51322.64	-45466.77
Corte (kgf)	78294.59	53210.22	48410.90
Axial (kgf)	0	0	0

Nota. Elaboración propia.

La memoria de cálculo se llevó a cabo en Mathcad. Los cálculos se muestran a continuación. Cabe recalcar que se hicieron tres iteraciones, debido a que, al hacer el cambio de sección, los esfuerzos disminuían. El objetivo era optimizar la sección, según la comparación demanda/capacidad correspondiente. Como fines de resumen se incluirá únicamente el resumen de resultados de las primeras dos iteraciones y se incluirá la memoria completa de la tercera iteración.

- Iteración 1

Figura 129. Resultados de primera iteración.

13. RESUMEN

$$DC_{compresión} = 0.000 \quad \text{NA}$$

$$DC_{tensión} = 0.000 \quad \text{NA}$$

$$DC_{Flexión.x_{pos}} = 91.060\%$$

$$DC_{Flexión.x_{neg}} = 91.393\%$$

$$DC_{corte} = 91.664\%$$

$$DC_{comb} = 82.253\% \quad \text{NA}$$

Sección Compuesta

Información en pulgadas:

$h = 21.654 \text{ in}$	Ancho de diseño	$R = 2 \text{ in}$	Recubrimiento
$b_v = 15.748 \text{ in}$	Peralte	$S_{s, sr} = 1.5 \text{ in}$	Separación entre acero de refuerzo y perfil W
$d_v = 18.529 \text{ in}$	Peralte efectivo		

$Viga = \text{"W10X88"}$	Perfil W
$Estribo = \text{"\#4 @ 4 in"}$	Estribos (Varilla @ Separación)
$Barras_{longitudinal} = \text{"3 \#5"}$	Acero a flexión positiva y negativa

Información en centímetros:

$h = 55 \text{ cm}$	Ancho de diseño	$R = 5.08 \text{ cm}$	Recubrimiento
$b_v = 40 \text{ cm}$	Peralte	$S_{s, sr} = 3.81 \text{ cm}$	Separación entre acero de refuerzo y perfil W
$d_v = 47.06 \text{ cm}$	Peralte efectivo		

$Viga = \text{"W10X88"}$	Perfil W
$Estribo_{cm} = \text{"No. 4 @ 10 cm"}$	Estribos (Varilla @ Separación)
$Barras_{longitudinal} = \text{"3 \#5"}$	Acero a flexión positiva y negativa

Nota. Elaboración propia.

- Iteración 2

Figura 130. Resultados de segunda iteración.

13. RESUMEN

$$DC_{compresión} = 0.000 \quad NA$$

$$DC_{tensión} = 0.000 \quad NA$$

$$DC_{Flexión.x_{pos}} = 78.887\%$$

$$DC_{Flexión.x_{neg}} = 92.679\%$$

$$DC_{corte} = 86.858\%$$

$$DC_{comb} = 83.411\% \quad NA$$

Sección Compuesta

Información en pulgadas:

$h = 19.685 \text{ in}$	Ancho de diseño	$R = 2 \text{ in}$	Recubrimiento
$b_v = 15.748 \text{ in}$	Peralte	$S_{s_{sr}} = 1.5 \text{ in}$	Separación entre acero de refuerzo y perfil W
$d_v = 16.56 \text{ in}$	Peralte efectivo		

$Viga = \text{"W10X45"}$	Perfil W
$Estribo = \text{"\#4 @ 4 in"}$	Estribos (Varilla @ Separación)
$Barras_{longitudinal} = \text{"3 \#5"}$	Acero a flexión positiva y negativa

Información en centímetros:

$h = 50 \text{ cm}$	Ancho de diseño	$R = 5.08 \text{ cm}$	Recubrimiento
$b_v = 40 \text{ cm}$	Peralte	$S_{s_{sr}} = 3.81 \text{ cm}$	Separación entre acero de refuerzo y perfil W
$d_v = 42.06 \text{ cm}$	Peralte efectivo		

$Viga = \text{"W10X45"}$	Perfil W
$Estribo_{cm} = \text{"No. 4 @ 10 cm"}$	Estribos (Varilla @ Separación)
$Barras_{longitudinal} = \text{"3 \#5"}$	Acero a flexión positiva y negativa

Nota. Elaboración propia.

- Iteración 3

Figura 131. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzos de análisis

DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS: PERFIL DE ACERO W EMBEBIDO EN CONCRETO REFORZADO

Trabajo de Graduación presentado por Laura Daniela Monroy Gramajo

Base de datos y funciones geométricas

Funciones para dimensiones de las barras de acero

Simbología

TÍTULOS

Apartados Editables

Resultados

1. ESFUERZOS DE ANÁLISIS

$P_{u_compresión} := 0 \text{ kip}$ Carga axial última a compresión

$P_{u_tensión} := 0 \text{ kip}$ Carga axial última a tensión

$M_{u_positivo.x} := 36083.06 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 260.989 \text{ kip} \cdot \text{ft}$ Momento último positivo en X

$M_{u_negativo.x} := 45466.77 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 328.862 \text{ kip} \cdot \text{ft}$ Momento último negativo en X

$M_{u_positivo.y} := 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$ Momento último positivo en Y

$M_{u_negativo.y} := 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$ Momento último negativo en Y

$V_u := 48410.9 \text{ kgf} = 106.728 \text{ kip}$ Corte último

2. DIMENSIONES GENERALES

$L_v := 8.1 \text{ m} = 26.575 \text{ ft}$ Largo de la viga $KL := 0.2 \cdot L_v$ Longitud libre

$b_v := 0.4 \text{ m} = 15.748 \text{ in}$ Ancho $h := 0.5 \text{ m} = 19.685 \text{ in}$ Peralte

$\text{Barra}_{long} := 5$ No. de barra para refuerzo longitudinal $\text{Barra}_{estribos} := 4$ No. de varilla para refuerzo transversal

$R := 2 \text{ in}$ Recubrimiento $d_v := h - R - D(\text{Barra}_{long}) - D(\text{Barra}_{estribos}) = 16.56 \text{ in}$ Peralte efectivo

$I_v := \frac{h \cdot b_v^3}{12} = 6406.692 \text{ in}^4$ Inercia de la viga en eje Y $A_v := b_v \cdot h = 310.001 \text{ in}^2$ Área gruesa de la viga

Nota. Elaboración propia.

Figura 132. Diseño de vigas compuestas – Información de materiales.

3. INFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

3.1 Concreto

$f'_c := 4 \text{ ksi}$ Resistencia del concreto

$\lambda := 1$ Gamma para peso normal

$E_c := \left(\left(\frac{w_c}{lb} \right)^{1.5} \cdot \left(\frac{f'_c}{ksi} \right)^{0.5} \right) \text{ ksi} = 3492.062 \text{ ksi}$ Módulo de elasticidad del concreto

$\beta_1 := \text{if} \left(f'_c > 4 \text{ ksi}, 0.85 - \left(\frac{f'_c}{ksi} - 4 \right) \cdot 0.05, 0.85 \right) = 0.85$

$Peso := \text{"Normal"}$

Normal/Ligero

$w_c := 145 \frac{lb}{ft^3}$

Peso del concreto

3.2 Perfil de acero

$E_s := 29000 \text{ ksi}$ Módulo de elasticidad del Acero

$F_y := 50 \text{ ksi}$ Módulo de Fluencia

$F_u := 65 \text{ ksi}$ Esfuerzo último

$Viga := \text{"W10X45"}$

$R_{y,bc} := 1.1$

Sobre-resistencia

ASTM A992Gr.50

De Tabla A3.2 de AISC 341-16.

Application	R_y	R_t
Hot-Rolled Structural Shapes and Bars		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A529 Gr. 50 [345]	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 [380]	1.1	1.2
• ASTM A572/A572M Gr. 50 [345], or 55 [380]	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A709/A709M Gr. 36 [250]	1.5	1.2
• ASTM A709/A709M Gr. 50 [345]	1.1	1.1
• ASTM A709/A709M Gr. 50S [345S]	1.1	1.1
• ASTM A709/A709M Gr. 50W [345W]	1.1	1.1
• ASTM A709/A709M QST 50 [QST 345], A709/A709M QST 50S [QST 345S], A709/A709M QST 65 [QST 450], or A709/A709M QST 70 [QST 485]	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 [345], 60 [415], 65 [450], or 70 [485]	1.1	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 [250]	1.3	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 [345]	1.2	1.1

Propiedades:

$J_x := J(Viga) = 1.51 \text{ in}^4$	$d_s := d(Viga) = 25.654 \text{ cm}$	Peralte
$A_s := A_g(Viga) = 13.3 \text{ in}^2$	$b_{f,s} := b_f(Viga) = 8.02 \text{ in}$	Ancho de patines
$t_{w,s} := t_w(Viga) = 0.889 \text{ cm}$	$k_{d,s} := k_{des}(Viga) = 1.12 \text{ in}$	Curvatura
$t_{f,s} := t_f(Viga) = 1.575 \text{ cm}$	$I_{y,s} := I_y(Viga) = 53.4 \text{ in}^4$	Inercia en Y
$I_{x,s} := I_x(Viga) = 248 \text{ in}^4$	$S_{x,s} := S_x(Viga) = 49.1 \text{ in}^3$	Módulo de Sec. Elástico X

Nota. Elaboración propia.

Figura 133. Diseño de vigas compuestas – Cuantía de refuerzo longitudinal.

$Z_{x,s} := Zx(Viga) = 54.9 \text{ in}^3$	Módulo de Sec. Plástico X	$S_{y,s} := Sy(Viga) = 13.3 \text{ in}^3$	Módulo de Sec. Elástico Y
$Z_{y,s} := Zy(Viga) = 20.3 \text{ in}^3$	Módulo de Sec. Plástico Y	$h_s := d_s - 2 \cdot k_{d,s} = 7.86 \text{ in}$	Peralte del perfil excluyendo la zona k
$C_{w,s} := Cw(Viga) = 1200 \text{ in}^6$	Contante de alabeo transversal	$c_s := 0$	C=1 para marco arriostrado sino C=0
$r_{x,s} := r_x(Viga) = 4.32 \text{ in}$	Radio de giro X	$r_{y,s} := r_y(Viga) = 2.01 \text{ in}$	Radio de giro Y
$h_{o,s} := d_s - t_{f,s} = 9.48 \text{ in}$	Alto del alma a la mitad de patines	$r_{lx,s} := \sqrt{\frac{I_{y,s} \cdot h_{o,s}}{2 \cdot S_{x,s}}} = 2.27 \text{ in}$	Radio de giro de la porción del alma que pandea

$A_s = 13.3 \text{ in}^2$ Área del perfil de acero
 $I_{x,s} = 248 \text{ in}^4$ Inercia en x del perfil de acero
 $I_{y,s} = 53.4 \text{ in}^4$ Inercia en y del perfil de acero

3.3 Refuerzo longitudinal

Se diseñara con cuantía mínima para flexión positiva y negativa. Tomando el cuanto que el perfil de acero resistirá la diferencia. Si es necesario se modificará la cuantía.

$F_{y,SR} := 60 \text{ ksi}$ Esfuerzo de acero de refuerzo longitudinal (de 55 a 60 ksi)
 $\epsilon_{y,SR} := \frac{F_{y,SR}}{E_s} = 0.00207$

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{3 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}}}{\frac{F_{y,SR}}{psi}}, \frac{200}{\frac{F_{y,SR}}{psi}} \right) = 0.00333$$

Cuantía Mínima

$\rho := \rho_{min}$ Cuantía Si el perfil de acero no cabe en la sección entonces modificar la cuantía.

$$A_{s,min} := \rho \cdot (b_v \cdot d_v - A_s) = 0.825 \text{ in}^2$$

Acero a flexión

16	20.32	24.96	36	64
17	21.59	26.52	38.25	68
18	22.86	28.08	40.5	72
19	24.13	29.64	42.75	76

Nota. Elaboración propia.

Figura 134. Diseño de vigas compuestas – Refuerzo longitudinal.

Valor más cercano recomendado de Tabla A.4 de McCormac:

$A_{s_real} = 0.98 \text{ in}^2$ $Varillas = "5 \#4"$ $b_{min} = 11.25 \text{ in}$

También se presentan otras opciones a continuación:

$Matriz_varillas :=$	$V\#3$	$\begin{bmatrix} 0.88 \\ 0.98 \\ 0.92 \\ 0.88 \\ 1.2 \\ 1.57 \\ 2 \\ 2.54 \\ 3.12 \\ 4.5 \\ 8 \end{bmatrix}$	in^2	$V3$	$\begin{bmatrix} "8 \#3" \\ "5 \#4" \\ "3 \#5" \\ "2 \#6" \\ "2 \#7" \\ "2 \#8" \\ "2 \#9" \\ "2 \#10" \\ "2 \#11" \\ "2 \#14" \\ "2 \#18" \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} b3 \\ b4 \\ b5 \\ b6 \\ b7 \\ b8 \\ b9 \\ b10 \\ b11 \\ b14 \\ b18 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0 \\ 11.25 \\ 8.5 \\ 7 \\ 7.13 \\ 7.25 \\ 7.51 \\ 7.79 \\ 8.07 \\ 8.83 \\ 10.52 \end{bmatrix}$
-----------------------	--------	--	---------------	------	---	--	---

Si se desea cambiar el acero cambiar estos valores:

$A_{s_real} := 0.92 \text{ in}^2$ $Varillas := "3 \#5"$ $b_{min} := 8.5 \text{ in}$

$No_barras := 3$ Cantidad de varillas $Barra_{long} := 5$ No. de barra para refuerzo longitudinal
Este valor también se debe de cambiar en el apartado de **Dimensiones**

$D(Barra_{long}) = 0.625 \text{ in}$ Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal

$r_{se} := \frac{D(Barra_{long})}{2} = 0.313 \text{ in}$ Radio de las varillas de acero

$A_{se} = Area_{al}(Barra_{long}) = 0.307 \text{ in}^2$ Área de 1 barra $A_{st} := No_barras \cdot A_{se} = 0.92 \text{ in}^2$ Área de todas las barras

$I_w := 2 \cdot No_barras \cdot \frac{\pi \cdot r_{se}^4}{4} + (2 \cdot No_barras - 2) \cdot A_{se} \cdot \left(\frac{b_v - 2 \cdot R - D(Barra_{long}) - 2 \cdot D(Barra_{estribos})}{2} \right)^2 = 31.484 \text{ in}^4$ Inercia de acero longitudinal (respecto a Y)

Teorema de ejes paralelos:
Inercia de todas las varillas + Ad2 de las varillas que se salen del eje Y.

$Barras_{longitudinal} := \text{concat}(\text{num2str}(No_barras), "\# ", \text{num2str}(Barra_{long})) = "3 \#5"$

if $(b_v - 2 \cdot R - 2 \cdot D(Barra_{estribos}) < b_{min}, "N.C.", "O.K.") = "O.K."$

$Barras_{longitudinal} = "3 \#5"$

Nota. Elaboración propia.

Figura 135. Diseño de vigas compuestas – Refuerzo transversal.

3.4 Refuerzo transversal

Refuerzo_transversal := "Estribo" Estribo/Espiral

Verificación de Cortante

$$\phi_v := 0.75 \quad V_c := 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot (b_v \cdot d_v - A_s - A_{sr}) = 31.189 \text{ kip}$$

Requerimiento_{estrillos} := if $(V_u > \frac{1}{2} \cdot \phi_v \cdot V_c, \text{"Se requieren estribos"}, \text{"En teoría, no se requieren estribos"}) = \text{"Se requieren estribos"}$

Nota: A pesar de que no se requieren estribos teóricamente, siempre se coloca aunque sea el mínimo de acero por cortante por fines constructivos.

Capacidad a Corte del Perfil de Acero

(a) For webs of rolled I-shaped members with $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$
 $\phi_v = 1.00$ (LRFD) $\Omega_c = 1.50$ (ASD) (Apartado G2.1a de AISC 360-16)

$$\lambda_w := \frac{d_v - 2 \cdot k_{d,s}}{t_{w,s}} = 40.914 \quad ; \quad \lambda_1 := 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 53.946 \quad \text{360-16 Apéndice G2.1.a}$$

$$\phi_{ws} := \text{if} (\lambda_w \leq \lambda_1, 1, 0.9) = 1 \quad \text{Coef. de reducción de capacidad a corte}$$

(b) For all other I-shaped members and channels:

(1) The web shear strength coefficient, C_{v1} , is determined as follows:

(i) When $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{E/F_y}$,
 $C_{v1} = 1.0$ (G2-3)

where

A = for built-up welded sections, the clear distance between flanges, in. (mm)
 = for built-up bolted sections, the distance between fastener lines, in. (mm)

(ii) When $h/t_w > 1.10 \sqrt{E/F_y}$,
 $C_{v1} = \frac{1.10 \sqrt{E/F_y}}{h/t_w}$ (G2-4)

(2) The web plate shear buckling coefficient, k_v , is determined as follows:

(i) For webs without transverse stiffeners

$$k_v = 5.34$$

(ii) For webs with transverse stiffeners

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad \text{(G2-5)}$$

$$= 5.34 \text{ when } a/h > 3.0$$

where

a = clear distance between transverse stiffeners, in. (mm)

(Apartado G2.1b de AISC 360-16)

$\alpha := 0$ Separación entre rigidizadores y el alma de la viga, (=0, no tiene rigidizadores)

$$k_v := \text{if} \left(\alpha = 0, 5.34, \text{if} \left(\frac{a}{h_s} > 3, 5.34, 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h_s} \right)^2} \right) \right) = 5.34 \quad \text{Coeficiente de pandeo por corte}$$

$$\lambda_2 := 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E_s}{F_y}} = 61.218 \quad \text{360-16 G2.1}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 136. Diseño de vigas compuestas – Capacidad a corte del perfil.

$$C_{v1} := \text{if} \left(\lambda_w \leq \lambda_2, 1, \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E_s}{F_y}}}{\lambda_w} \right) = 1 \quad \text{Coeficiente por cortante en el alma; G2-2 - G2-4 360-16}$$

$$A_{weba} := d_s \cdot t_{w,s} = 3.535 \text{ in}^2 \quad \text{Área del alma de la viga sometida a corte.}$$

$$A_{weba1} := h_s \cdot t_{w,s} = 2.751 \text{ in}^2 \quad \text{Área del alma de la viga excluyendo la zona k.}$$

Capacidad del perfil

The nominal shear strength, V_n is

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad \text{(G2-1)}$$

where

F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)
 A_w = area of web, the overall depth times the web thickness, d_w , in.² (mm²)

$$V_{n,s} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{weba1} \cdot C_{v1} = 82.53 \text{ kip} \quad \text{Capacidad a corte del perfil}$$

$$\phi_v V_{n,s} := \phi_{vs} \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{weba1} \cdot C_{v1} = 82.53 \text{ kip} \quad \text{Capacidad reducida a corte del perfil}$$

$$\phi_v V_{n,s} = 37434.978 \text{ kgf}$$

Separación teórica de estribos

$$V_s := \frac{V_u - \phi_v \cdot V_c - \phi_v V_{n,s}}{\phi_v} = 1.075 \text{ kip} \quad \text{Barra}_{estribos} = 4 \quad \text{No. de varilla}$$

$$A_{var} := 2 \cdot \text{Area}_{st}(\text{Barra}_{estribos}) = 0.393 \text{ in}^2$$

$$V_{max} := 8 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot b_v \cdot d_v = 131.949 \text{ kip}$$

$$S_{teórica} := \frac{A_{var} \cdot F_{y,SR} \cdot d_v}{\min(V_{max}, V_s)} = 362.939 \text{ in}$$

$$S_{teórica} := \text{abs} \left(\text{ceil} \left(\frac{S_{teórica}}{\text{in}} \right) \right) = 363 \text{ in}$$

Limitaciones de la separación

Separación máxima para área mínima

$$S_{max1} := \frac{A_{var} \cdot F_{y,SR}}{0.75 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot b_v} = 31.542 \text{ in}$$

$$S_{max2} := \frac{A_{var} \cdot \frac{F_{y,SR}}{psi}}{50 \cdot b_v} = 29.924 \text{ in}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 137. Diseño de vigas compuestas – Separación de estribos.

Separación máxima del código

$$V := 4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{psi}}} \cdot \text{psi} \cdot b_v \cdot d_v = 65.975 \text{ kip}$$

$$S_{\text{max.código}} := \text{if} \left(V_s \leq V, \min \left(\frac{d_v}{2}, 24 \text{ in} \right), \min \left(\frac{d_v}{4}, 12 \text{ in} \right) \right) = 8.28 \text{ in}$$

Tabla 9.76.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required V_s	Maximum s , in.			
	Nonprestressed beam		Prestressed beam	
	Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq \sqrt{f'_c}$	Level of #2	s	16s	16s
	Level of #3	12 in		
$> \sqrt{f'_c}$	Level of #4	#2	16s	16s
		12 in		

Separación máxima de estribos según AISC 360-1612 1a b

Transverse reinforcement where specified as ties or hoops shall consist of a minimum of either a No. 3 (10 mm) bar spaced at a maximum of 12 in. (300 mm) on center, or a No. 4 (13 mm) bar or larger spaced at a maximum of 16 in. (400 mm) on center. Deformed wire or welded wire reinforcement of equivalent area is permitted.

Maximum spacing of ties or hoops shall not exceed 0.5 times the smaller column dimension.

$$S_{\text{max.AISC}} := \min \left(\text{if} (Barra_{\text{estribos}} = 3, 12 \text{ in}, 16 \text{ in}), 0.5 \cdot \min (h, b_v) \right) = 7.874 \text{ in}$$

Separación de estribos

$$S_{\text{max}} := \min (S_{\text{max}1}, S_{\text{max}2}, S_{\text{max.código}}, S_{\text{max.AISC}}) = 7.874 \text{ in}$$

$$S_{\text{estribos}} := \text{floor} \left(\frac{S_{\text{max}}}{\text{in}} \right) \text{ in} = 7 \text{ in} \quad S_{\text{estribos}} = 17.78 \text{ cm}$$

$$S_{\text{estribos}} := 6 \text{ in} \quad \text{Cambiar este valor si es necesario.}$$

$$Chequeo_{\text{sep.estribos}} := \text{if} (S_{\text{estribos}} \leq S_{\text{max}}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

Requisitos del código

$$V_{\text{max}} = 131.949 \text{ kip} \quad V_{\text{s.nuevo}} := \frac{A_{\text{var}} \cdot F_{y,sv} \cdot d_v}{S_{\text{estribos}}} = 65.031 \text{ kip}$$

$$Chequeo_{\text{corte.max}} := \text{if} (V_{\text{s.nuevo}} > V_{\text{max}}, \text{"N.C."}, \text{"O.K."}) = \text{"O.K."}$$

Resultado

$$Estribo := \text{concat} \left(\text{"\#"} + \text{num2str} (Barra_{\text{estribos}}), \text{" @ "}, \text{num2str} \left(\frac{S_{\text{estribos}}}{\text{in}} \right), \text{" in"} \right) = \text{"\#4 @ 6 in"}$$

$$Estribo_{\text{cm}} := \text{concat} \left(\text{"No."} + \text{num2str} (Barra_{\text{estribos}}), \text{" @ "}, \text{num2str} \left(\text{floor} \left(\frac{S_{\text{estribos}}}{\text{cm}} \right) \right), \text{" cm"} \right) = \text{"No. 4 @ 15 cm"}$$

$$Estribo = \text{"\#4 @ 6 in"}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 138. Diseño de vigas compuestas – Áreas e inercias de materiales.

4. ÁREAS E INERCIAS DE MATERIALES

$A_{sr} = 0.92 \text{ in}^2$	Área de las varillas de acero
$A_s = 13.3 \text{ in}^2$	Área del perfil de acero
$A_c := A_v - A_s - 2 \cdot A_{sr} = 294.86 \text{ in}^2$	Área neta de concreto
$I_{sr} = 31.484 \text{ in}^4$	Inercia de las varillas de acero
$I_{y,s} = 53.4 \text{ in}^4$	Inercia del perfil de acero
$I_c := I_v - I_{y,s} - I_{sr} = 6321.808 \text{ in}^4$	Inercia neta del concreto

5. LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES

5.1 Chequeo de esfuerzo permitido de concreto (I1-3a de AISC 360-16)

(a) For the determination of the available strength, concrete shall have a specified compressive strength, f'_c , of not less than 3 ksi (21 MPa) nor more than 10 ksi (69 MPa) for normal weight concrete and not less than 3 ksi (21 MPa) nor more than 6 ksi (41 MPa) for lightweight concrete.

(AISC, 2016)

$Verif_{f_c} = \text{"O.K."}$

```

Veriffc := if Pcaso = "Normal"
    if f'c ≤ 10 ksi
        if f'c ≥ 3 ksi
            "O.K."
        else
            "N.C."
    else
        "N.C."
else
    if f'c ≤ 6 ksi
        if f'c ≥ 3 ksi
            "O.K."
        else
            "N.C."
    else
        "N.C."
    = "O.K."
    
```

5.2 Chequeo de esfuerzo permitido del perfil de acero (I1-3b de AISC 360-16)

(b) The specified minimum yield stress of structural steel used in calculating the strength of composite members shall not exceed 75 ksi (525 MPa).

(AISC, 2016)

$F_y = 50 \text{ ksi}$

$Verif_{F_y} := \text{if}(F_y \leq 75 \text{ ksi}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$

5.3 Chequeo de esfuerzo permitido de refuerzo longitudinal (I1-3c de AISC 360-16)

(c) The specified minimum yield stress of reinforcing bars used in calculating the strength of composite members shall not exceed 80 ksi (550 MPa).

(AISC, 2016)

$F_{y,sr} = 60 \text{ ksi}$

$Verif_{F_{y,sr}} := \text{if}(F_{y,sr} \leq 75 \text{ ksi}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$

Nota. Elaboración propia.

Figura 139. Diseño de vigas compuestas – Verificación de limitaciones.

5.4 Chequeo de área mínima del perfil con respecto a la sección (I2-1a a de AISC 360-16)

- (a) The cross-sectional area of the steel core shall comprise at least 1% of the total composite cross section. (AISC, 2016)

$$Verif_{\text{área_perfil}} := \text{if} \left(\frac{A_s}{A_v} \geq 1\%, \text{"O.K."}, \text{"N.C."} \right) = \text{"O.K."} \quad \frac{A_s}{A_v} = 4.29\%$$

5.5 Refuerzo transversal mínimo

$$\frac{\text{Área}_{st}(\text{Barra}_{estribos})}{S_{estribos}} = 0.033 \frac{\text{in}^2}{\text{in}}$$

$$Verif_{\text{trans_mín}} := \text{if} \left(\frac{\text{Área}_{st}(\text{Barra}_{estribos})}{S_{estribos}} > 0.009 \frac{\text{in}^2}{\text{in}}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."} \right) = \text{"O.K."}$$

5.6 Relación mínima entre acero longitudinal y sección gruesa (Eq 12-1 del AISC 360-16)

- (c) The minimum reinforcement ratio for continuous longitudinal reinforcement, ρ_{sr} , shall be 0.004, where ρ_{sr} is given by

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (12-1)$$

where

A_g = gross area of composite member, in.² (mm²)

A_{sr} = area of continuous longitudinal reinforcing bars, in.² (mm²)

$$\rho_{sr} := \frac{2 \cdot A_{sr}}{A_v} = 0.594\%$$

(AISC, 2016)

$$Verif_{\text{relación_long}} := \text{if} (\rho_{sr} > 0.004, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

5.7 Separación máxima de acero transversal (I2-1a b de AISC 360-16)

- (b) Concrete encasement of the steel core shall be reinforced with continuous longitudinal bars and transverse reinforcement consisting of ties, hoops, and/or spirals.

Detailing and placement of longitudinal reinforcement, including bar spacing and concrete cover requirements, shall conform to ACI 318.

Transverse reinforcement where specified as ties or hoops shall consist of a minimum of either a No. 3 (10 mm) bar spaced at a maximum of 12 in. (300 mm) on center, or a No. 4 (13 mm) bar or larger spaced at a maximum of 16 in.

(AISC, 2016)

$$Verif_{\text{separación_estribos}} = \text{"O.K."}$$

$$Verif_{\text{separación_estribos}} := \text{if } Barra_{estribos} = 4 \quad \text{"O.K."} \\ \text{if } S_{estribos} \leq 16 \text{ in} \\ \text{then} \\ \text{"O.K."} \\ \text{else} \\ \text{"N.C."} \\ \text{else if } Barra_{estribos} = 3 \\ \text{if } S_{estribos} \leq 12 \text{ in} \\ \text{then} \\ \text{"O.K."} \\ \text{else} \\ \text{"N.C."} \\ \text{else} \\ \text{"Usar estribos \#3 o \#4"} \\ \text{end if} \quad \text{"O.K."}$$

5.8 Espaciamiento libre entre perfil de acero y barras longitudinales (I2-1e a de AISC 360-16)

- (a) Clear spacing between the steel core and longitudinal reinforcing bars shall be a minimum of 1.5 longitudinal reinforcing bar diameters, but not less than 1.5 in. (38 mm). (AISC, 2016)

$$S_{s_sr} := \max(1.5 \text{ in}, r_{sr} \cdot 1.5) = 1.5 \text{ in}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 140. Diseño de vigas compuestas – Verificación de recubrimiento mínimo.

Universidad del Valle de Guatemala
Trabajo de Graduación 2025

Laura Daniela Monroy Gramajo
Carnet 21080

$$Verif_{Separación.As_{Asr}} := \text{if}(S_{s,SR} < 1.5 \text{ in}, \text{"N.C."}, \text{if}(S_{s,SR} < r_{SR} \cdot 1.5, \text{"N.C."}, \text{"O.K."})) = \text{"O.K."}$$

5.9 Recubrimiento mínimo (Tabla 20.6.1.3.1 del ACI 318-14)

$$Verif_{recubrimiento} := \text{if}(R \geq 1.5 \text{ in}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

Table 20.6.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, in.
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	3
		No. 6 through No. 18 bars	2
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 5 bar, W31 or D31 wire, and smaller	1-1/2
		No. 14 and No. 18 bars	1-1/2
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 11 bar and smaller	3/4
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	1-1/2

(ACI, 2014)

5.10 Chequeo de altura de sección

$$h_{mín} := d_s + 2 \cdot S_{s,SR} + 2 \cdot D(\text{Barra}_{long}) + 2 \cdot D(\text{Barra}_{estribos}) + 2 \cdot R = 19.35 \text{ in} \quad h = 0.5 \text{ m}$$

$$h_{mín} = 0.491 \text{ m}$$

$$\text{if}(h_{mín} > h, \text{"Cambiar perfil y cuantía"}, \text{"O.K."}) = \text{"O.K."}$$

5.11 Chequeo de la base de la sección

$$b_{mín} := 2 \cdot R + 2 \cdot D(\text{Barra}_{estribos}) + b_{f,s} = 13.02 \text{ in} \quad b_v = 0.4 \text{ m}$$

$$b_{mín} = 0.331 \text{ m}$$

$$\text{if}(b_{mín} > b_v, \text{"Cambiar dimensión b"}, \text{"O.K."}) = \text{"O.K."}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 141. Diseño de vigas compuestas – Revisión de ductilidad.

6. REVISIÓN DE DUCTILIDAD DE PERFIL DE ACERO Capítulo F de AISC 360-16

El objetivo es asegurar que estos elementos puedan desarrollar rótulas plásticas dúctiles durante un sismo severo, sin fallas frágiles por inestabilidad local o combinaciones de flexión + axial.

6.1 Revisión de Pandeo (Apartado B4.1, Tabla B4-1b)

TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure					TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subjected to Flexure						
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)					λ_p (compact/noncompact)	λ_r (noncompact/slender)	
10	(1) Flanges of rolled I-shaped sections (2) Flanges of channels (3) Flanges of tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		15	15	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

(AISC, 2016)

Patines

$$\lambda_f := \frac{b_{f,s}}{2 \cdot t_{f,s}} = 6.468 \quad ; \quad \lambda_r := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 9.152 \quad ; \quad \lambda_1 := \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 24.083$$

if ($\lambda_f < \lambda_r$, "Compact", if ($\lambda_f \leq \lambda_1$, "No Compact", "Esbello")) = "Compact"

Alma

$$\lambda_w := \frac{h_s}{t_{w,s}} = 22.457 \quad ; \quad \lambda_{rw} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 90.553 \quad ; \quad \lambda_2 := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 137.274$$

if ($\lambda_w < \lambda_{rw}$, "Compact", if ($\lambda_w \leq \lambda_2$, "No Compact", "Esbello")) = "Compact"

Nota. Elaboración propia.

Figura 142. Diseño de vigas compuestas – Revisión de PLT.

6.2 Revisión de Pandeo Lateral Torsional (Alta Ductilidad)

Nota: Este chequeo se realiza para verificar la ductilidad del perfil. También se chequea por consideraciones constructivas. La viga embebida no puede sufrir PLT, sin embargo, se chequea para aquella situación antes de que se fragüe el concreto.

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{HD} Highly Ductile Members	λ_{MD} Moderately Ductile Members					λ_{HD} Highly Ductile Members	λ_{MD} Moderately Ductile Members	
7	(1) Flanges of rolled or built-up I-shaped sections (2) Flange and stem of rolled or built-up tees (3) Flanges of rolled or built-up channels (4) Legs of single angles or double-angle members with separators (5) Outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t d/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		13	Where used in beams, columns, or links, its webs in flexure, or combined axial and flexure (1) Side plates of boxed I-shaped sections (2) Webs of rectangular HSS (3) Webs of box sections (4) Except for moment frames, webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels	λ_{HD}	For $C_u \leq 0.113^{20}$ $2.45(1 - 1.04C_u) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ For $C_u > 0.113$ $2.26(1 - 0.38C_u) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ $> 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_u \leq 0.113^{20}$ $3.76(1 - 3.05C_u) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ For $C_u > 0.113$ $2.61(1 - 0.49C_u) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ $> 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
11	For moment frames, where used in beams or columns, as webs in flexure, or combined axial and flexure Webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels	h/t_w	$2.5(1 - C_u)^{1.5} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$5.4(1 - C_u)^{1.5} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		(AISC, 2016)					

Caso 7: Patines alta ductilidad. Controla que el patín no falle por pandeo local en compresión antes de que fluya y forme una rótula plástica.

Caso 11: Alma. Se usa para verificar que el alma de la viga no sea demasiado delgada.

Caso 13: Alma. Se usa para verificar que los patines de la viga no sean demasiado delgados y no fallen por LTB.

Patines

Tabla D1.1b Caso 7 de AISC 341-16

$$\lambda_f := \frac{b_{f_s}}{2 \cdot t_{f_s}} = 6.468 \quad ; \quad \lambda_{hd} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_{y_{bc}} \cdot F_y}} = 6.889$$

if ($\lambda_f < \lambda_{hd}$, "O.K.", "N.C.") = "O.K."

En alma

$$P_r := \max(P_{u_{compresión}}, P_{u_{tensión}}) = 0 \text{ kip}$$

Demanda axial sobre la viga tras ser factorada por el LRFD

$$C_a := \frac{P_r}{R_{y_{bc}} \cdot F_y \cdot A_s} = 0 \quad \text{Factor de Ductilidad}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 143. Diseño de vigas compuestas – Revisión de longitud no soportada.

Tabla D1.1b Caso 11 de AISC 341-16

$$\lambda_w = 22.457 \quad \lambda_{hd} := 2.5 \cdot (1 - C_a)^{2.3} \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_{y,bc} \cdot F_y}} = 57.406$$

if ($\lambda_w < \lambda_{hd}$, "O.K.", "N.C.") = "O.K."

Tabla D1.1b Caso 13 de AISC 341-16

$$\lambda_{hd} = \begin{cases} \text{if } C_a \leq 0.113 \\ \left| \begin{array}{l} 2.45 \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_{y,bc} \cdot F_y}} \\ \text{if } C_a > 0.113 \\ \max \left(2.26 \cdot (1 - 0.38 \cdot C_a) \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_{y,bc} \cdot F_y}}, 1.56 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{R_{x,bc} \cdot F_y}} \right) \end{array} \right. & = 56.258 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \lambda_w = 22.457 \\ \lambda_{hd} = 56.258 \end{array}$$

if ($\lambda_w < \lambda_{hd}$, "O.K.", "N.C.") = "O.K."

6.3 Revisión de Longitud no Soportada. (Apartado D1-2a-2) Especifico para vigas compuestas embebidas

(c) Member bracing shall have a maximum spacing of

$$L_b = 0.17 r_y E / (R_y F_y)$$

(D1-3)

Ajustar a la longitud no arriostrada.
Rigidizantes opcionales (para desarrollar capacidad a flexión en zona 1)

$$L_b := KL = 5.315 \text{ ft} \quad \text{Largo sin soporte lateral}$$

$$L_{b,max} := 0.17 \cdot r_{y,s} \cdot \frac{E_s}{R_{y,bc} \cdot F_y} = 15.014 \text{ ft} \quad \text{Largo máximo sin soporte admisible}$$

if ($L_b \leq L_{b,max}$, "O.K.", "N.C.") = "O.K."

Nota: si no cumple, debe de colocarse algún soporte intermedio. Sin embargo, en este caso, hay soporte continuo por estar embebida en concreto.

7. ESFUERZO DE COMPRESIÓN Apartado I2.1b de AISC 360-16

P_{no} = nominal axial compressive strength without consideration of length effects,
kips (N)

$$= F_y A_g + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c$$

(I2-7) (AISC, 2016)

$$P_{no} := F_y \cdot A_s + F_{y,sr} \cdot 2 \cdot A_{sr} + 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c = 1777.97 \text{ kip}$$

Resistencia nominal a compresión axial sin considerar los efectos de la longitud

Nota. Elaboración propia.

Figura 144. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzo de compresión.

C_1 = coefficient for calculation of effective rigidity of an encased composite compression member

$$= 0.25 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_v} \right) \leq 0.7 \quad (12-6) \quad (\text{AISC, 2016})$$

$$C_1 := 0.25 + 3 \cdot \left(\frac{A_s + 2 \cdot A_{sr}}{A_v} \right) = 0.397$$

Verif_{C1} := if ($C_1 \leq 0.7$, "O.K.", "N.C.") = "O.K."

$(EI)_{eff}$ = effective stiffness of composite section, kip-in.² (N-mm²)

$$= E_s I_{y,s} + E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (12-5) \quad (\text{AISC, 2016})$$

$$EI_{eff} := E_s \cdot I_{y,s} + E_s \cdot I_{sr} + C_1 \cdot E_c \cdot I_c = 11215347.85 \text{ kip} \cdot \text{in}^2$$

P_e = elastic critical buckling load determined in accordance with Chapter C or Appendix 7, kips (N)

$$= \pi^2 (EI)_{eff} / L_v^2 \quad (12-4) \quad (\text{AISC, 2016})$$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{L_v^2} = 1088.454 \text{ kip}$$

(a) When $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (12-2)$$

(b) When $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (12-3) \quad (\text{AISC, 2016})$$

$$P_n := \begin{cases} \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25 & \left| \right. = 897.428 \text{ kip} \\ \left\| P_{no} \cdot \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \right. \\ \text{else} \\ \left\| 0.877 \cdot P_e \right. \end{cases}$$

Factor Demanda Capacidad

Ib. Compressive Strength
 The design compressive strength, $\phi_c P_n$, and allowable compressive strength, P_n / Ω_c , of doubly symmetric axially loaded encased composite members shall be determined for the limit state of flexural buckling based on member slenderness as follows:

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)} \quad (\text{AISC, 2016})$$

$$\phi_c := 0.75$$

$$P_{u_compresión} = 0 \text{ kip}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 145. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzo de tensión.

$$\phi_c P_n := \phi_c \cdot P_n = 673.071 \text{ kip}$$

$$\phi_c P_n = 305299.843 \text{ kgf}$$

$$DC_{\text{compresión}} := \frac{P_{u,\text{compresión}}}{\phi_c P_n} = 0$$

8. ESFUERZO DE TENSIÓN Apartado 12.1c de AISC 360-16

1c. Tensile Strength

The available tensile strength of axially loaded encased composite members shall be determined for the limit state of yielding as

$$P_n = F_y A_s + F_{y, sr} A_{sr} \quad (12-8)$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)} \quad (\text{AISC, 2016})$$

$$\phi_t := 0.90$$

$$P_{nt} := F_y \cdot A_s + F_{y, sr} \cdot 2 \cdot A_{sr} = 775.447 \text{ kip}$$

$$\phi_t P_n := \phi_t \cdot P_{nt} = 697.902 \text{ kip} \quad \phi_t P_n = 316563.002 \text{ kgf}$$

$$DC_{\text{tensión}} := \frac{P_{u,\text{tensión}}}{\phi_t P_n} = 0$$

9. ESFUERZO DE FLEXIÓN Apartado 13.3 de AISC 360-16 →

3a. Limitations

For encased composite members, the following limitations shall be met:

- (a) The available flexural strength of concrete-encased members shall be determined as follows:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)} \quad (\text{AISC, 2016})$$

$$\phi_b := 0.90$$

$$M_{uxb} := \max(M_{u,\text{positivo},x}, M_{u,\text{negativo},x}) = 328.862 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{uyb} := \max(M_{u,\text{positivo},y}, M_{u,\text{negativo},y}) = 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

9.1 Capacidad a Flexión del Perfil de Acero

Pandeo en eje fuerte: Análisis a nivel local

$$C_b := 1 \quad ; \quad c := 1$$

$$L_b = 5.315 \text{ ft}$$

Largo no arriostrado -
VP CON 4 VS

Nota. Elaboración propia.

Figura 146. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzo de flexión.

$$L_p := 1.76 \cdot r_{y,s} \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 7.1 \text{ ft} \quad \text{Largo crítico a pandeo}$$

$$L_{r,x} := 1.95 \cdot r_{ts,s} \cdot \frac{E_s}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_s \cdot c}{S_{x,s} \cdot h_{o,s}} + \sqrt{\left(\frac{J_s \cdot c}{S_{x,s} \cdot h_{o,s}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E_s}\right)^2}} = 26.925 \text{ ft}$$

Constante torsional del perfil

Zonificación de Esfuerzos por flexión

Zona 1:

$$M_{px} := F_y \cdot Z_{x,s} = 228.75 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad M_{nx1} := M_{px}$$

Zona 2:

$$M_{nx2} := C_b \cdot \left(M_{px} - M_{px} - 0.7 \cdot F_y \cdot S_{x,s} \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_{r,x} - L_p} \right) \right) = 12.892 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Zona 3:

$$F_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E_s}{\left(\frac{L_b}{r_{ts,s}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_s \cdot c}{S_{x,s} \cdot h_{o,s}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts,s}} \right)^2} = 397.286 \text{ ksi}$$

$$M_{nx3} := F_{cr} \cdot S_{x,s} = 1625.56 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

if ($L_b < L_p$, "Zona 1", if ($L_b < L_{r,x}$, "Zona 2", "Zona 3")) = "Zona 1"

$$M_{n,s} := \min \left(\text{if} \left(L_b < L_p, M_{nx1}, \text{if} \left(L_b < L_{r,x}, M_{nx2}, M_{nx3} \right) \right) \right) = 228.75 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b M_{ns} := \phi_b \cdot M_{n,s} = 205.875 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$DC_{\text{Flexión}_x} := \frac{M_{uxb}}{\phi_b M_{ns}} = 159.74\% \quad \text{Demanda / Capacidad de Flexión en X}$$

Este procedimiento se lleva a cabo para corroborar que el perfil se conserve dentro de la zona 1.

Nota. Elaboración propia.

Figura 147. Diseño de vigas compuestas – Capacidad a flexión.

Capacidad a Flexión de la sección

Suposición No. 1: Eje neutro encima del perfil de acero.

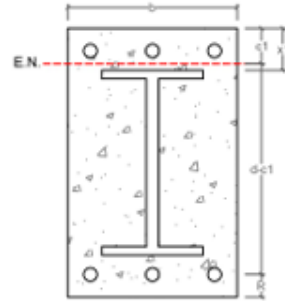
$$a_1 := \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 12.42 \text{ in} \quad c_1 := \frac{a_1}{\beta_1} = 14.612 \text{ in}$$

$$x_1 := R + D(\text{Barra}_{\text{estribos}}) + D(\text{Barra}_{\text{long}}) + S_{s,SR} = 4.625 \text{ in}$$

$$C_1 := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot a_1 = 665 \text{ kip}$$

$$T_1 := A_s \cdot F_y = 665 \text{ kip}$$

Suposición 1: $c_1 \leq x_1$



$Sup_1 := \text{if}(c_1 \leq x_1, \text{"E.N. encima del perfil"}, \text{"N.C."}) = \text{"N.C."}$

$$Y_{c1} := \frac{(b_v \cdot a_1) \cdot \frac{a_1}{2} + A_{sr} \cdot (R + D(\text{Barra}_{\text{estribos}}) + 0.5 D(\text{Barra}_{\text{long}}))}{b_v \cdot a_1 + A_{sr}} = 6.194 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en compresión}$$

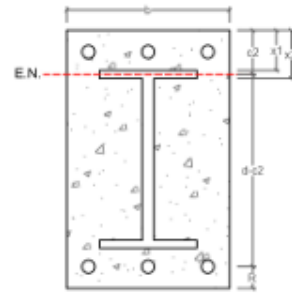
$$Y_{t1} := \frac{A_s \cdot \left(\frac{h}{2}\right) + A_{sr} \cdot (d_v)}{A_s + A_{sr}} = 10.277 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en tensión}$$

Suposición No. 2: Eje neutro dentro del patín del perfil de acero.

$$x_2 := R + D(\text{Barra}_{\text{estribos}}) + D(\text{Barra}_{\text{long}}) + S_{s,SR} + t_{f,s} = 5.245 \text{ in}$$

$$x_1 = 4.625 \text{ in}$$

Suposición 2: $x_1 < c_2 \leq x_2$



$$a_2 := \left(0.85 \cdot f'_c \cdot \left(b_v \cdot a_2 - \left(\frac{a_2}{\beta_1} - x_1\right) \cdot b_{f,s}\right)\right) + \left(F_y \cdot \left(\left(\frac{a_2}{\beta_1} - x_1\right) \cdot b_{f,s}\right)\right) = F_y \cdot \left(A_s - \left(\frac{a_2}{\beta_1} - x_1\right) \cdot b_{f,s}\right) \xrightarrow{\text{soluc. } a_2} 4.402246169335631731 \cdot \text{in}$$

$$a_2 = 4.402 \text{ in} \quad c_2 := \frac{a_2}{\beta_1} = 5.179 \text{ in}$$

$Sup_2 := \text{if}(c_2 \leq x_2, \text{if}(c_2 > x_1, \text{"E.N. en patín"}, \text{"N.C."}), \text{"N.C."}) = \text{"E.N. en patín"}$

$$c_{\text{porcentaje}2} = F_y \cdot \left(A_s - c_{\text{porcentaje}2} \cdot t_{f,s} \cdot b_{f,s}\right) = 0.85 \cdot f'_c \cdot \left((b_v \cdot a_2) - (c_{\text{porcentaje}2} \cdot t_{f,s} \cdot b_{f,s})\right) + F_y \cdot (c_{\text{porcentaje}2} \cdot t_{f,s} \cdot b_{f,s}) \xrightarrow{\text{soluc. } c_{\text{porcentaje}2}} 0.35186254787583244249 \cdot \text{in}$$

$$c_{\text{porcentaje}2} = 89.373\% \quad \text{Porcentaje del patín en compresión}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 148. Diseño de vigas compuestas – Capacidad a flexión (Cont.).

$$A_{tensión2} := A_s - c_{porcentaje2} \cdot t_{f,s} \cdot b_{f,s} = 8.856 \text{ in}^2 \quad \text{Área del perfil a tensión}$$

$$T_2 := F_y \cdot A_{tensión2} = 442.801 \text{ kip} \quad C_2 := 0.85 \cdot f'_c \cdot ((b_v \cdot a_2) - (A_s - A_{tensión2})) + F_y \cdot (A_s - A_{tensión2}) = 442.801 \text{ kip}$$

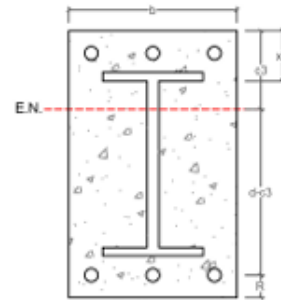
$$Y_{c2} := \frac{(b_v \cdot a_2 - (A_s - A_{tensión2})) \cdot \left(\frac{a_2}{2}\right) + A_w \cdot (R + D \cdot (Barra_{tension}) + 0.5 D \cdot (Barra_{comp})) + (A_s - A_{tensión2}) \cdot \left(\frac{a_2}{\beta_1} - x_1\right)}{(b_v \cdot a_2 - (A_s - A_{tensión2})) + (A_s - A_{tensión2}) + A_w} = 2.087 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en compresión}$$

$$Y_{perfil} := \frac{(t_{f,s} \cdot b_{f,s}) \cdot (R - A - D \cdot (Barra_{tension}) - D \cdot (Barra_{comp}) - x_{w,s} - 0.5 \cdot t_{f,s}) + (b_v \cdot x_2 - t_{f,s}) \cdot t_{w,s} - (b_v \cdot R - D \cdot (Barra_{tension}) - D \cdot (Barra_{comp}) - x_{w,s} - t_{f,s} - 0.5 \cdot t_{f,s}) \cdot (R + D \cdot (Barra_{tension}) + 0.5 \cdot D \cdot (Barra_{comp})) + (t_{f,s} \cdot b_{f,s}) \cdot (R + D \cdot (Barra_{tension}) + 0.5 \cdot D \cdot (Barra_{comp})) + (A_s - 2 \cdot t_{f,s}) \cdot t_{w,s} + (1 - c_{porcentaje2}) \cdot t_{f,s} \cdot b_{f,s}}{(t_{f,s} \cdot b_{f,s}) + (A_s - 2 \cdot t_{f,s}) \cdot t_{w,s} + (1 - c_{porcentaje2}) \cdot t_{f,s} \cdot b_{f,s}}$$

$$Y_{c2} := \frac{A_{tensión2} \cdot (Y_{perfil}) + A_w \cdot (d_s)}{A_{tensión2} + A_w} = 12.811 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en tensión}$$

Suposición No. 3: Eje neutro dentro del alma del perfil de acero.

Suposición 3: c3>x2



$$a_2 = \left(0.85 \cdot f'_c \cdot \left((b_v \cdot a_2) - t_{f,s} \cdot b_{f,s} - \left(\frac{a_2}{\beta_1} - x_2\right) \cdot t_{w,s} \right) \right) + \left(F_y \cdot \left(t_{f,s} \cdot b_{f,s} + \left(\frac{a_2}{\beta_1} - x_2\right) \cdot t_{w,s} \right) \right) = F_y \cdot \left(A_s - \left(t_{f,s} \cdot b_{f,s} + \left(\frac{a_2}{\beta_1} - x_2\right) \cdot t_{w,s} \right) \right) \xrightarrow{\text{solve } a_2} \frac{12.41985294117646911 \cdot \text{in}^2 - 14.377}{\text{in} + 1.8869255709342}$$

$$a_3 = 3.879 \text{ in} \quad x_2 = 5.245 \text{ in} \quad c_3 := \frac{a_3}{\beta_1} = 4.564 \text{ in}$$

$Sup_3 := \text{if}(c_3 > x_2, \text{"E.N. en alma"}, \text{"N.C."}) = \text{"N.C."}$

$$c_{porcentaje3} = F_y \cdot (b_v \cdot x_2 - t_{f,s}) \cdot (1 - c_{porcentaje2}) \cdot (b_v \cdot x_2 - t_{f,s}) + 0.85 \cdot f'_c \cdot ((b_v \cdot x_2 - t_{f,s}) \cdot t_{w,s} + c_{porcentaje2} \cdot (b_v \cdot x_2 - t_{f,s}) \cdot t_{w,s}) + F_y \cdot t_{f,s} \cdot b_{f,s} + c_{porcentaje2} \cdot (b_v \cdot x_2 - t_{f,s}) \cdot t_{w,s} \xrightarrow{\text{solve } c_{porcentaje3}} \frac{0.703714874202568407}{\text{in} + 1.8869255709342}$$

$$c_{porcentaje3} = -7.69\% \quad \text{Porcentaje del patin en compresión}$$

$$A_{tensión3} := A_s - t_{f,s} \cdot b_{f,s} - c_{porcentaje3} \cdot (d_s - 2 \cdot t_{f,s}) \cdot t_{w,s} = 8.566 \text{ in}^2 \quad \text{Área del perfil a tensión}$$

$$T_3 := F_y \cdot A_{tensión3} = 428.303 \text{ kip} \quad C_3 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (b_v \cdot a_3 - (A_s - A_{tensión3})) + F_y \cdot (A_s - A_{tensión3}) = 428.303 \text{ kip}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 149. Diseño de vigas compuestas – Cálculo de Mn.

$$Y_{perfilcomp,3} := \frac{t_{f,s} \cdot b_{f,s} \cdot (R + D (Barra_{atrasado}) + D (Barra_{adelante}) + S_{c,cr} + 0.5 \cdot t_{f,s}) + S_{perforado} \cdot (b_s - 2 \cdot t_{f,s}) \cdot t_{w,s} \cdot \left(R + D (Barra_{atrasado}) + D (Barra_{adelante}) + S_{c,cr} + t_{f,s} + \frac{S_{perforado} \cdot (b_s - 2 \cdot t_{f,s})}{2} \right)}{t_{f,s} \cdot b_{f,s} + S_{perforado} \cdot (b_s - 2 \cdot t_{f,s}) \cdot t_{w,s}} = 4.937 \text{ in}$$

$$Y_{c2} := \frac{(b_s \cdot a_2 - (A_s - A_{trasmada})) \cdot \left(\frac{a_2}{2} \right) + A_w \cdot (R + D (Barra_{atrasado}) + 0.5 D (Barra_{adelante})) + (A_s - A_{trasmada}) \cdot (Y_{perfilcomp,3})}{(b_s \cdot a_2 - (A_s - A_{trasmada})) - (A_s - A_{trasmada}) + A_w} = 2.574 \text{ in}$$

Centroide de área en compresión

$$Y_{perfilcomp} := \frac{(t_{f,s} \cdot b_{f,s}) \cdot (b - R - D (Barra_{atrasado}) - D (Barra_{adelante}) - S_{c,cr} - 0.5 \cdot t_{f,s}) + (1 - S_{perforado}) \cdot (b_s - 2 \cdot t_{f,s}) \cdot t_{w,s} \cdot \left(b - R - D (Barra_{atrasado}) - D (Barra_{adelante}) - S_{c,cr} - t_{f,s} - \frac{(1 - S_{perforado}) \cdot (b_s - 2 \cdot t_{f,s})}{2} \right)}{t_{f,s} \cdot b_{f,s} + (1 - S_{perforado}) \cdot (b_s - 2 \cdot t_{f,s}) \cdot t_{w,s}} = 12.269 \text{ in}$$

$$Y_{c1} := \frac{A_{trasmada} \cdot (Y_{perfilcomp}) + A_w \cdot (d_s)}{A_{trasmada} + A_w} = 13.082 \text{ in}$$

Centroide de área en tensión

Eje neutro de la sección y chequeo de deformaciones.

$$a_s := \text{if} (Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if} (Sup_2 = \text{"N.C."}, a_3, a_2), a_1) = 4.402 \text{ in} \quad c_c := \frac{a_s}{\beta_1} = 5.179 \text{ in}$$

$$\varepsilon_t := \frac{0.003 \cdot d_v}{c_c} - 0.003 = 0.00659$$

Chequeo de deformación acero := if ($\varepsilon_t < 0.005$, "N.C.", "O.K.") = "O.K."

$$\phi_{s1} := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \quad \text{if Refuerzo transversal} = \text{"Espiral"} \\ \quad \quad 0.75 + 0.15 \cdot \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{y,SR}}{0.005 - \varepsilon_{y,SR}} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{y,SR}}{0.005 - \varepsilon_{y,SR}} \\ \text{if } \varepsilon_t > 0.005 \\ \quad 0.9 \end{cases} = 0.9$$

Cálculo de Mn

$$C_s := \text{if} (Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if} (Sup_2 = \text{"N.C."}, C_3, C_2), C_1) = 442.801 \text{ kip} \quad C_{sr} := A_{sr} \cdot F_{y,SR} = 55.223 \text{ kip}$$

$$T_s := \text{if} (Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if} (Sup_2 = \text{"N.C."}, T_3, T_2), T_1) = 442.801 \text{ kip} \quad T_{sr} := A_{sr} \cdot F_{y,SR} = 55.223 \text{ kip}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 150. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzo de corte.

Compresión:
 $C := C_s + C_{sr} = 498.024 \text{ kip}$ $Y_c := \text{if}(Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if}(Sup_2 = \text{"N.C."}, Y_{c3}, Y_{c2}), Y_{c1})$

Tensión:
 $T := T_s + T_{sr} = 498.024 \text{ kip}$ Posición de la resultante de compresión

$Y_t := \text{if}(Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if}(Sup_2 = \text{"N.C."}, Y_{t3}, Y_{t2}), Y_{t1}) = 12.811 \text{ in}$
 Posición de la resultante de tensión

$M_{nz} := C \cdot (Y_t - Y_c) = 445.047 \text{ kip} \cdot \text{ft}$ Demanda / Capacidad de Flexión de la sección

$\phi_{b_{nuevo}} := 0.9$

$\phi M_{nz} := \phi_{b_{nuevo}} \cdot M_{nz} = 400.542 \text{ kip} \cdot \text{ft}$ $\phi M_{nr} = 55376.956 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$$DC_{Flexión.x_pos} := \frac{M_{u,positivo.x}}{\phi M_{nz}} = 65.16\%$$

$$DC_{Flexión.x_neg} := \frac{M_{u,negativo.x}}{\phi M_{nr}} = 82.1\%$$

9.3 Capacidad a Flexión en Eje Y $M_{uyb} = 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

$$DC_{Flexión.y_pos} := 0$$

$$DC_{Flexión.y_neg} := 0$$

10. ESFUERZO DE CORTE Apartado 14.1 de AISC 360-16 → G2.1.1

Capacidad a Corte del Perfil

$DC_{V_{perfil}} := \frac{V_u}{\phi_v V_{ns}} = 129.32\%$

Capacidad a Corte de Concreto + Varillas de Refuerzo transversal $\phi_v = 0.75$

$V_{s,nuevo} = 65.031 \text{ kip}$ $V_c = 31.189 \text{ kip}$

$\phi_v V_{c,sr} := \phi_v \cdot (V_c + V_{s,nuevo}) = 72.165 \text{ kip}$

Nota. Elaboración propia.

Figura 151. Diseño de vigas compuestas – Esfuerzos combinados.

$$DC_{V.c.sr} := \frac{V_u}{\phi_v V_{c.sr}} = 147.894\%$$

Capacidad a Corte de la Viga Compuesta

$$\phi V_n := \phi_v \cdot (V_{n.s} + V_{s.nuevo}) = 110.671 \text{ kip}$$

Capacidad a Cortante de la sección compuesta

$$V_u = 106.728 \text{ kip} \quad \phi V_n = 50199.449 \text{ kgf}$$

Longitud de desarrollo para gancho de estribos

$$l_{ext1} := \max(6 \cdot D(\text{Barra}_{estribos}), 3 \text{ in}) \quad l_{ext2} := 12 \cdot D(\text{Barra}_{estribos})$$

$$l_{ext} := \text{if}(\text{Barra}_{estribos} > 5, l_{ext1}, l_{ext2}) = 15.24 \text{ cm}$$

$$DC_{corte} := \frac{V_u}{\phi V_n} = 96.437\%$$

11. ESFUERZOS COMBINADOS Apartado H1 de AISC 360-16

$$E_{c1} := \frac{P_r}{P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{uxb}}{M_{nx}} + 0 \right) = 65.68\%$$

D/C Caso Combinado Compresión /Flexión 1
360-16 EQN H1-1a

$$E_{c2} := \frac{P_r}{2 \cdot P_n} + \left(\frac{M_{uxb}}{M_{nx}} + 0 \right) = 73.89\%$$

D/C Caso Combinado Compresión /Flexión 2
360-16 EQN H1-1b

$$DC_{comb} := \text{if} \left(\frac{P_r}{P_n} \geq 0.2, E_{c1}, E_{c2} \right) = 73.894\%$$

D/C por esfuerzos combinados de
flexo-compresión

Nota. Elaboración propia.

Figura 152. Diseño de vigas compuestas – Chequeo de deflexiones.

12. CHEQUEO DE DEFLEXIONES

$$Deflexión_{permisible} := \frac{L_v}{480} = 1.688 \text{ cm}$$

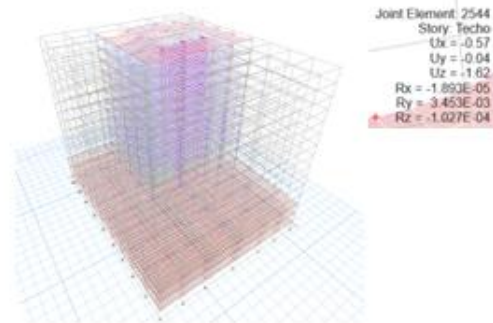
$$Deflexión_{viga} := 1.62 \text{ cm}$$

Table 24.2.2—Maximum permissible calculated deflections

Member	Condition	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs	Not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections. Immediate deflection due to L .	Immediate deflection due to maximum of L , X , and R .	$L/180^*$
Floors		(39)	
Roofs or floors	Supporting or attached to nonstructural elements.	Likely to be damaged by large deflections. Not likely to be damaged by large deflections.	The part of the total deflection resulting after the attachment of nonstructural elements, which is the sum of the time-dependent deflection due to self-weight loads and the immediate deflection due to any additional live load† $L/240^*$

(ACI, 2019)

$$Chequeo_{deflexiones} := \text{if}(Deflexión_{viga} < Deflexión_{permisible}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$



LONGITUD DE DESARROLLO (Varillas de refuerzo longitudinal)

Longitud de desarrollo con gancho a 90 grados

$$\psi_c := 1 \quad \psi_r := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_l := 1 \quad \psi_s := 0.8$$

$$l_{e1} := \frac{F_{U,SR} \cdot \psi_c \cdot \psi_e \cdot \psi_r}{psi} \cdot in = 0.482 \text{ m}$$

$$50 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}}$$

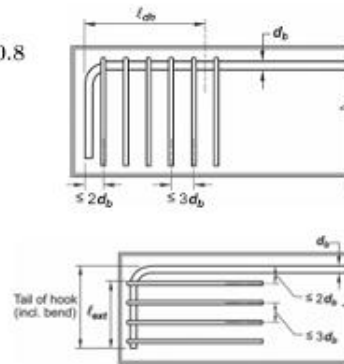
$$l_{e2} := 8 \cdot D (\text{Barra}_{long}) = 0.127 \text{ m}$$

$$l_{e3} := 6 \text{ in} = 0.152 \text{ m}$$

$$l_{dh} := \max(l_{e1}, l_{e2}, l_{e3}) = 48.193 \text{ cm}$$

$$l_{ext} := 12 \cdot D (\text{Barra}_{long}) = 19.05 \text{ cm}$$

$$l_{total, long} := l_{dh} + l_{ext} = 67.243 \text{ cm}$$



Nota. Elaboración propia.

Figura 153. Resultados de tercera iteración.

13. RESUMEN

$$DC_{compresión} = 0.000 \quad NA$$

$$DC_{tensión} = 0.000 \quad NA$$

$$DC_{Flexión.x_pos} = 65.159\%$$

$$DC_{Flexión.x_neg} = 82.104\%$$

$$DC_{corte} = 96.437\%$$

$$DC_{comb} = 73.894\% \quad NA$$

Sección Compuesta

Información en pulgadas:

$h = 19.685 \text{ in}$	Ancho de diseño	$R = 2 \text{ in}$	Recubrimiento
$b_v = 15.748 \text{ in}$	Peralte	$S_{s_sr} = 1.5 \text{ in}$	Separación entre acero de refuerzo y perfil W
$d_v = 16.56 \text{ in}$	Peralte efectivo		

$Viga = \text{"W10X45"}$	Perfil W
$Estribo = \text{"\#4 @ 6 in"}$	Estribos (Varilla @ Separación)
$Barras_{longitudinal} = \text{"3 \#5"}$	Acero a flexión positiva y negativa

Información en centímetros:

$h = 50 \text{ cm}$	Ancho de diseño	$R = 5.08 \text{ cm}$	Recubrimiento
$b_v = 40 \text{ cm}$	Peralte	$S_{s_sr} = 3.81 \text{ cm}$	Separación entre acero de refuerzo y perfil W
$d_v = 42.06 \text{ cm}$	Peralte efectivo		

$Viga = \text{"W10X45"}$	Perfil W
$Estribo_{cm} = \text{"No. 4 @ 15 cm"}$	Estribos (Varilla @ Separación)
$Barras_{longitudinal} = \text{"3 \#5"}$	Acero a flexión positiva y negativa

Nota: Se seleccionó este perfil debido a requisitos de ductilidad. El siguiente perfil que cumplía este criterio era W10x30, sin embargo, no era apto para las solicitaciones de carga.

Nota. Elaboración propia.

Tal como se puede observar en los resultados de la iteración 2 y 3, se usa la misma sección, lo único que cambia son los factores de demanda/capacidad. El uso de la misma sección es debido a que no se puede optimizar más por cuestiones de ductilidad alta del perfil. Además, está la limitación de la geometría, pues al usar un perfil más pequeño, las vigas principales quedarían más pequeñas que las vigas secundarias.

Con el fin de comparar el desempeño de las vigas compuestas con el de las vigas de concreto, se elaboró una memoria de cálculo donde se chequean y analiza la capacidad de las vigas de concreto reforzado. También se propondrá un acero, ya que la información proporcionada no incluía el acero de refuerzo de las vigas principales de 90cm x 60cm.

Figura 154. Diseño de vigas de concreto reforzado – Base de datos de barras de acero.

DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

Trabajo de Graduación presentado por Laura Daniela Monroy Gramajo

Viga rectangular doblemente reforzada

Funciones para encontrar las dimensiones de las barras de acero:

Tabla A.2 Designaciones, áreas, perímetros y pesos de varillas estándar			
Unidades usuales en EUA			
Varilla num.	Díametro (plg)	Área de sección transversal (plg ²)	Peso unitario (lb/pie)
3	0.375	0.11	0.376
4	0.500	0.20	0.668
5	0.625	0.31	1.043
6	0.750	0.44	1.502
7	0.875	0.60	2.044
8	1.000	0.79	2.670
9	1.128	1.00	3.400
10	1.270	1.27	4.303
11	1.410	1.56	5.313
14	1.693	2.25	7.650
18	2.257	4.00	13.600

Varilla num.	Díametro (in)	Área de sección transversal (in ²)	Peso unitario (lb/ft)
3	0.375	0.11045	0.376
4	0.5	0.19635	0.668
5	0.625	0.3068	1.043
6	0.75	0.44179	1.502

FUNCIONES ESPECÍFICAS PARA LAS PROPIEDADES:

$D(\text{barra}) := D_{\text{match}(\text{barra}, \text{No.Barra})} \cdot \text{in}$ Función para el cálculo del diámetro de la barra.

$\text{Area}_{st}(\text{barra}) := \text{Area}_{st, \text{match}(\text{barra}, \text{No.Barra})} \cdot \text{in}^2$ Función para el cálculo del área de la barra.

$\gamma_{\text{acero}}(\text{barra}) := \gamma_{\text{acero}, \text{match}(\text{barra}, \text{No.Barra})} \cdot \frac{\text{lb}}{\text{in}}$ Función para el cálculo del peso unitario.

Materiales y Momento Último

Acero

$f_y := 60 \text{ ksi}$ Esfuerzo de fluencia del acero $E := 29000 \text{ ksi}$ Módulo E

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E} = 0.00207$

$\text{Barra} := 7$ No. de varillas a utilizar

$\text{Estribos} := 3$ No. de varillas a utilizar a cortante

$\text{Reforzo_transversal} := \text{"Estribo"}$ Estribo/Espiral

Nota. Elaboración propia.

Figura 155. Diseño de vigas de concreto reforzado – Materiales.

Concreto

$f'_c := 4 \text{ ksi}$ Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$ Peso del concreto

$\beta_1 := \text{if} \left(f'_c > 4 \text{ ksi}, 0.85 - \left(\frac{f'_c}{\text{ksi}} - 4 \right) \cdot 0.05, 0.85 \right) = 0.85$

$R := 2 \text{ in}$ Recubrimiento

$\lambda := 1$ Gamma para peso normal

Sistema

$L := 8.1 \text{ m}$

Cargas

$M_{u,\text{positivo}} := 637.515 \text{ kip}\cdot\text{ft}$ $M_{u,\text{negativo}} := 639.847 \text{ kip}\cdot\text{ft}$ $V_u := 172.61 \text{ kip}$

Dimensiones de la viga

Cuántia de acero para fluencia

$f_y = 40 \text{ ksi}$	$\rho = 0.0181$
$f_y = 30 \text{ ksi}$	
$f_y = 20 \text{ ksi}$	

$\rho = 0.0181$

Nota. Elaboración propia.

Figura 156. Diseño de vigas de concreto reforzado – Dimensiones de la viga.

Dimensiones de la viga

$$M_{un} = \frac{M_{c, exigida}}{\text{kip} \cdot \text{in}} = 7.678 \text{ kft} \cdot 0.9 \quad f_{yu} = \frac{f_y}{\text{ksi}} = 60 \quad f'_{cu} = \frac{f'_c}{\text{ksi}} = 4$$

$$\text{Matriz} = M_{un} = \phi \cdot (\rho \cdot (2 \cdot b^2)) \cdot f_{yu} \cdot \left(2b - \frac{(\rho \cdot (2 \cdot b^2)) \cdot f_{yu}}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_{cu} \cdot b} \right) \xrightarrow{\text{solve, b}} \begin{bmatrix} 13.270824673978409264 \\ -6.635412336989204632 + 11.492871296834643245i \\ -6.635412336989204632 - 11.492871296834643245i \end{bmatrix}$$

$b := \text{ceil}(\| \text{Matriz} \|) \text{ in} = 14 \text{ in}$

$b = 14 \text{ in}$ Ancho mínimo teórico.

$d := 2 \cdot b = 28 \text{ in}$ Peralte efectivo mínimo teórico.

$h := d + R + D(\text{Barra}) = 30.875 \text{ in}$

Chequeo de h mínimo

Apoyo := "Both ends continuos" Simply supported/One end continuos/Both ends continuos/Cantilever

$$h_{min} := \begin{cases} \text{if } \text{Apoyo} = \text{"Simply supported"} & \frac{L}{16} \\ \text{if } \text{Apoyo} = \text{"One end continuos"} & \frac{L}{18.5} \\ \text{if } \text{Apoyo} = \text{"Both ends continuos"} & \frac{L}{21} \\ \text{if } \text{Apoyo} = \text{"Cantilever"} & \frac{L}{8} \end{cases} = 15.186 \text{ in}$$

$\hat{b} := \text{if} \left(h > h_{min}, b, \text{ceil} \left(\frac{\text{ceil} \left(\frac{h_{min}}{\text{in}} \right)}{2} \right) \right) \text{ in} = 14 \text{ in}$ Aumento de espesor aumentando "b"

$\hat{b} = 0.6 \text{ m} = 23.622 \text{ in}$ Ancho $\hat{h} = 0.9 \text{ m} = 35.433 \text{ in}$ Peralte

$\hat{d} := h - R - \frac{1}{2} \cdot D(\text{Barra}) - D(\text{Estribos}) = 32.621 \text{ in}$ Peralte efectivo

Chequeo deflexiones := if (h > h_min, "O.K.", "Revisar deflexiones o aumentar espesor") = "O.K."

Nota. Elaboración propia.

Figura 157. Diseño de vigas de concreto reforzado – Diseño a cortante.

Diseño a cortante

VERIFICACIÓN DE CORTANTE

$\phi_c := 0.75$ $V_c := 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot b \cdot d = 97.47 \text{ kip}$

$Requerimiento_{estribos} := \text{if} \left(V_u > \frac{1}{2} \cdot \phi_c \cdot V_c, \text{"Se requieren estribos"}, \text{"En teoría, no se requieren estribos"} \right) = \text{"Se requieren estribos"}$

A pesar de que no se requieren estribos teóricamente, siempre se coloca aunque sea el mínimo de acero por cortante por fines constructivos.

SEPARACIÓN TEÓRICA DE ESTRIBOS

$V_s := \frac{V_u - \phi_c \cdot V_c}{\phi_c} = 132.677 \text{ kip}$ $Estribos = 3$ No. de varilla
 $A_v := 2 \cdot \text{Área}_{st}(Estribos) = 0.221 \text{ in}^2$

$S_{teórica} := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 3.259 \text{ in}$

SEPARACIÓN MÁXIMA

Separación máxima para área mínima

$S_{max1} := \frac{A_v \cdot f_y}{0.75 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot b} = 11.828 \text{ in}$ $S_{max2} := \frac{A_v \cdot f_y}{50 \cdot b} = 11.221 \text{ in}$

Separación máxima del código

$V := 4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot b \cdot d = 194.939 \text{ kip}$

V, kip	Maximum s, in.	
	Nonprestressed beam	Prestressed beam
$\leq 4\sqrt{f'_c}$	Less of d/2 24	16d
$> 4\sqrt{f'_c}$	Less of d/4 12	16d

$S_{max.código} := \text{if} \left(V_s \leq V, \min \left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in} \right), \min \left(\frac{d}{4}, 12 \text{ in} \right) \right) = 16.31 \text{ in}$

Nota. Elaboración propia.

Figura 158. Diseño de vigas de concreto reforzado – Separación de estribos.

Separación de estribos

$$S_{max} := \min(S_{teórica}, S_{max1}, S_{max2}, S_{max.código}) = 3.259 \text{ in}$$

$$S_{estribos} := \text{floor} \left(\min \left(\frac{S_{teórica}}{\text{in}}, \frac{S_{max}}{\text{in}}, \frac{S_{max.código}}{\text{in}} \right) \right) \text{ in} = 3 \text{ in}$$

$$\text{Chequeo}_{sep.estribos} := \text{if}(S_{estribos} < S_{max}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

REQUITOS DEL CÓDIGO

$$V_{max} := 8 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{psi}}} \cdot \text{psi} \cdot b \cdot d = 389.878 \text{ kip}$$

$$\text{Chequeo}_{corte.max} := \text{if}(V_s > V_{max}, \text{"N.C."}, \text{"O.K."}) = \text{"O.K."}$$

RESULTADOS

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S_{estribos}} = 144.113 \text{ kip} \quad V_u = 172.61 \text{ kip}$$

$$\phi_c \cdot (V_c + V_s) = 181.187 \text{ kip} \quad \phi_c \cdot (V_c + V_s) = 82185.101 \text{ kgf}$$

$$DC_{Corte} := \frac{V_u}{\phi_c \cdot (V_c + V_s)} = 95.266\%$$

$$\text{Estribo} := \text{concat} \left(\text{"\#"}, \text{num2str}(S_{estribos}), \text{"@"}, \text{num2str} \left(\frac{S_{estribos}}{\text{in}} \right), \text{" in"} \right) = \text{"\#3@3 in"}$$

Longitud de desarrollo para gancho de estribos

$$l_{ext1} := \max(6 \cdot D(\text{Estribos}), 3 \text{ in}) \quad l_{ext2} := 12 \cdot D(\text{Estribos})$$

$$l_{ext} := \text{if}(S_{estribos} > 5, l_{ext1}, l_{ext2}) = 0.114 \text{ m}$$

Diseño a flexión positiva

Área de acero teórica

$$M_{un} := \frac{M_{u,positivo}}{\text{kip} \cdot \text{in}} = 7.65 \cdot 10^3 \quad \phi := 0.9 \quad f_{ys} := \frac{f_y}{\text{ksi}} = 60 \quad f_{cs} := \frac{f_c}{\text{ksi}} = 4 \quad b_n := \frac{b}{\text{in}} = 23.622 \quad d_n := \frac{d}{\text{in}} = 32.621$$

$$\text{Matriz} := M_{un} = \phi \cdot (A_s) \cdot f_{ys} \cdot \left(d_n - \frac{(A_s) \cdot f_{ys}}{2 \cdot 0.85 \cdot f_{cs} \cdot b_n} \right) \text{ solve } A_s \left[\begin{matrix} 4.5835306789942571935 \\ 82.747131482330089112 \end{matrix} \right] / \text{ft}$$

Nota. Elaboración propia.

Figura 159. Diseño de vigas de concreto reforzado – Flexión positiva.

$A_s := \min(\|Matriz^0\|, \|Matriz^1\|) \text{ in}^2 = 4.584 \text{ in}^2 \text{ /ft}$

Cuántía de acero mínima

ρ_{min}	=	ρ_{min}	=	0.0033
		if	$f_c = 2.5 \text{ ksi}$	
			0.0018	
		if	$f_c = 4.5 \text{ ksi}$	
			0.0022	
		if	$f_c = 5.5 \text{ ksi}$	
			0.0023	
		if	$f_c = 6.5 \text{ ksi}$	
			0.0024	
		if	$f_c = 7.5 \text{ ksi}$	
			0.0025	
		if	$f_c = 8.5 \text{ ksi}$	
			0.0026	
		if	$f_c = 9.5 \text{ ksi}$	
			0.0027	
		if	$f_c = 10.5 \text{ ksi}$	
			0.0028	
		if	$f_c = 11.5 \text{ ksi}$	
			0.0029	
		if	$f_c = 12.5 \text{ ksi}$	
			0.003	
		if	$f_c = 13.5 \text{ ksi}$	
			0.0031	
		if	$f_c = 14.5 \text{ ksi}$	
			0.0032	
		if	$f_c = 15.5 \text{ ksi}$	
			0.0033	

$\rho_{min} = 0.0033$

$A_{s_min} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 2.543 \text{ in}^2$

Acero a flexión

$A_s := \text{if}(A_s > A_{s_min}, A_s, A_{s_min}) = 4.584 \text{ in}^2$

$A_s = 4.58353 \text{ in}^2$

		#3	#4	#5
		2		6.75
Asteórico	4.58353068	3		8.25
b viga	23.6220472	4		9.75
				6.88
				8.50
				10.13

Valor más cercano recomendado de Tabla A.4 de McCormac:

$A_{s_real} = 4.86 \text{ in}^2$

Varillas = "11 #6"

$b_{min} = 22.75 \text{ in}$

Nota. Elaboración propia.

Figura 160. Diseño de vigas de concreto reforzado – Momento nominal positivo.

También se presentan otras opciones a continuación:

$Matriz_varillas =$	$=$	$\begin{bmatrix} V\#3 \\ V\#4 \\ V\#5 \\ V\#6 \\ V\#7 \\ V\#8 \\ V\#9 \\ V\#10 \\ V\#11 \\ V\#14 \\ V\#18 \end{bmatrix}$	$=$	in^2	$=$	in^2	$=$	$\begin{bmatrix} V3 \\ V4 \\ V5 \\ V6 \\ V7 \\ V8 \\ V9 \\ V10 \\ V11 \\ V14 \\ V18 \end{bmatrix}$	$=$	$\begin{bmatrix} \text{"N/A"} \\ \text{"N/A"} \\ \text{"15 \#5"} \\ \text{"10 \#6"} \\ \text{"8 \#7"} \\ \text{"6 \#8"} \\ \text{"5 \#9"} \\ \text{"4 \#10"} \\ \text{"3 \#11"} \\ \text{"2 \#14"} \\ \text{"2 \#18"} \end{bmatrix}$	$=$	$\begin{bmatrix} b3 \\ b4 \\ b5 \\ b6 \\ b7 \\ b8 \\ b9 \\ b10 \\ b11 \\ b14 \\ b18 \end{bmatrix}$	$=$	$\begin{bmatrix} 0 \\ \text{"N/A"} \\ 28.003 \\ 21 \\ 18.378 \\ 15.25 \\ 14.273 \\ 12.87 \\ 10.89 \\ 8.83 \\ 10.52 \end{bmatrix}$
----------------------	-----	--	-----	--------	-----	--------	-----	--	-----	--	-----	--	-----	---

Si se desea cambiar el acero cambiar estos valores:

$A_{s_real} := 4.81 \text{ in}^2$
 $Varillas := \text{"8 \#7"}$
 $b_{min} := 18.378 \text{ in}$

Chequeo $_{Acero.mín.flección.pos} := \text{if}(A_{s_real} > A_{s_mín}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$

Chequeo $_{b.mín.flección.pos} := \text{if}(b_{min} < b, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$

Momento Nominal

$a := \frac{A_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 3.593 \text{ in}$ $c := \frac{a}{\beta_1} = 4.227 \text{ in}$

$\epsilon_t := \frac{0.003 \cdot d}{c} - 0.003 = 0.02121$

Chequeo $_{deformació.acero.pos} := \text{if}(\epsilon_t < 0.005, \text{"N.C."}, \text{"O.K."}) = \text{"O.K."}$

$\phi_n := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \epsilon_t \leq 0.005 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } Refuerzo_transversal = \text{"Espiral"} \\ \left\| \begin{array}{l} 0.75 + 0.15 \cdot \frac{\epsilon_t - \epsilon_y}{0.005 - \epsilon_y} \\ \text{else} \\ 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\epsilon_t - \epsilon_y}{0.005 - \epsilon_y} \end{array} \right\| \\ \text{if } \epsilon_t > 0.005 \\ \left\| 0.9 \right\| \end{array} \right\| \right\| = 0.9$

$M_n = \left(A_{s_real} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 777.39 \text{ kip} \cdot \text{ft}$ $M_{u,positivo} = 637.515 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

$\phi_n \cdot M_n = 96730.175 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Nota. Elaboración propia.

Figura 161. Diseño de vigas de concreto reforzado – Flexión negativa.

Diseño a flexión negativa

Área de acero teórica

$M_{un} = \frac{M_{s, negativo}}{kip \cdot in} = 7.678 \cdot 10^3 \text{ @} = 0.9$
 $f_y = \frac{f_y}{ksi} = 60$
 $f_{cr} = \frac{f_c}{ksi} = 4$
 $b_w = \frac{b}{in} = 23.622$
 $d_w = \frac{d}{in} = 34.121$

$Matriz := M_{un} \cdot \phi \cdot (A'_s) \cdot f_y \cdot \left(d_w - \frac{(A'_s) \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f_{cr} \cdot b_w} \right) \xrightarrow{\text{solve, } A'_s} \begin{bmatrix} 4.3769548858700004058 \\ 86.96945530695039029 \end{bmatrix} \quad /ft$

$A'_s := \min \left(\left\| Matriz^0 \right\|, \left\| Matriz^1 \right\| \right) \text{ in}^2 = 4.377 \text{ in}^2 /ft$

Cuántía de acero mínima

ρ_{min}	$f_y = 60 \text{ ksi}$	$= 0.0033$
	$f_y = 31 \text{ ksi}$	0.005
	$f_y = 24 \text{ ksi}$	0.006
	$f_y = 18 \text{ ksi}$	0.008
	$f_y = 14 \text{ ksi}$	0.011
	$f_y = 11 \text{ ksi}$	0.015
	$f_y = 8 \text{ ksi}$	0.021
	$f_y = 6 \text{ ksi}$	0.028
	$f_y = 4 \text{ ksi}$	0.038
	$f_y = 3 \text{ ksi}$	0.051
	$f_y = 2 \text{ ksi}$	0.075
	$f_y = 1 \text{ ksi}$	0.15
	$f_y = 0.5 \text{ ksi}$	0.3
	$f_y = 0.2 \text{ ksi}$	0.75
	$f_y = 0.1 \text{ ksi}$	1.5

$\rho_{min} = 0.0033$

$A'_{s, min} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 2.66 \text{ in}^2$

Acero a flexión

$A'_s := \text{if} (A'_s > A'_{s, min}, A'_s, A'_{s, min}) = 4.377 \text{ in}^2$

$A'_s = 4.37695 \text{ in}^2$

Nota. Elaboración propia.

Figura 162. Diseño de vigas de concreto reforzado – Momento nominal negativo.

b viga	23.6220472		4	9.75	10.13
			5	11.25	11.75
			6	12.75	13.38
			7	14.25	15.00

Valor más cercano recomendado de Tabla A.4 de McCormac:

$A'_{s_real} = 4.42 \text{ in}^2$ $Varillas' = "10 \#6"$ $b'_{min} = 21 \text{ in}$

También se presentan otras opciones a continuación:

$Matriz_varillas =$	V#3	$1 \cdot 10^3$	in^2	V3	"N/A"	b3	0
	V#4	$1 \cdot 10^3$		V4	"N/A"	b4	"N/A"
	V#5	4.6		V5	"15 #5"	b5	28.003
	V#6	4.42		V6	"10 #6"	b6	21
	V#7	4.81		V7	"8 #7"	b7	18.378
	V#8	4.71		V8	"6 #8"	b8	15.25
	V#9	5		V9	"5 #9"	b9	14.273
	V#10	5.08		V10	"4 #10"	b10	12.87
	V#11	4.68		V11	"3 #11"	b11	10.89
	V#14	4.5		V14	"2 #14"	b14	8.83
V#18	8	V18	"2 #18"	b18	10.52		

Si se desea cambiar el acero cambiar estos valores:

$A'_{s_real} := 4.81 \text{ in}^2$ $Varillas' := "8 \#7"$ $b'_{min} := 18.378 \text{ in}$

$Chequeo_{Acero.mín.flexión.neg} := \text{if}(A'_{s_real} > A'_{s_min}, "O.K.", "N.C.") = "O.K."$

$Chequeo_{b.mín.flexión.neg} := \text{if}(b'_{min} < b, "O.K.", "N.C.") = "O.K."$

Momento Nominal

$a' := \frac{A'_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 3.593 \text{ in}$ $c' := \frac{a'}{\beta_1} = 4.227 \text{ in}$

$\epsilon'_t := \frac{0.003 \cdot (d - 1 \text{ in})}{c'} - 0.003 = 0.0205$ Se restará 1 in por las dos filas de acero

$Chequeo_{deformació.acero.neg} := \text{if}(\epsilon'_t < 0.005, "N.C.", "O.K.") = "O.K."$

Nota. Elaboración propia.

Figura 163. Diseño de vigas de concreto reforzado – Chequeo de deflexiones.

$$\phi'_n := \begin{cases} \text{if } \varepsilon'_t \leq 0.005 \\ \text{if } \text{Reforzo_transversal} = \text{"Espiral"} \\ 0.75 + 0.15 \cdot \frac{\varepsilon'_t - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \\ \text{else} \\ 0.65 + 0.25 \cdot \frac{\varepsilon'_t - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \\ \text{if } \varepsilon'_t > 0.005 \\ 0.9 \end{cases} = 0.9$$

$$M'_n := \left(A'_{s_real} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right) \right) = 777.39 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad M_{u,negativo} = 639.847 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi'_n \cdot M'_n = 96730.175 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Chequeo deflexiones

$$Deflexión_{permissible} := \frac{L}{480} = 1.688 \text{ cm}$$

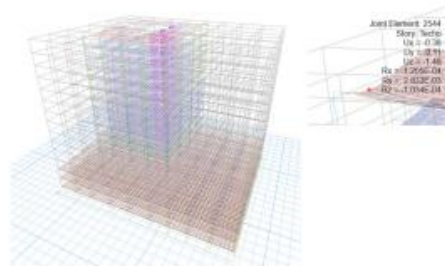
$$Deflexión_{viga} := 1.48 \text{ cm}$$

Table 24.2.2—Maximum permissible calculated deflections

Member	Condition	Deflections to be considered	Deflection limit
Flat roofs	Not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to maximum of L, N and E	l/180 ¹
Floors	Transverse deflection due to L	l/360	
Roof or Deck	Supporting or attached to nonstructural elements	Likely to be damaged by large deflections Not likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements, which is the sum of the time-dependent deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load ² l/480 ¹ l/240 ²

(ACI, 2019)

$$Chequeo_{deflexiones} := \text{if } (Deflexión_{viga} < Deflexión_{permissible}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$



Nota. Elaboración propia.

Figura 164. Diseño de vigas de concreto reforzado – Longitud de desarrollo.

Longitud de desarrollo (Varillas de refuerzo longitudinal)

Longitud efectiva con gancho a 90 grados

$$\psi_c := 1 \quad \psi_r := 1 \quad \psi_c := 1 \quad \psi_t := 1 \quad \psi_s := 1$$

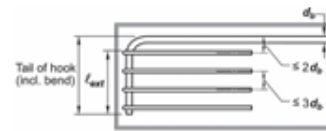
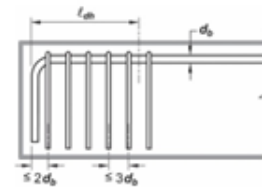
$$l_{dh1} := \frac{\frac{f_y}{psi} \cdot \psi_c \cdot \psi_r}{50 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f_c}{psi}}} \cdot in = 0.482 \text{ m} \quad l_{dh2} := 8 \cdot D(\text{Barra}) = 0.178 \text{ m}$$

$$l_{dh3} := 6 \text{ in} = 0.152 \text{ m}$$

$$l_{dh} := \max(l_{dh1}, l_{dh2}, l_{dh3}) = 0.482 \text{ m}$$

$$l_{ext} := 12 \cdot D(\text{Barra}) = 0.267 \text{ m}$$

$$l_{total, long} := l_{dh} + l_{ext} = 0.749 \text{ m}$$



Resultados

CHEQUEOS

*Chequeo*_{deflecciones} = "O.K."

Chequeo de deflexiones

*Chequeo*_{deformació.acero.pos} = "O.K."

Chequeo de deformación mínima de acero a flexión positiva

*Chequeo*_{Acero.mín.flexión.pos} = "O.K."

Chequeo de Acero mínimo (flexión positiva)

*Chequeo*_{b.mín.flexión.pos} = "O.K."

Chequeo de ancho mínimo en acero a flexión positiva

*Chequeo*_{deformació.acero.neg} = "O.K."

Chequeo de deformación mínima de acero a flexión negativa

*Chequeo*_{Acero.mín.flexión.neg} = "O.K."

Chequeo de Acero mínimo (flexión negativa)

*Chequeo*_{b.mín.flexión.neg} = "O.K."

Chequeo de ancho mínimo en acero a flexión negativa

*Requerimiento*_{estribos} = "Se requieren estribos"

Requerimiento de estribos

*Chequeo*_{sep.estribos} = "O.K."

Chequeo de separación máxima de estribos

*Chequeo*_{corte.max} = "O.K."

Chequeo de corte máximo

Nota. Elaboración propia.

Figura 165. Diseño de vigas de concreto reforzado – Resultado.

DEMANDA/CAPACIDAD DE FLEXIÓN

$$DC_{Flexión.positiva} := \frac{M_{u.positivo}}{\phi_n \cdot M_n} = 91.119\%$$

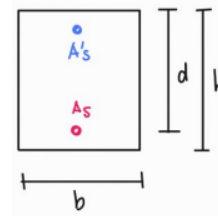
$$DC_{Flexión.negativa} := \frac{M_{u.negativo}}{\phi'_n \cdot M'_n} = 91.452\%$$

$$DC_{Corte} = 91.078\%$$

RESUMEN DE DIMENSIONES Y ACERO DE REFUERZO

Dimensiones

$b = 0.6 \text{ m}$ Ancho de diseño
 $h = 0.9 \text{ m}$ Peralte
 $d = 0.867 \text{ m}$ Peralte efectivo



Acero de Refuerzo

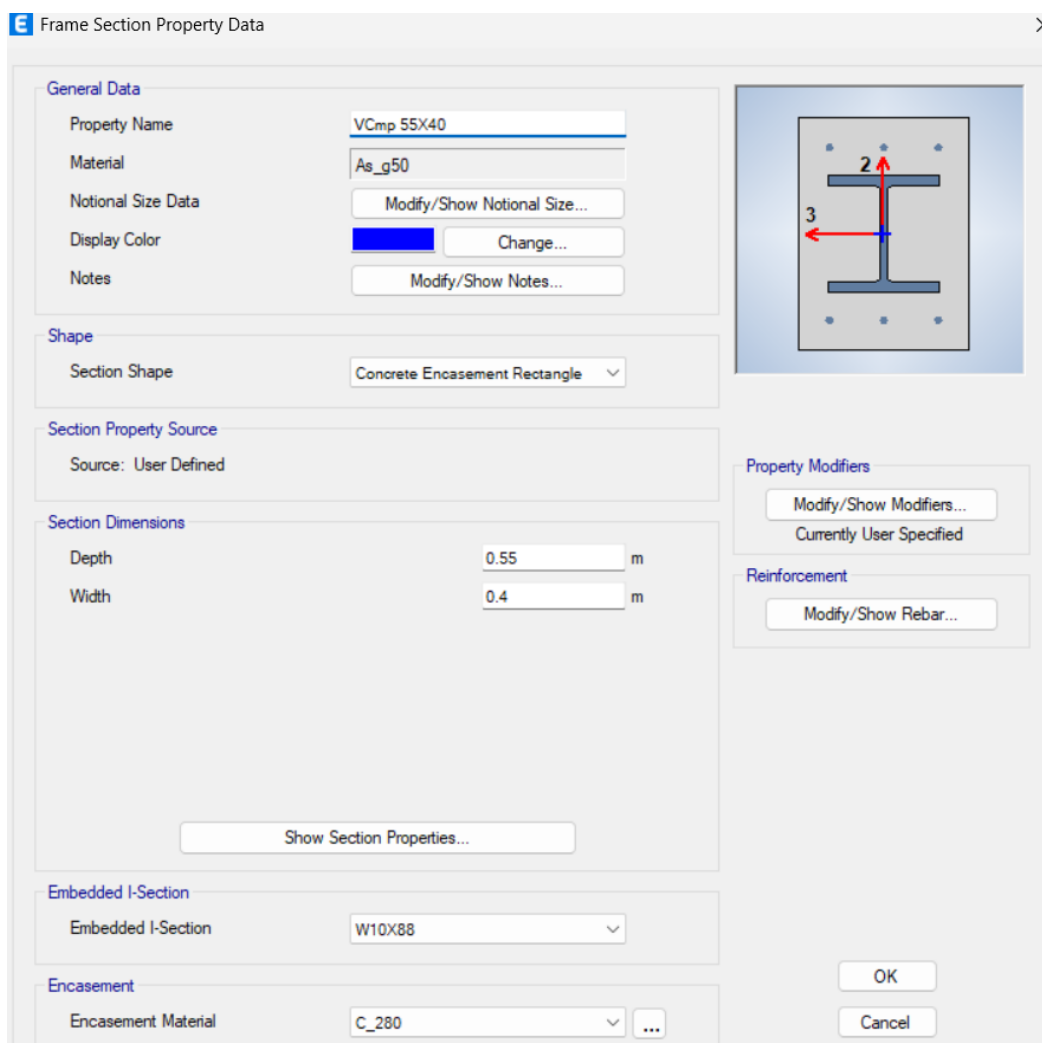
$A_{s_real} = 4.81 \text{ in}^2$ Varillas = "8 #7" Acero a flexión positiva
 $A'_{s_real} = 4.81 \text{ in}^2$ Varillas' = "8 #7" Acero a flexión negativa
 Estribo = "#3@3 in" Estribos (Varilla @ Separación)

Nota. Elaboración propia.

5.3.2 Modelado estructural con vigas compuestas

En esta fase se modelará la estructura aplicando las vigas compuestas previamente diseñadas. A estas se les asignará la resistencia de concreto y el perfil W correspondientes.

Figura 166. Viga compuesta de primera iteración.



Nota. Elaboración propia.

Figura 167. Sección compuesta de tercera iteración.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VComp 50x40

Material: As_g50

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Encasement Rectangle

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.5 m

Width: 0.4 m

Show Section Properties...

Embedded I-Section

Embedded I-Section: W10X45

Encasement

Encasement Material: C_280

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Nota. Elaboración propia.

Figura 168. Propiedades de sección compuesta.

Frame Section Properties

Property Name

Section Name: VComp 50x40

Base Material: As_g50

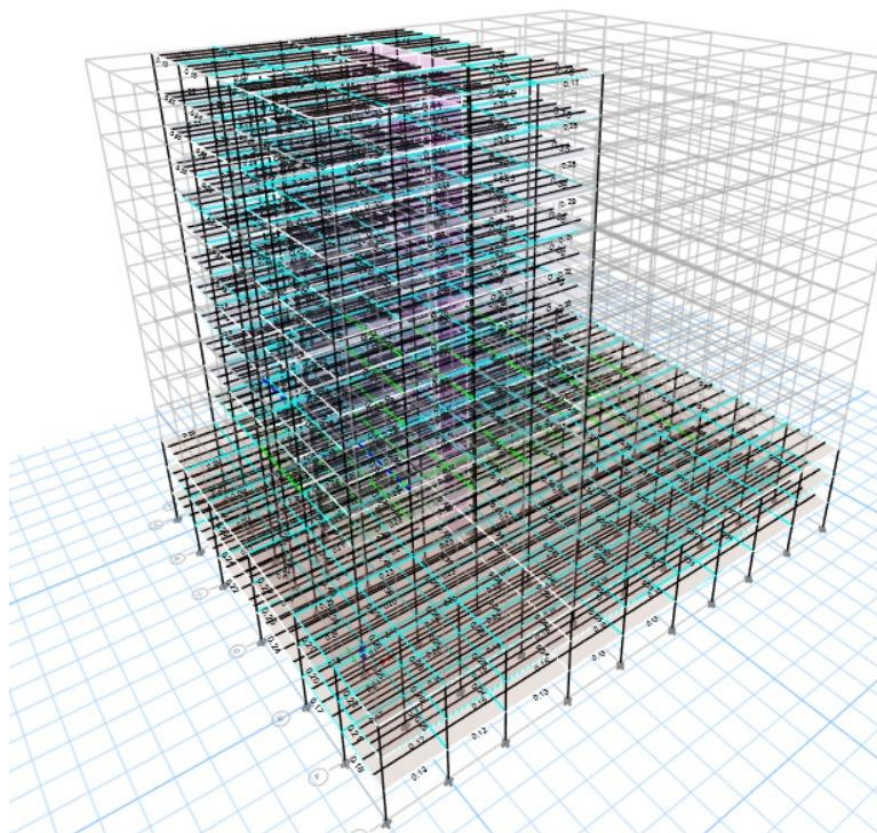
Properties

Item	Value
Area, m2	0.0314
AS2, m2	0.0228
AS3, m2	0.0277
I33, m4	0.0006
I22, m4	0.0003
I23, m4	0
S33Pos, m3	0.0024
S33Neg, m3	0.0024
S22Pos, m3	0.0017
S22Neg, m3	0.0017
R33, m	0.1369
R22, m	0.1037
Z33, m3	0.0038
Z22, m3	0.0027
J, m4	0.0007
CG Offset 3 Dir, m	0
CG Offset 2 Dir, m	0
PNA Offset 3 Dir, m	0
PNA Offset 2 Dir, m	0

OK Cancel

Nota. Elaboración propia.

Figura 169. Revisión de la sección compuesta en modelo.



Nota. Elaboración propia.

Finalmente, se elaboraron las siguientes tablas con el propósito de comparar las capacidades obtenidas mediante el programa ETABS con las calculadas manualmente en la memoria de diseño presentada anteriormente. Se puede observar el momento varía entre un 12.01% y 17.85%, lo que probablemente se debe a que la memoria de cálculo no refleja por completo la interacción entre estos dos materiales. Ahora bien, con los resultados se puede notar que Etabs está calculando la capacidad a corte de la sección compuesta tomando en cuenta únicamente el perfil de acero. Los porcentajes de error cuando se toma la capacidad a corte del perfil y refuerzo transversal varían entre un 28.65% y 39.75%. Por otro lado, cuando únicamente se toma la capacidad del perfil del acero de la memoria del cálculo y se compara con la de Etabs se observan porcentaje relativamente bajos que van de un 3.03% a un 4.22%.

Es probable que Etabs esté tomando solo la capacidad del perfil porque el código lo permite, es uno de los métodos descritos en el AISC 360. Además, es importante resaltar que el software de modelación solo contempla secciones compuestas embebidas para diseñarse

como columnas. En esta línea de razonamiento, tiene sentido que Etabs calcule la capacidad de la sección compuesta con criterios de columna. A pesar de esta limitación, es posible definir una sección compuesta embebida mediante la herramienta de columnas compuestas. Aunque el programa la reconoce como columna para efectos de diseño, el elemento puede asignarse en el modelo estructural con el comportamiento y las condiciones de una viga.

Tabla 9. Comparación de capacidades de la viga W10X88.

W10X88	Capacidad		% error
	Etabs	Memoria	
Momento (kgf-m)	86415.71	96793.259	12.01%
Corte (kgf)	66393.74	85414.322	28.65%
Corte solo perfil (kgf)	66393.74	64379.726	3.03%

Nota. Elaboración propia.

Tabla 10. Comparación de capacidades de la viga W10X45.

W10x45	Capacidad		% error
	Etabs	Memoria	
Momento (kgf-m)	46990.8	55376.956	17.85%
Corte (kgf)	35920.09	50199.449	39.75%
Corte solo perfil (kgf)	35920.09	37434.978	4.22%

Nota. Elaboración propia.

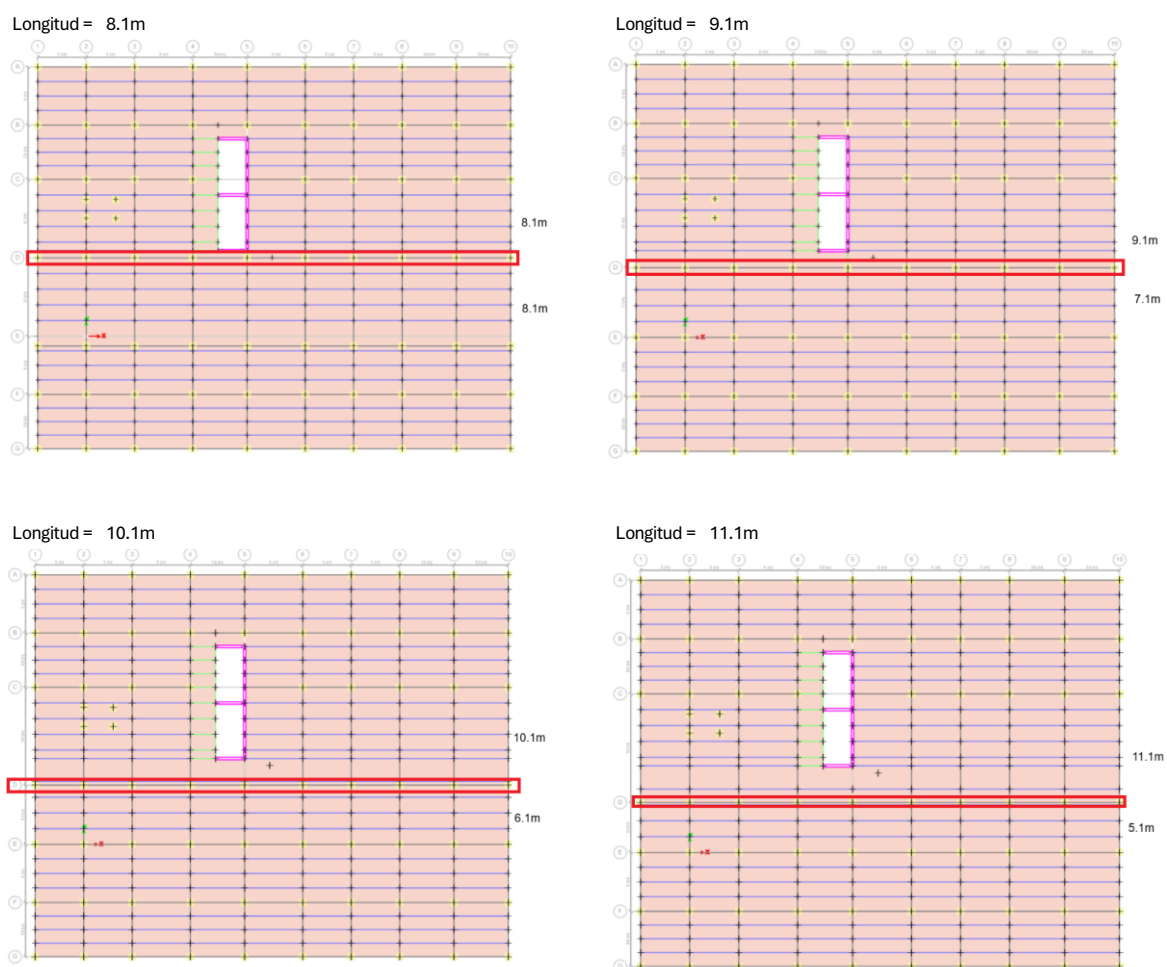
5.4 Análisis comparativo y discusión de resultados

5.4.1 Comparación del desempeño estructural

- Desempeño de vigas según longitud de luz

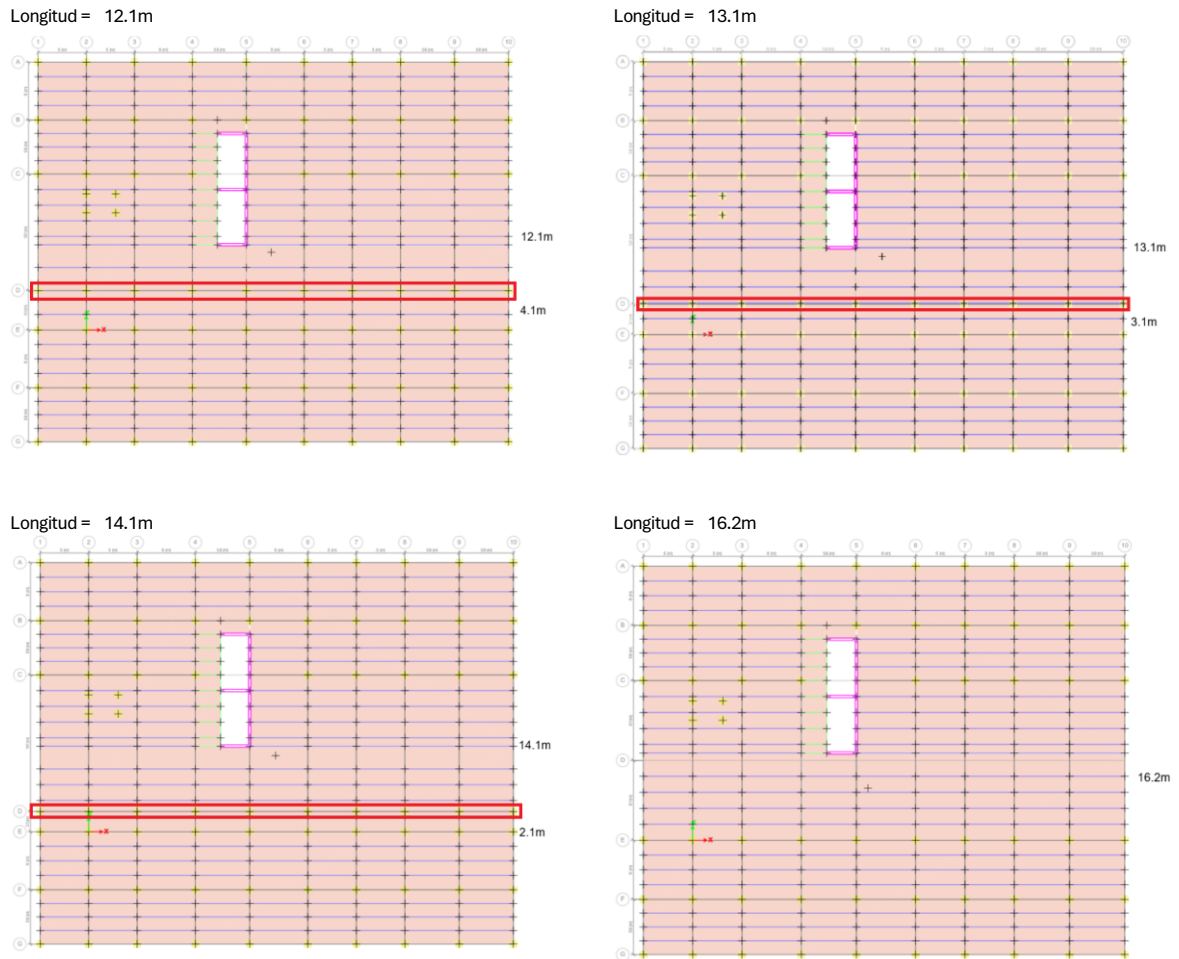
Se realizaron 8 iteraciones variando uno de los ejes de la estructura (eje D), de tal forma que la luz de la viga aumentaba. La última iteración es la que corresponde a la eliminación de dicho eje.

Figura 170. Iteraciones moviendo eje D.



Nota. Elaboración propia.

Figura 171. Iteraciones moviendo eje D (Cont.).



Nota. Elaboración propia.

A partir de los distintos Etabs, se extrajeron los siguientes esfuerzos para diseñar la viga de concreto y compuesta óptima.

Tabla 11. Esfuerzos de diseño para iteraciones.

L (m)	Esfuerzos de Diseño Vigas de concreto			Esfuerzos de Diseño Vigas Compuestas		
	Momento - (kgf-m)	Momento + (kgf-m)	Corte (kgf)	Momento - (kgf-m)	Momento + (kgf-m)	Corte (kgf)
8.1	-63759.72	62817.83	58086.18	-45466.77	36083.06	48410.9
9.1	-68547.69	56238	57862.45	-45023.58	34727.68	36939.88
10.1	-77730.83	54452.37	56404.23	-51159.01	33998.21	52753.29
11.1	-106068.33	63293.63	68165.25	-74492.78	42881.7	47457.4
12.1	-130139.31	70538.52	74736.93	-86970.47	43630.27	53238.88
13.1	-168136.5	110465.04	77776.89	-108925.58	56068.84	54400.51
14.1	-241234.79	153155.64	91856.29	-131871.23	64334.94	63839.08
16.2	-748551.78	365905.55	188539.36	-183807.74	104256.37	69909.63

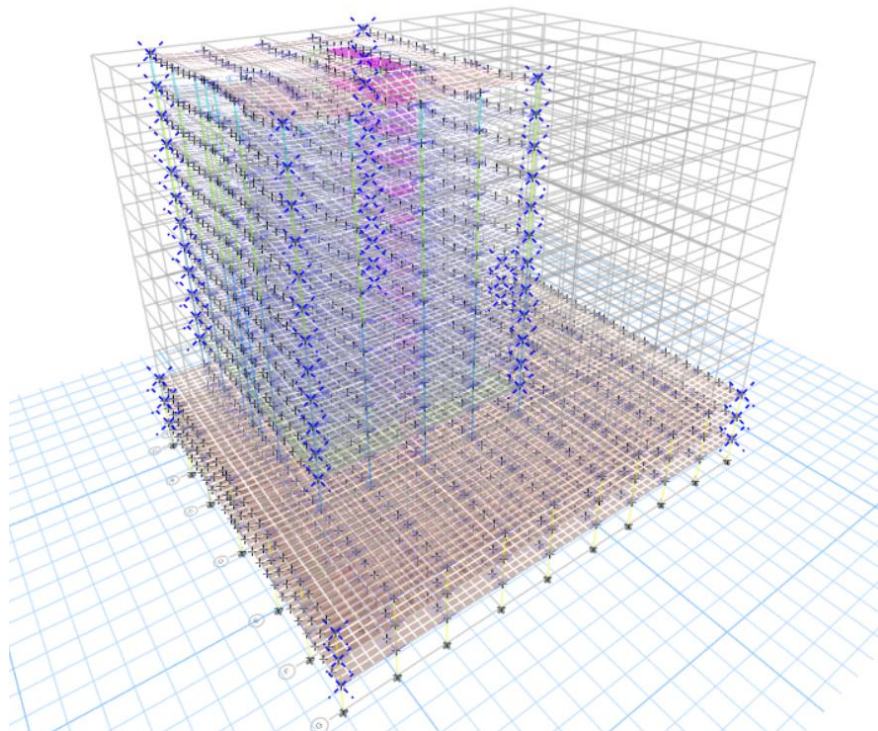
Nota. Elaboración propia.

Finalmente, a partir de las memorias de cálculo de vigas de concreto reforzado y vigas compuestas mostradas con anterioridad, se establecieron las dimensiones mínimas que cumplieran el requisito LRFD. El resultado se muestra en el apartado de Resultados.

- **Derivas**

Uno de los parámetros a revisar son las derivas, por lo cual se seleccionan los nodos de las esquinas de cada nivel.

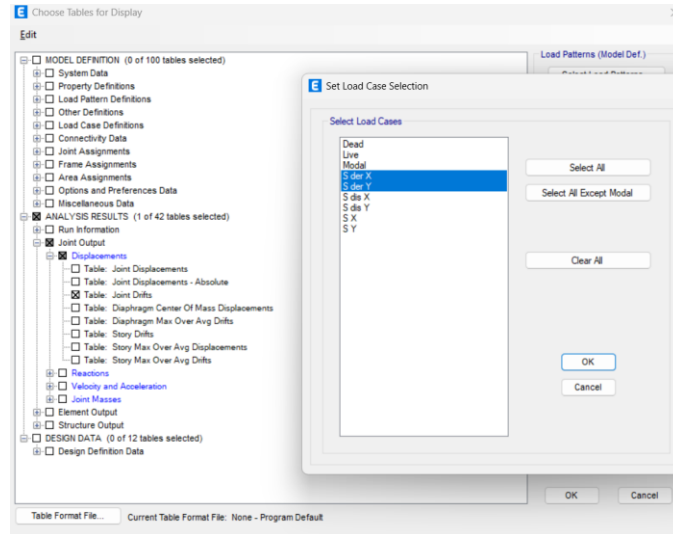
Figura 172. Selección de nodos de las esquinas.



Nota. Elaboración propia.

Luego se genera la tabla de Joint Drifts para los casos de carga de sismo de derivas en X y en Y.

Figura 173. Selección de los casos de carga para derivas.

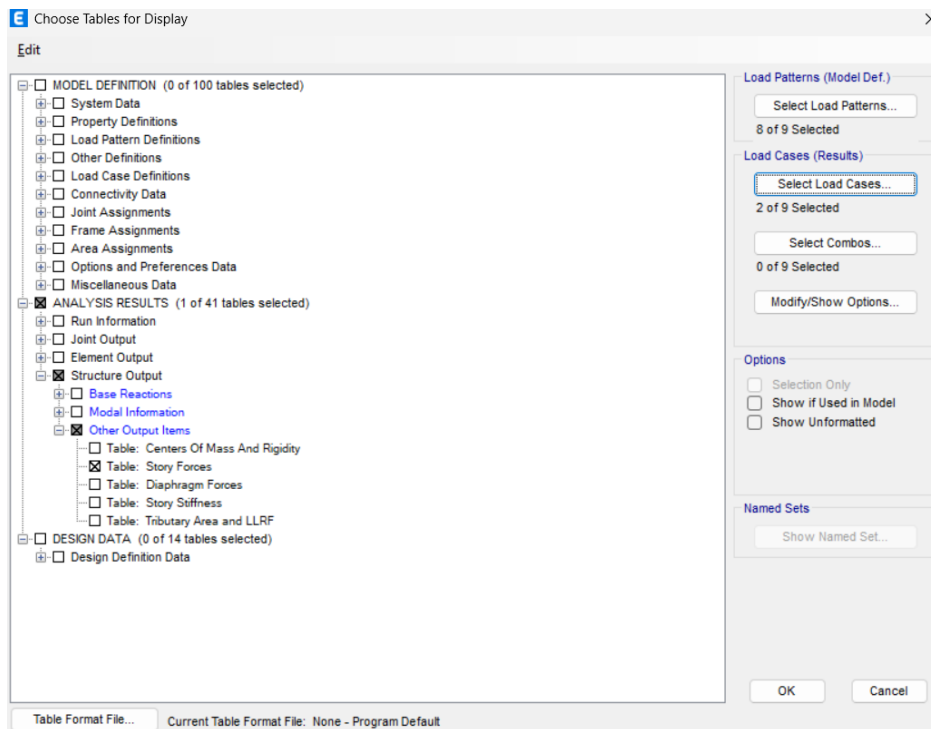


Nota. Elaboración propia.

- **Cortantes de piso**

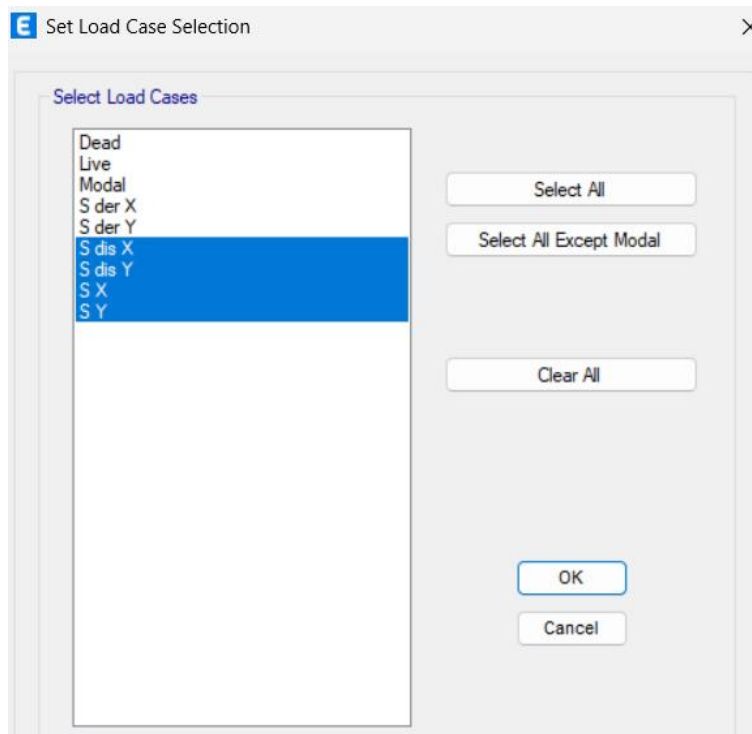
Esta propiedad se extrae de las tablas de resultados de Etabs. A continuación, se muestra el procedimiento para obtenerlas.

Figura 174. Procedimiento para obtener cortantes de piso “Tables for Display”



Nota. Elaboración propia.

Figura 175. Procedimiento para obtener cortantes de piso “Select Load Case”



Nota. Elaboración propia.

Figura 176. Procedimiento para obtener cortantes de piso “Story Forces”

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-m	MX kgf-m
▶	Techo	S dis X	LinRespSpec	Max	Top	0	114579.26	20056.41	1727715.21	5.54E-05
	Techo	S dis X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	114579.26	20056.41	1727715.21	60169.22
	11	S dis X	LinRespSpec	Max	Top	0	219096.72	33676.28	3309807.15	60169.22
	11	S dis X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	219096.72	33676.28	3309807.15	153818.21
	10	S dis X	LinRespSpec	Max	Top	0	289624.03	39152.8	4392180.25	153818.21
	10	S dis X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	289624.03	39152.8	4392180.25	260421.66
	9	S dis X	LinRespSpec	Max	Top	0	334617.08	40123.81	5105932.13	260421.66
	9	S dis X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	334617.08	40123.81	5105932.13	362786.77
	8	S dis X	LinRespSpec	Max	Top	0	365963.2	40347.4	5617527.49	362786.77
	8	S dis X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	365963.2	40347.4	5617527.49	452876.16
	7	S dis X	LinRespSpec	Max	Top	0	393484.28	39652.03	6048730.69	452876.16
	7	S dis X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	393484.28	39652.03	6048730.69	526318.39

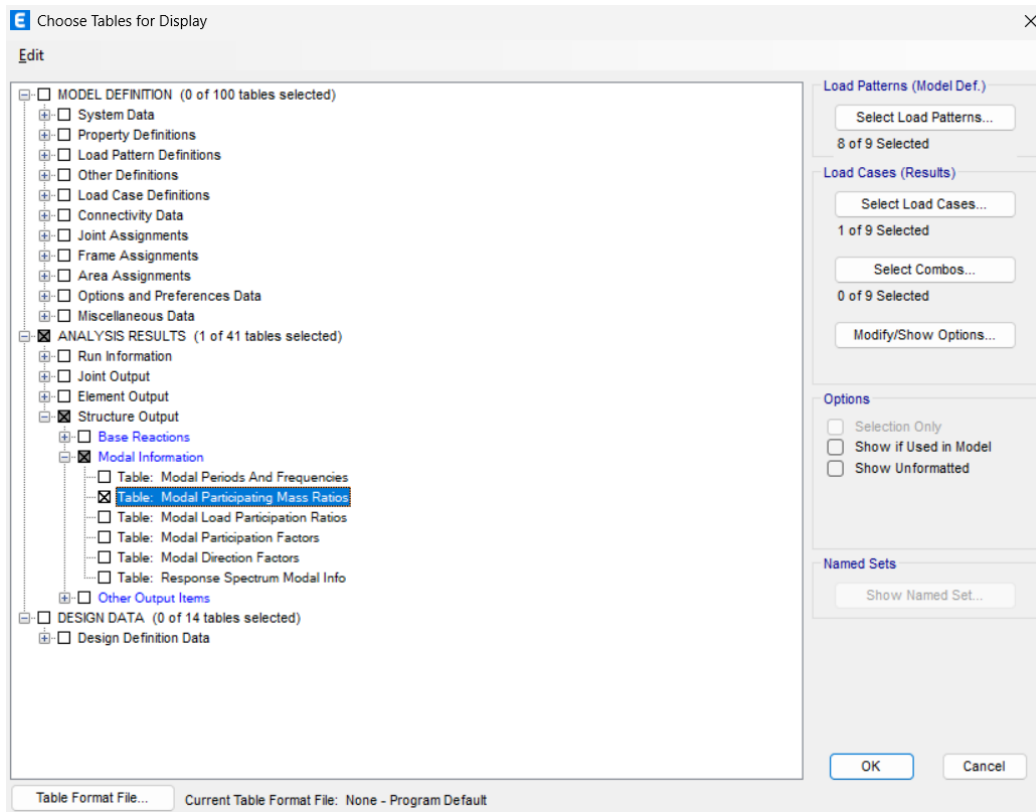
Record: << < 1 > >> of 120 Add Tables... Done

Nota. Elaboración propia.

- **Modos de vibración**

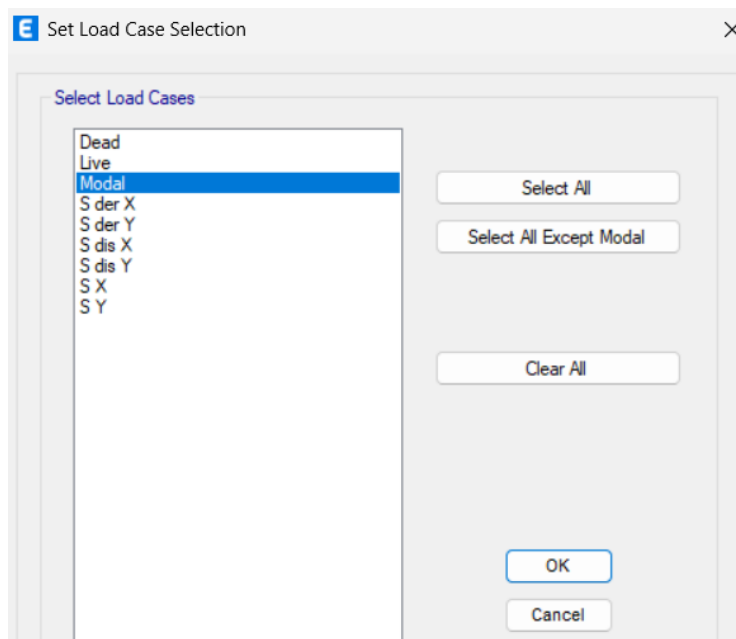
Esta propiedad se extrae de las tablas de resultados de Etabs. A continuación, se muestra el procedimiento para obtenerlas.

Figura 177. Procedimiento para obtener modos de vibración.



Nota. Elaboración propia.

Figura 178. Procedimiento para obtener modos de vibración (Cont.).

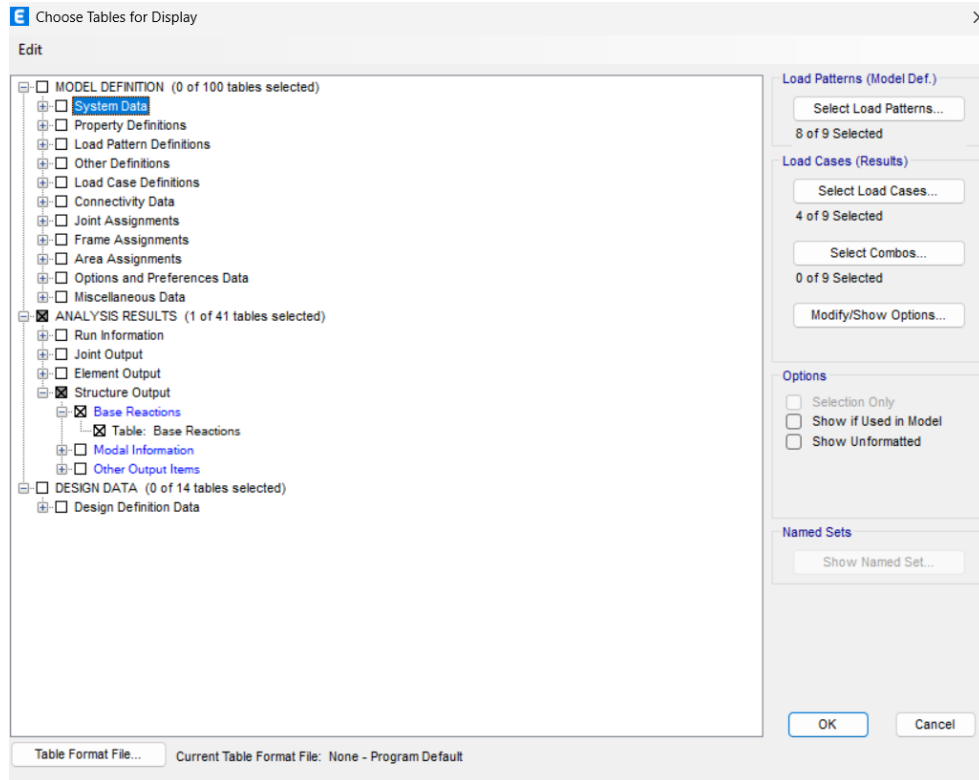


Nota. Elaboración propia.

- **Peso de la estructura**

Esta propiedad se extrae de las tablas de resultados de Etabs. A continuación, se muestra el procedimiento para obtenerlas.

Figura 179. Procedimiento para obtener peso de la estructura.



Nota. Elaboración propia.

Tabla 12. Base reactions con vigas de concreto.

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m	m	m	m
Dead	LinStatic		0	0	16064916	1.84E+08	-2.4E+08	0	0	0	0
Live	LinStatic		0	0	2976967	32963036	-4.5E+07	0	0	0	0
S X	LinRespSpec	Max	1055806	59283.08	0	810904	24269752	14733791	0	0	0
S Y	LinRespSpec	Max	59282.97	1213401	0.000101	28289868	816215.6	26058957	0	0	0

Nota. Elaboración propia.

Tabla 13. Peso de la estructura con vigas de concreto.

Peso en Z	
Wz	16064.92 ton
Cortante	
V1x	1055.81 ton
V1y	1213.40 ton

Nota. Elaboración propia.

Tabla 14. Base Reactions con vigas compuestas.

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m	m	m	m
Dead	LinStatic		0	0	12527203	1.43E+08	-1.9E+08	0.000275	0	0	0
Live	LinStatic		0	0	2976967	32963036	-4.5E+07	8.62E-05	0	0	0
S X	LinRespSpec	Max	715119.3	128708.7	0	563421.4	14718086	11488197	0	0	0
S Y	LinRespSpec	Max	101594.8	972067.1	0.00011	22264385	572500	19147935	0	0	0

Nota. Elaboración propia.

Tabla 15. Peso de la estructura con vigas compuestas.

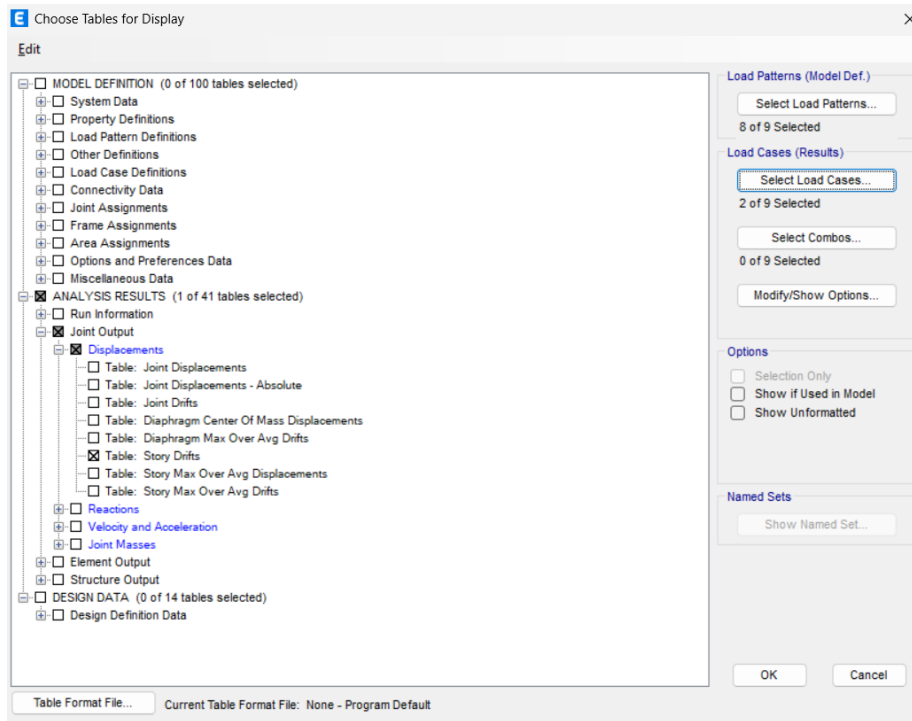
Peso en Z	
Wz	12527.20 ton
Cortante	
V1x	715.12 ton
V1y	972.07 ton

Nota. Elaboración propia.

- **Derivas de piso**

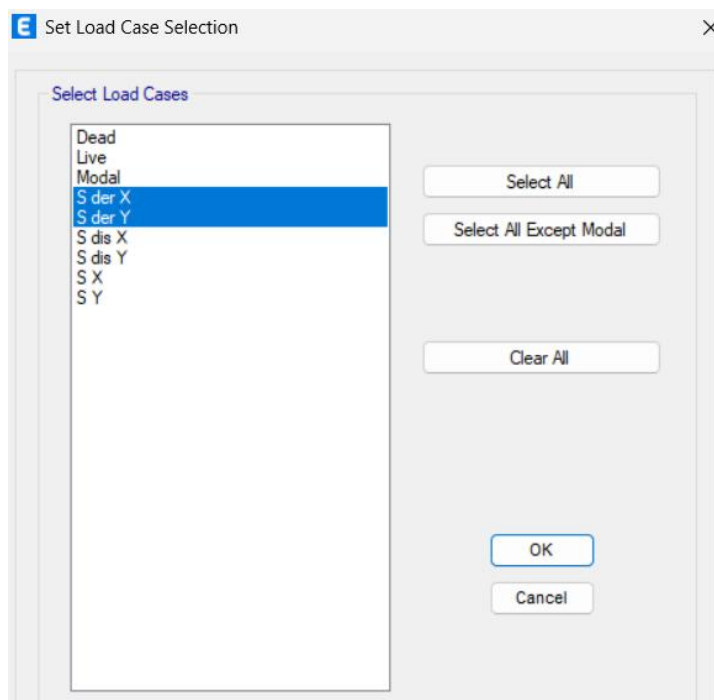
Esta propiedad se extrae de las tablas de resultados de Etabs. A continuación, se muestra el procedimiento para obtenerlas.

Figura 180. Procedimiento para obtener derivas de piso.



Nota. Elaboración propia.

Figura 181. Procedimiento para obtener derivas de piso (Cont.).



Nota. Elaboración propia.

- **Comparación de la capacidad de ambas secciones.**

En la siguiente tabla se muestran los resultados de la capacidad de ambas secciones y los factores de demanda / capacidad. Además, se muestran los esfuerzos con los que cada sección fue diseñada.

Tabla 16. Capacidad de las secciones.

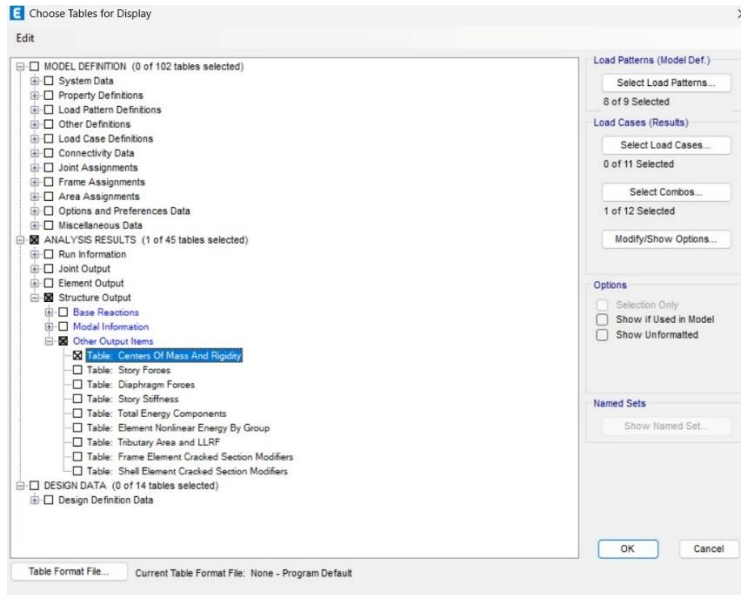
Esfuerzo	Concreto Reforzado			Compuestas		
	Esfuerzos de diseño	Capacidad	D/C	Esfuerzos de diseño	Capacidad	D/C
Flexión negativa (kgf-m)	88462.00	96730.175	91.45%	45466.77	55376.956	82.10%
Flexión positiva (kgf)	88139.63	96730.175	91.12%	36083.06	55376.956	65.16%
Corte(kgf)	78294.59	85964.24	91.08%	48410.9	50199.449	96.44%

Nota. Elaboración propia.

- **Chequeo de torsión.**

Etabs proporciona la información necesaria para el chequeo de torsión. La tabla “Centers of Mass and Rigidity” (Centros de masa y rigidez) extraída del modelo computacional se muestra a continuación.

Figura 182. Procedimiento para obtener tabla centers of mass and rigidity.



Nota. Elaboración propia.

Tabla 17. Centros de masa y rigidez de vigas de concreto.

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	m	m
Techo	D1	63223.41	63223.41	11.03	14.01	63223.41	63223.41	11.03	14.01	15.34	14.32
11	D1	75970.07	75970.07	11.22	14.04	139193.47	139193.47	11.13	14.03	15.14	14.3
10	D1	76212.43	76212.43	11.18	14.04	215405.9	215405.9	11.15	14.03	15.2	14.28
9	D1	76212.43	76212.43	11.18	14.04	291618.32	291618.32	11.16	14.03	15.27	14.25
8	D1	76212.43	76212.43	11.18	14.04	367830.75	367830.75	11.16	14.04	15.31	14.2
7	D1	76212.43	76212.43	11.18	14.04	444043.18	444043.18	11.17	14.04	15.33	14.14
6	D1	76666.89	76666.89	11.17	14.04	520710.07	520710.07	11.17	14.04	15.34	14.05
5	D1	77926.5	77926.5	11.14	14.05	598636.57	598636.57	11.16	14.04	15.51	13.98
4	D1	77926.5	77926.5	11.14	14.05	676563.07	676563.07	11.16	14.04	15.7	13.88
3	D1	77926.5	77926.5	11.14	14.05	754489.57	754489.57	11.16	14.04	15.91	13.74
2	D1	77926.5	77926.5	11.14	14.05	832416.08	832416.08	11.16	14.04	16.17	13.51
1	D1	87889.34	87889.34	11.13	14.03	920305.41	920305.41	11.16	14.04	16.5	12.95

Nota. Elaboración propia.

Tabla 18. Centros de masa y rigidez de vigas compuestas.

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	kgf-s ² /m	kgf-s ² /m	m	m	m	m
Techo	D1	45175.71	45175.71	11.21	13.95	45175.71	45175.71	11.21	13.95	16.24	14.27
11	D1	58189.1	58189.1	11.4	14.01	103364.81	103364.81	11.32	13.98	16.2	14.23
10	D1	58431.46	58431.46	11.36	14.01	161796.28	161796.28	11.33	13.99	16.25	14.19
9	D1	58431.46	58431.46	11.36	14.01	220227.74	220227.74	11.34	13.99	16.31	14.15
8	D1	58431.46	58431.46	11.36	14.01	278659.21	278659.21	11.34	14	16.37	14.1
7	D1	58431.46	58431.46	11.36	14.01	337090.67	337090.67	11.35	14	16.43	14.03
6	D1	59362.52	59362.52	11.33	14.01	396453.2	396453.2	11.34	14	16.48	13.95
5	D1	60622.13	60622.13	11.29	14.02	457075.33	457075.33	11.34	14	16.57	13.87
4	D1	60622.13	60622.13	11.29	14.02	517697.45	517697.45	11.33	14.01	16.65	13.75
3	D1	60622.13	60622.13	11.29	14.02	578319.58	578319.58	11.33	14.01	16.75	13.57
2	D1	60622.13	60622.13	11.29	14.02	638941.71	638941.71	11.32	14.01	16.86	13.26
1	D1	70922.31	70922.31	11.22	14	709864.02	709864.02	11.31	14.01	17.02	12.57

Nota. Elaboración propia.

5.4.2 Análisis de costos.

Se evaluará el impacto económico de ambos sistemas, considerando únicamente el costo de los materiales involucrados en cada sección, limitándose a volumen de concreto, refuerzo longitudinal sin longitud efectiva y estribos. El objetivo del análisis es determinar cuál resulta más eficiente en términos económicos a partir de la inversión inicial. Esta evaluación permitirá identificar la alternativa más conveniente desde el punto de vista del costo directo de construcción.

En este análisis se debe de tomar en cuenta los precios actuales del mercado de Guatemala, sin embargo, hay que considerar que estos precios se encuentran en constante cambio. Los costos utilizados se muestran en Anexos.

VI. Resultados

6.1 Comparación de desempeño estructural

6.1.1 Desempeño de vigas según longitud de luz

Tabla 19. Variación de la sección de concreto según longitud.

L (m)	Geometría Viga de Concreto		
	Peralte (m)	Ancho (m)	Área de sección (cm ²)
8.1	0.45	0.75	3375
9.1	0.45	0.75	3375
10.1	0.45	0.75	3375
11.1	0.5	0.9	4500
12.1	0.5	1	5000
13.1	0.5	1.1	5500
14.1	0.6	1.25	7500
16.2	0.9	2	18000

Nota. Elaboración propia.

Tabla 20. Variación de la sección compuesta según longitud.

L (m)	Geometría Viga compuesta		
	Peralte (m)	Ancho (m)	Área de sección (cm ²)
8.1	0.5	0.4	2000
9.1	0.5	0.4	2000
10.1	0.5	0.4	2000
11.1	0.6	0.4	2400
12.1	0.6	0.45	2700
13.1	0.7	0.4	2800
14.1	0.7	0.4	2800
16.2	0.85	0.45	3825

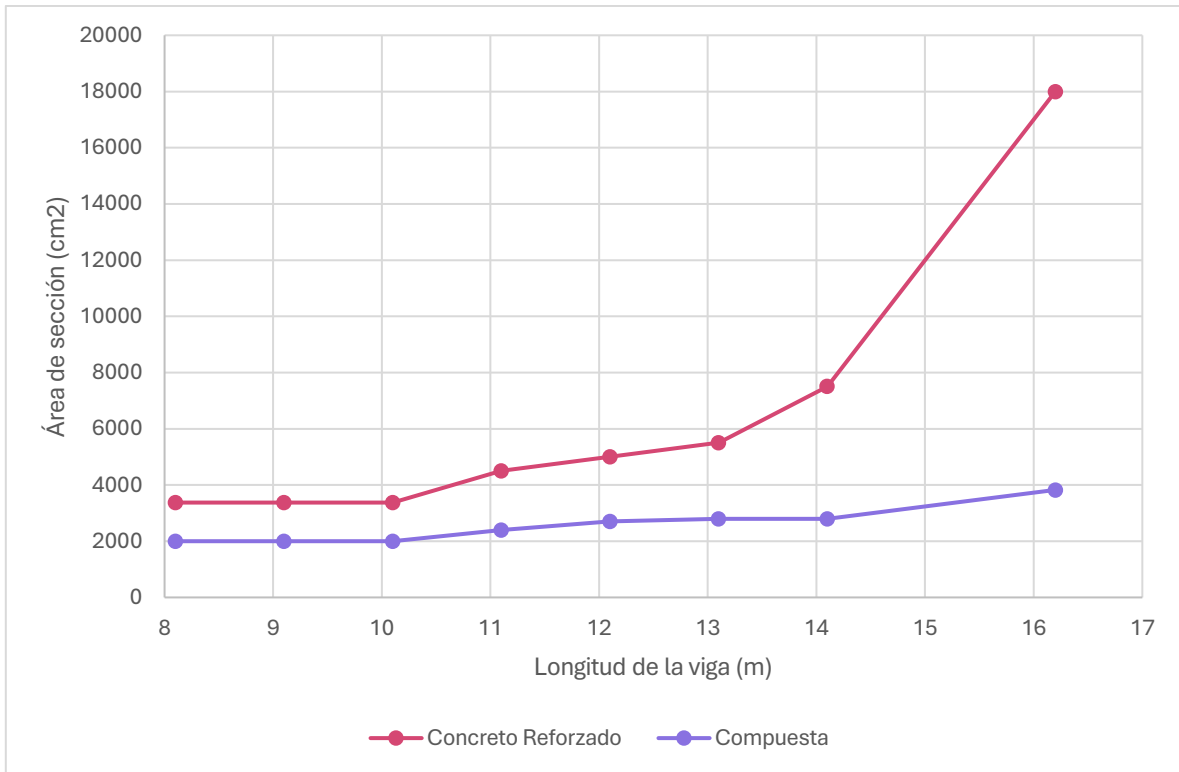
Nota. Elaboración propia.

Tabla 21. Comparativa de variación de ambas secciones.

L (m)	Área de sección (cm ²)	
	Viga de Concreto	Viga Compuesta
8.1	3375	2000
9.1	3375	2000
10.1	3375	2000
11.1	4500	2400
12.1	5000	2700
13.1	5500	2800
14.1	7500	2800
16.2	18000	3825

Nota. Elaboración propia.

Figura 183. Gráfica de longitud vs área de sección.



Nota. Elaboración propia.

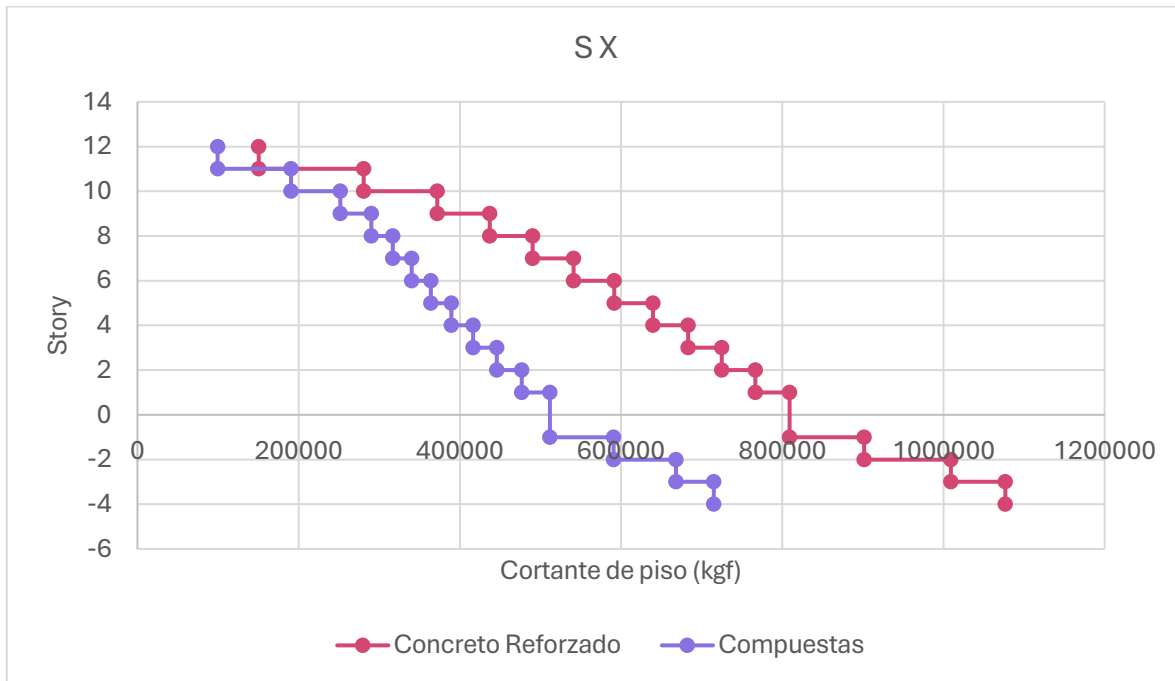
6.1.2 Derivas

El procedimiento descrito se lleva a cabo con el objetivo de chequear las derivas de ambos modelos. Los resultados se muestran en Anexos. En resumen, ambos modelos cumplen con los límites de derivas de la estructura.

6.1.3 Cortantes de piso

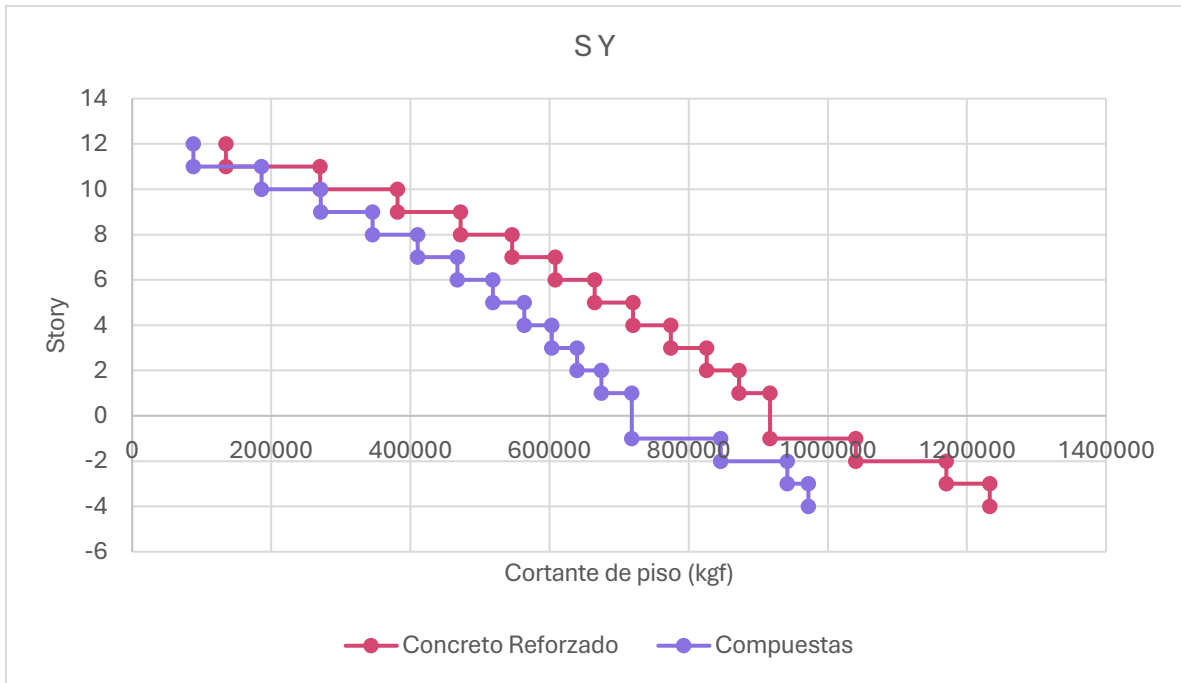
A continuación, se muestran los resultados de ambos modelos para los cortantes de piso en los casos de sismo sin calibrar (SX y SY) y calibrado (S dis X y S dis Y).

Figura 184. Gráfica de cortantes de piso para S X.



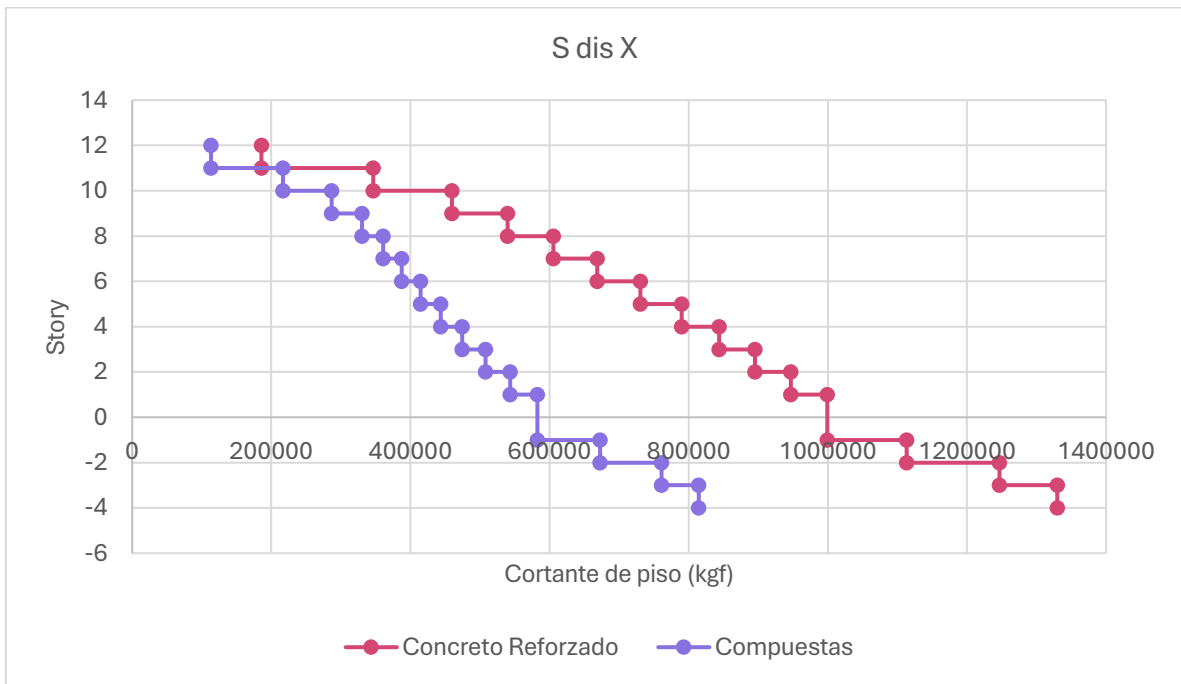
Nota. Elaboración propia.

Figura 185. Gráfica de cortantes de piso para S Y.



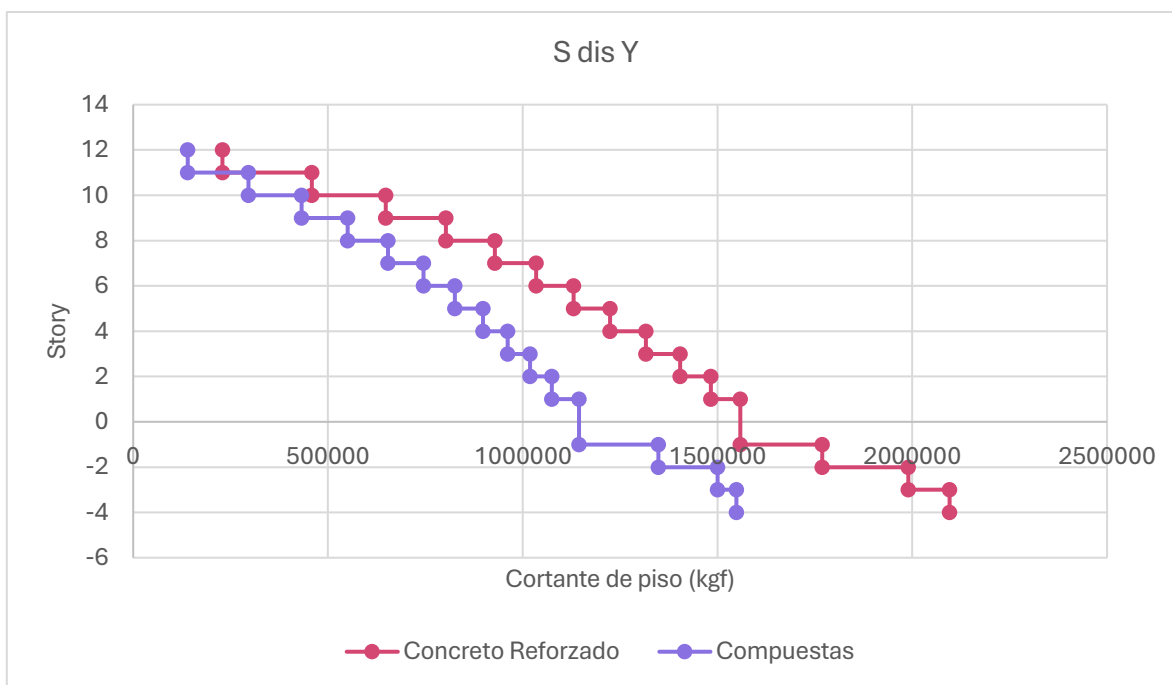
Nota. Elaboración propia.

Figura 186. Gráfica de cortantes de piso para S dis X.



Nota. Elaboración propia.

Figura 187. Gráfica de cortantes de piso para S dis Y.



Nota. Elaboración propia.

6.1.4 Modos de Vibración

Tabla 22. Modos de vibración con vigas de concreto.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1.34	0.4800	0.0100	0	0.48	0.01	0	0.01	0.48	0.000138	0.01	0.48	0.000138
Modal	2	1.31	0.0200	0.1600	0	0.51	0.17	0	0.17	0.02	0.26	0.18	0.5	0.26
Modal	3	0.85	0.0001	0.3700	0	0.51	0.54	0	0.29	3.36E-05	0.03	0.47	0.5	0.29
Modal	4	0.5	0.0001	0.0200	0	0.51	0.56	0	0.03	7.89E-05	0.09	0.5	0.5	0.38
Modal	5	0.46	0.1600	0.0000	0	0.67	0.56	0	3.44E-06	0.12	0.002228	0.5	0.62	0.38
Modal	6	0.3	0.0100	0.0100	0	0.68	0.58	0	0.01	0.003339	0.07	0.51	0.63	0.46
Modal	7	0.26	0.0042	0.2400	0	0.68	0.81	0	0.22	0.003127	0.1	0.73	0.63	0.56
Modal	8	0.25	0.1700	0.0017	0	0.85	0.82	0	0.001864	0.15	0.02	0.73	0.78	0.58
Modal	9	0.17	0.0800	0.0001	0	0.92	0.82	0	0.000159	0.09	0.0001	0.73	0.87	0.58
Modal	10	0.16	0.0008	0.1100	0	0.92	0.92	0	0.13	0.000944	4.41E-06	0.87	0.87	0.58
Modal	11	0.09	0.0100	0.0500	0	0.94	0.97	0	0.08	0.02	0.01	0.95	0.89	0.58
Modal	12	0.08	0.0500	0.0100	0	0.99	0.98	0	0.02	8.00E-02	0.01	0.96	0.97	0.59

Nota. Elaboración propia.

Tabla 23. Modos de vibración con vigas compuestas.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1.85	0.0000	0.1300	0	1.45E-05	0.13	0	0.15	7.39E-06	0.27	0.15	7.39E-06	0.27
Modal	2	1.73	0.5200	0.0000	0	0.52	0.13	0	4.52E-06	0.49	0.01	0.15	0.49	0.28
Modal	3	0.88	0.0001	0.4200	0	0.53	0.55	0	0.31	3.99E-05	0.02	0.46	0.49	0.3
Modal	4	0.65	0.0014	0.0100	0	0.53	0.56	0	0.03	9.18E-05	0.11	0.49	0.49	0.41
Modal	5	0.55	0.1700	0.0000	0	0.7	0.56	0	3.45E-05	0.17	0.00221	0.49	0.65	0.41
Modal	6	0.39	0.0200	0.0001	0	0.72	0.56	0	0	0.01	0.27	0.49	0.67	0.69
Modal	7	0.31	0.0400	0.0500	0	0.76	0.61	0	0.04	0.03	0.12	0.53	0.7	0.81
Modal	8	0.28	0.1000	0.0200	0	0.85	0.63	0	0.02	0.09	0.03	0.55	0.79	0.84
Modal	9	0.26	0.0006	0.2100	0	0.85	0.84	0	0.21	0.000578	0.00015	0.77	0.79	0.84
Modal	10	0.18	0.0500	0.0025	0	0.91	0.85	0	0.002837	0.07	0.00038	0.77	0.86	0.84
Modal	11	0.13	0.0018	0.1200	0	0.91	0.96	0	0.17	0.002617	0.004182	0.94	0.86	0.85
Modal	12	0.09	0.0700	0.0014	0	0.98	0.97	0	0.002451	1.10E-01	0.000714	0.94	0.97	0.85

Nota. Elaboración propia.

6.1.5 Peso de la estructura

Tabla 24. Comparativa del peso de la estructura.

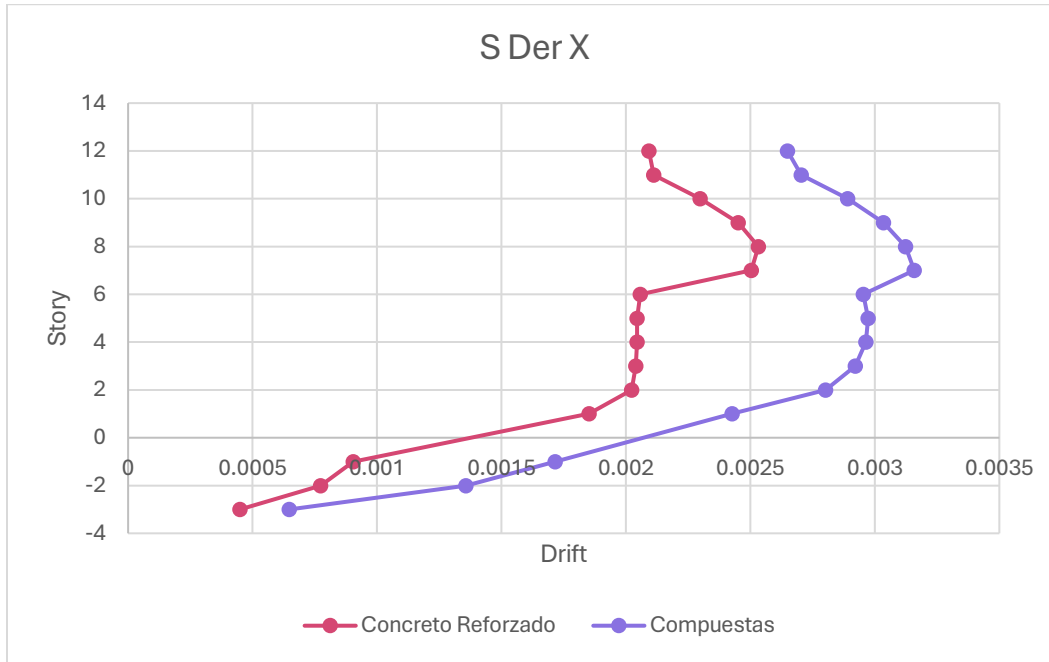
Wz (ton)		% que disminuyó
Vigas Concreto	Vigas compuestas	
16064.92	12527.20	22.02%

Nota. Elaboración propia.

6.1.6 Derivas de piso

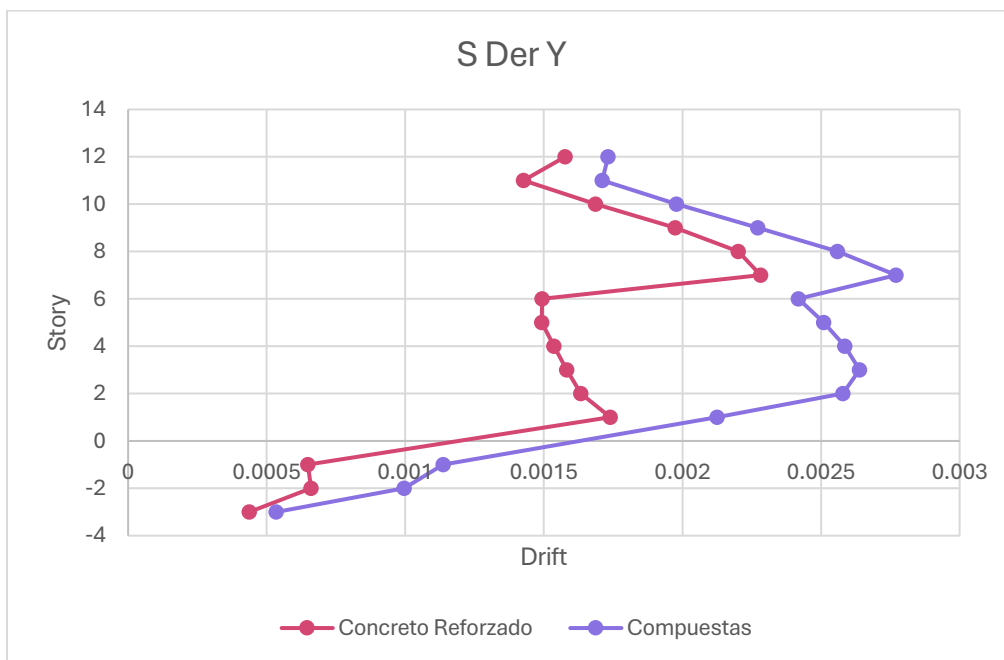
Por último, se muestran los resultados de derivas de piso para ambos modelos.

Figura 188. Derivas de piso en eje X.



Nota. Elaboración propia.

Figura 189. Derivas de piso en eje Y.



Nota. Elaboración propia.

6.1.7 Comparación de la capacidad de ambas secciones.

En la siguiente tabla se puede observar el porcentaje de diferencia que hay entre los esfuerzos de diseño y capacidad que hay entre cada sección.

Tabla 25. Comparación de la capacidad de las secciones.

Esfuerzo	Concreto Reforzado			Compuestas			% diferencia	
	Esfuerzos de diseño	Capacidad	D/C	Esfuerzos de diseño	Capacidad	D/C	Esfuerzos de Diseño	Capacidad
<i>Flexión negativa (kgf-m)</i>	88462.00	96730.175	91.45%	45466.77	55376.956	82.10%	48.60%	42.75%
<i>Flexión positiva (kgf)</i>	88139.63	96730.175	91.12%	36083.06	55376.956	65.16%	59.06%	42.75%
<i>Corte(kgf)</i>	78294.59	85964.24	91.08%	48410.9	50199.449	96.44%	38.17%	41.60%

Nota. Elaboración propia.

6.1.8 Chequeo de torsión.

En la siguiente tabla se muestran las dimensiones de cada eje, pues este servirá para realizar el chequeo de torsión. Este valor se utiliza en el porcentaje de torsión para ambas direcciones, este no puede superar el 10%.

Tabla 26. Longitud de cada eje de los niveles típicos.

LXMax (m)	22.6
LYMax (m)	27.8

Nota. Elaboración propia.

Tabla 27. Chequeo de torsión con vigas de concreto reforzado.

REVISIÓN POR TORSIÓN					
YCCM-YCR	XCCM-XCR	Tor_x	Tor_y	Check	
m	m	%	%	Tor_x<10%	Tor_y<10%
4.31	0.31	19.07%	1.12%	N.C.	O.K.
4.01	0.27	17.74%	0.97%	N.C.	O.K.
4.05	0.25	17.92%	0.90%	N.C.	O.K.
4.11	0.22	18.19%	0.79%	N.C.	O.K.
4.15	0.16	18.36%	0.58%	N.C.	O.K.
4.16	0.1	18.41%	0.36%	N.C.	O.K.
4.17	0.01	18.45%	0.04%	N.C.	O.K.
4.35	-0.06	19.25%	-0.22%	N.C.	O.K.
4.54	-0.16	20.09%	-0.58%	N.C.	O.K.
4.75	-0.3	21.02%	-1.08%	N.C.	O.K.
5.01	-0.53	22.17%	-1.91%	N.C.	O.K.
5.34	-1.09	23.63%	-3.92%	N.C.	O.K.

Nota. Elaboración propia.

Tabla 28. Chequeo de torsión con vigas compuestas.

REVISIÓN POR TORSIÓN					
YCCM-YCR	XCCM-XCR	Tor_x	Tor_y	Check	
m	m	%	%	Tor_x<10%	Tor_y<10%
5.03	0.32	22.26%	1.15%	N.C.	O.K.
4.88	0.25	21.59%	0.90%	N.C.	O.K.
4.92	0.2	21.77%	0.72%	N.C.	O.K.
4.97	0.16	21.99%	0.58%	N.C.	O.K.
5.03	0.1	22.26%	0.36%	N.C.	O.K.
5.08	0.03	22.48%	0.11%	N.C.	O.K.
5.14	-0.05	22.74%	-0.18%	N.C.	O.K.
5.23	-0.13	23.14%	-0.47%	N.C.	O.K.
5.32	-0.26	23.54%	-0.94%	N.C.	O.K.
5.42	-0.44	23.98%	-1.58%	N.C.	O.K.
5.54	-0.75	24.51%	-2.70%	N.C.	O.K.
5.71	-1.44	25.27%	-5.18%	N.C.	O.K.

Nota. Elaboración propia.

6.2 Análisis de costos

Tabla 29. Cantidad de varillas por sección.

	Cantidad en sección	Descripción	Área (m ²)
Concreto	16	Varillas #7	0.000388
Compuesta	6	Varillas #5	0.000198
	1	W10x45	0.00858

Nota. Elaboración propia.

Tabla 30. Comparativa de costos de materiales.

Longitud total		4827.96 m				
Vigas de concreto						
90	cm	x	60	cm		
Material	Unidad	m/1 unidad	Precio/unidad	Cantidad total	Precio total	
Concreto	m ³	-	Q1,321.60	2577.13 m ³	Q3,405,930.28	TOTAL:
Varillas #7	u	6	Q166.00	57935.52 m	Q1,602,896.00	Q5,812,177.53
Varillas #3	u	6	Q29.25	164786.44 m	Q803,351.25	
Vigas compuestas						
50	cm	x	40	cm		
Material	Unidad	m/1 unidad	Precio/unidad	Cantidad total	Precio total	
W10x45	u	6.096	Q4,320.00	4827.96 m	Q3,421,440.00	TOTAL:
Concreto	m ³	-	Q1,321.60	918.43 m ³	Q1,213,800.37	
Varillas #5	u	6	Q79.25	28967.76 m	Q382,619.00	Q5,403,027.87
Varillas #4	u	6	Q51.50	44868.68 m	Q385,168.50	
<i>Compuesta - Concreto =</i>						Q409,149.66

Nota. Elaboración propia.

VII. Discusión de resultados

Con el fin de evaluar la integración de vigas principales compuestas de acero y concreto reforzado en un edificio de 15 niveles en Huehuetenango, se analizaron los resultados obtenidos en el apartado anterior. A continuación, se presenta la discusión de dichos resultados, en la cual se interpretan los principales hallazgos en relación con el desempeño estructural, la variación de la luz de las vigas y el impacto económico.

7.1 Desempeño de vigas según longitud de luz

Primeramente, se discutirá acerca del desempeño del área de la sección según la longitud de luz de la viga. Se realizaron estas iteraciones con el fin de darle un atractivo extra al uso de las vigas compuestas. Los resultados evidencian un comportamiento significativamente distinto entre las vigas de concreto reforzado y las vigas compuestas al aumentar la longitud de claro desde 8.1 m hasta 16.2 m.

En las vigas de concreto reforzado, el área de sección incrementó de 3375 cm² a 18000 cm², lo que representa un aumento de más del 430% (*Ver siguiente Tabla*). Este crecimiento responde a la necesidad de mayor inercia para controlar deflexiones y garantizar la resistencia a flexión, de acuerdo con los requisitos del ACI 318. Para lograrlo, fue necesario aumentar tanto el peralte como el ancho, llegando a 0.90 m y 2.0 m respectivamente en el mayor claro.

En contraste, las vigas compuestas mostraron un aumento muy moderado, pasando de 2000 cm² a 3825 cm² (un incremento de alrededor del 91.25%, *Ver siguiente Tabla*), manteniendo prácticamente constante la geometría a lo largo de la mayoría de los claros. Esto se explica porque el acero estructural de la viga compuesta aporta una mayor resistencia específica y módulo de elasticidad, lo que permite sostener luces mayores sin incrementos significativos en el tamaño de la sección.

Tabla 31. Porcentaje de incremento de área de sección.

Material de la viga	Área de sección (cm ²)		% de incremento
	Inicial	Final	
Concreto Reforzado	3375	18000	433.33%
Compuesta	2000	3825	91.25%

Nota. Elaboración propia.

En conjunto, los resultados confirman que el aumento de la luz de viga influye de forma mucho más crítica en el dimensionamiento de las vigas de concreto que en las compuestas.

7.2 Derivas

Los resultados de las derivas de piso obtenidos para ambos modelos se mantienen por debajo del límite normativo, asegurando el comportamiento sísmico adecuado de la estructura. Este desempeño se debe a la rigidez global del sistema de pórticos y, en el caso de las vigas compuestas, se ve favorecido por su mayor relación rigidez-peso, que reduce las fuerzas inerciales. En consecuencia, se garantiza la protección de elementos no estructurales y la seguridad de los ocupantes sin necesidad de incrementar la cantidad de elementos de rigidización.

7.3 Cortantes de piso

En todas las gráficas de cortantes de piso se observa que el modelo con vigas de concreto reforzado presenta valores de cortante mayores que los del modelo con vigas compuestas. Estas diferencias se explican por el cambio de la masa sísmica del edificio. Las vigas de concreto incrementan considerablemente el peso propio del sistema, elevando el cortante basal. Por el contrario, las vigas compuestas al ser más livianas reducen las fuerzas inerciales, lo que a su vez reduce el cortante basal. Esto confirma una ventaja sismo-resistente de las vigas compuestas, que ya se había evidenciado en la comparación de áreas de sección.

La distribución a lo largo de la altura muestra una tendencia decreciente, consistente con la mecánica de la distribución de cortante en estructuras altas: la mayor parte de la fuerza cortante se concentra en los pisos inferiores. Además, la similitud de la forma de las curvas entre los dos modelos sugiere que la rigidez lateral global es comparable, por lo que la diferencia principal se debe a la masa, no a un cambio en la configuración de rigidez.

7.4 Modos de vibración

Tal como se muestra en el siguiente cuadro, los períodos de vibración para aquellos modos con mayor masa participante tuvieron un incremento tanto en la dirección X como en Y. En el caso de X se incrementó un 29.10%, mientras que en Y fue un 3.53%. El período se incrementa en los doce modos de vibración. Esta mayor duración de los periodos en el sistema con vigas compuestas indica que la estructura es globalmente más flexible, lo cual

es consistente con su menor peso sísmico y la posible reducción de rigidez lateral en comparación con el concreto masivo.

Tabla 32. Porcentaje de incremento de períodos.

Material de la viga	Períodos mayores (s)	
	UX	UY
Concreto Reforzado	1.34	0.85
Compuesta	1.73	0.88
% de incremento:	29.10%	3.53%

Nota. Elaboración propia.

Cabe destacar que ambos modelos llegaron al 90% de la masa participante, de tal forma que se garantiza que la mayor parte de la respuesta dinámica del edificio está incluida en el análisis y que no quedan modos importantes sin considerar. Es decir que la contribución de los modos superiores restantes es despreciable para la respuesta global. Además, el hecho de que los modos del sistema compuesto sumen un porcentaje similar de masa que en el concreto demuestra que la respuesta global es comparable en términos de participación de masa, a pesar de las diferencias de rigidez. O dicho de otras palabras, las diferencias de rigidez no alteran significativamente la forma en que la masa del edificio se reparte de una manera muy parecida.

Por último, se confirma que, a pesar de los periodos más largos, el modelo compuesto mantuvo las derivas dentro de los límites normativos (Ver apartado 6.1.2 de Resultados), confirmando que la flexibilidad adicional no compromete la seguridad.

7.5 Peso de la estructura

El análisis comparativo del peso total de la estructura muestra una reducción del 22.02% al emplear vigas principales compuestas de acero y concreto en lugar de vigas de concreto reforzado. La reducción de masa tiene consecuencias directas en la respuesta sísmica del edificio. Uno de ellos son las fuerzas inerciales más bajas que con el uso de vigas de concreto reforzado. Una reducción del 22.02% en la masa implica una reducción proporcional de las fuerzas sísmicas base que debe resistir la estructura. Esta reducción también incide en la demanda en elementos verticales y cimentación. Con cargas reducidas, las columnas, muros de corte y cimentaciones pueden diseñarse con secciones más esbeltas o con menor cuantía de refuerzo, generando ahorros en materiales.

Los apartados anteriores mostraron que las derivas se mantuvieron dentro de los límites normativos y que los cortantes de piso fueron significativamente menores en el sistema compuesto. La disminución de peso evidenciada en esta sección explica y refuerza esos hallazgos: La menor masa reduce las aceleraciones y desplazamientos laterales, lo que se traduce en menores cortantes de piso, mejorando el desempeño sísmico sin necesidad de incrementar la rigidez lateral.

7.6 Derivas de piso

Se observa que las vigas compuestas presentan derivas mayores que las de concreto en varios niveles, particularmente en las zonas intermedias de la altura, con picos que alcanzan 0.0028. Esto es coherente con el análisis modal (Apartado 6.1.4 de Resultados), donde el modelo compuesto presentó periodos fundamentales más largos (1.73 s frente a 1.34 s), lo que indica una mayor flexibilidad global. Sin embargo, la diferencia no compromete la seguridad. Esto se debe a que la flexibilidad adicional contribuye a disipar energía sísmica sin llegar a deformaciones que pongan en riesgo los elementos estructurales.

7.7 Comparación de la capacidad de ambas secciones.

En cuanto a los esfuerzos de diseño se puede observar una reducción considerable. En flexión positiva y negativa se redujo aproximadamente 50%, mientras que el corte se redujo un 38.17%. Es decir que las solicitaciones que llegan a las vigas compuestas son menores que las de vigas de concreto reforzado. La razón principal de esto es la reducción de peso, y por ende de inercia sísmica. A menor masa, menor aceleración y menores esfuerzos de momento y corte en las vigas. Esta reducción de esfuerzos de diseño se traduce en secciones compuestas con una menor capacidad que las de concreto reforzado, reduciéndose aproximadamente un 40% para todas las solicitaciones.

También se puede observar que la sección de concreto reforzado es óptima para todas las solicitaciones (llegando a más del 90% para flexión positiva, negativa y corte) debido a que ofrece mayor libertad para ajustar su geometría y refuerzo, facilitando la optimización de la sección sin depender de catálogos de perfiles ni de las restricciones de fabricación propias del acero estructural. Por otro lado, la optimización en vigas compuestas quedo por debajo del 90% para flexión debido a que el perfil inmediato mayor del catálogo de acero que cumplía con los requisitos de ductilidad y encajaba en la sección no satisfacía las

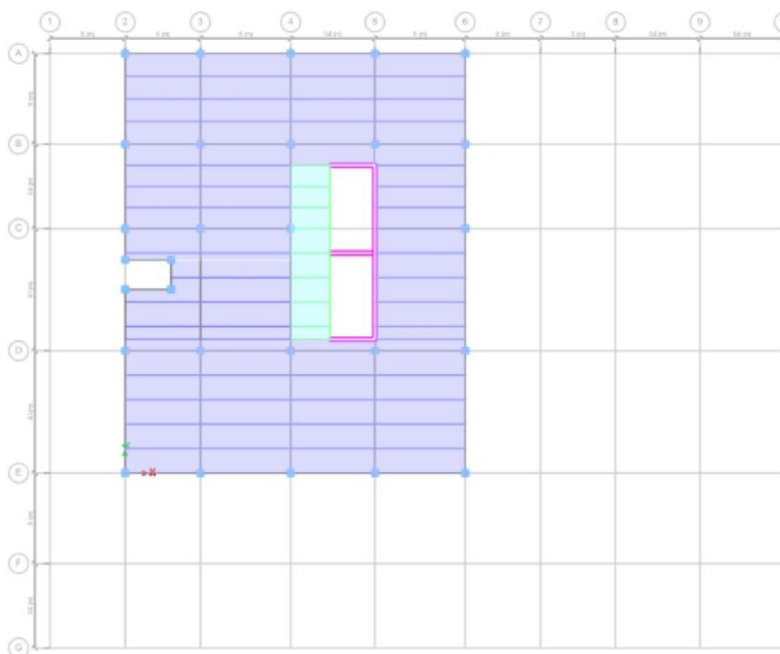
solicitaciones de diseño. Esto confirma que la sección final adoptada representa la mejor alternativa estructural disponible dentro de las restricciones de diseño.

7.8 Chequeo de torsión

A partir de los resultados del chequeo de torsión se puede establecer que ambos modelos tienen un comportamiento similar en relación con la torsión generada por la excentricidad del centro de rigidez con respecto al centro de masa. En resumen, el chequeo de torsión en el eje Y cumple en todos los niveles. Por el contrario, en el eje X no cumple ningún nivel. Este comportamiento se conserva para ambas secciones, concreto reforzado y compuestas, por lo que se concluye que el cambio de materiales en las vigas principales no es un factor muy relevante en cuanto a la torsión.

El chequeo insatisfactorio en el eje X se debe principalmente a la configuración de los muros. Se puede observar en la siguiente figura, que los muros cuentan con una menor longitud en la dirección X que en el eje Y. Otra propiedad de los muros que podría disminuir la torsión es el espesor. Por lo tanto, se recomienda revisar las dimensiones de los muros, principalmente en la dirección donde se genera torsión mayor al 10%. Además, se aconseja que los muros se extiendan hasta los ejes, de tal forma no sería necesario colocar vigas conectoras cortas y se reduciría considerablemente el gradiente de cortante en dichos elementos.

Figura 190. Vista de planta de nivel típico de modelo.



Nota. Elaboración propia.

7.9 Costos

El análisis de materiales y costos muestra que, aunque las vigas compuestas logran una reducción sustancial en volumen de concreto y cantidad de varillas respecto a las vigas de concreto reforzado (2577.13m³ contra 4827.96m³ de concreto y 16 varillas #7 contra 6 varillas #5 por sección), su costo total es apenas menor, con una diferencia de Q409,149.66, equivalente al 7.04 % de disminución (*Ver siguiente Tabla*).

Tabla 33. Porcentaje de incremento de costos.

Material de la viga	Costo (Q)	% de incremento
Concreto Reforzado	Q5,812,177.53	7.04%
Compuesta	Q5,403,027.87	

Nota. Elaboración propia.

Las vigas compuestas alcanzan un costo de Q5,403,027.87, determinado principalmente por el precio unitario del perfil W10x45, que constituye el componente más costoso del sistema mixto. Esta disminución del 7.04% en costos debe evaluarse a la luz de las ventajas estructurales identificadas en apartados anteriores: una reducción del 22.02 % en el peso total de la estructura, lo que disminuye las fuerzas sísmicas y las demandas en cimentación;

cortantes de piso más bajos y un comportamiento modal favorable. Además, la ejecución con acero estructural permite acortar los tiempos de construcción y reducir el uso de encofrados y cimbras, generando ahorros indirectos que no se reflejan en la comparación estricta de materiales.

Es importante aclarar que estos costos corresponden únicamente a las condiciones y características particulares de este proyecto específico, por lo que no es posible establecer una regla general que indique que las vigas compuestas sean siempre más económicas que las de concreto reforzado. Cada caso debe evaluarse individualmente, considerando los factores estructurales, constructivos y económicos propios del diseño.

Por tanto, aunque desde una perspectiva puramente de costos directos las vigas compuestas resultan mínimamente más económicas, la solución compuesta se presenta como una alternativa competitiva y ventajosa si se analiza el proyecto en su conjunto.

VIII. Conclusiones

- El análisis estructural evidenció que ambos sistemas cumplen con las normas sísmicas, pero las vigas compuestas presentaron periodos más largos y cortantes de piso significativamente menores, mejorando su desempeño ante sismos.
- Las verificaciones de resistencia y estabilidad demostraron que tanto las vigas de concreto reforzado como las compuestas satisfacen las exigencias de cargas gravitacionales y accidentales sin requerir elementos adicionales de rigidización.
- Al aumentar la longitud de luz, las vigas de concreto incrementaron su área de sección en un 430 %, mientras que las vigas compuestas solo crecieron un 91.25 %, confirmando su mayor eficiencia estructural.
- En el análisis económico, las vigas compuestas presentaron un costo de materiales inferior (7.04 % menos) respecto a las vigas de concreto.

IX. Recomendaciones

- Comparar la durabilidad de las vigas compuestas con las de concreto reforzado, considerando factores como la resistencia a la corrosión, el desgaste y los costos de mantenimiento a lo largo del ciclo de vida del edificio.
- Evaluar la sostenibilidad de ambos sistemas de vigas, considerando el uso de materiales reciclables, la huella de carbono asociada a su producción y el impacto ambiental de cada opción en el contexto de la construcción en Huehuetenango.
- Realizar un análisis económico integral que considere no solo el costo directo de materiales, sino también los ahorros en cimentación, mantenimiento y tiempo de construcción, para valorar con mayor precisión la rentabilidad de las vigas compuestas.
- Analizar la incidencia del incremento de la luz de viga en el diseño de los demás elementos estructurales, a fin de determinar su efecto en las solicitaciones, dimensionamiento y refuerzo de columnas, losas y cimentaciones.
- Incluir un análisis de durabilidad de las vigas compuestas, considerando corrosión del acero e interacción acero–concreto.
- Incorporar recomendaciones sísmicas adicionales, como evaluación del comportamiento inelástico y respuesta bajo cargas cíclicas.
- Realizar validación experimental de vigas compuestas mediante ensayos de laboratorio o modelos a escala.

X. Referencias

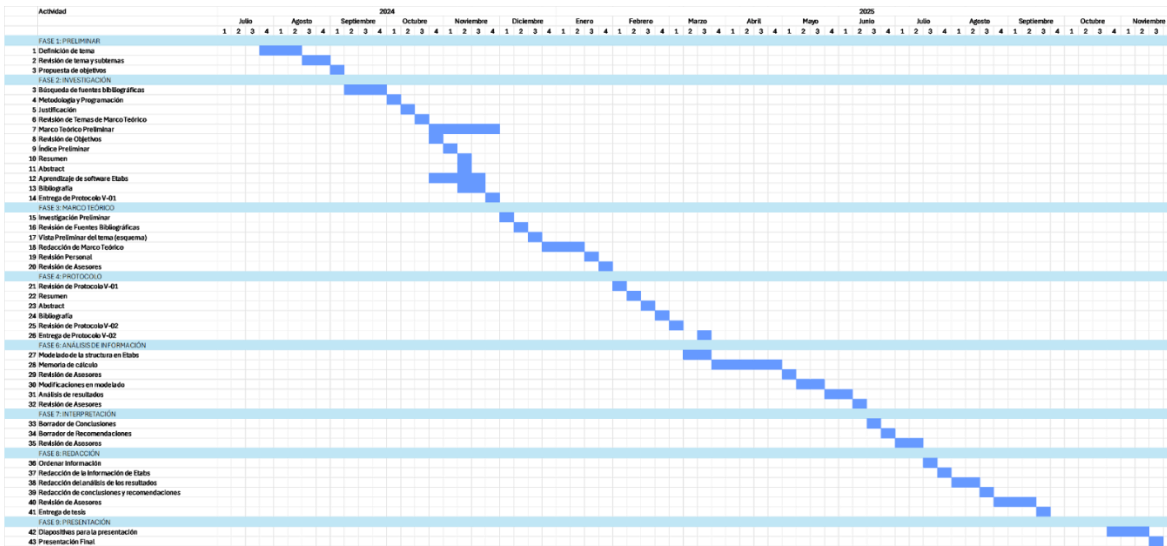
- American Concrete Institute (ACI). (2005). *ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute.
- American Concrete Institute (ACI). (2019). *ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural (AGIES). (2018a). *NSE 1 - Generalidades, administración de las normas y supervisión técnica*. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural (AGIES). (2018b). *NSE 2*. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural (AGIES). (2018c). *NSE 3 - Diseño estructural de edificaciones*. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural (AGIES). (2018d). *NSE 7.5 - Diseño de edificaciones en acero*. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2016a). *Seismic provisions for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2016b). *Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-16)*. American Institute of Steel Construction.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2016c). *Steel construction manual*. American Institute Of Steel Construction.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2016). *ASCE/SEI 7-16. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- Aylsworth, P. (1 de noviembre de 2024). *Tipos de cargas*. SkyCiv: <https://skyciv.com/es/docs/tutorials/load-tutorials/types-of-loads/>
- Callejas, F., Monzón, H., & Rodas, J. (julio de 2021). Artículo técnica y análisis determinístico de amenaza sísmica. AGIES: https://www.agies.org/wp-content/uploads/2021/07/Artículo-Técnico-Análisis-Determinístico-de-Amenaza-Sísmica_compressed.pdf
- Cerón, S. (2022). *Anteproyecto Torres Madeleinne, Huehuetenango*.
- Construyendo Seguro*. (s.f.). Cómo hacer empalmes de fierros de construcción correctamente: <https://www.construyendoseguro.com/empalmes-fierros-construccion-correctamente>
- Computers and Structures, Inc. (CSI). (2021). *ETABS User's Guide*. Computers and Structures, Inc.

- Computers and Structures, Inc. (CSI). (11 de julio de 2024). *ETABS Release Notes*. CSI America:
<https://www.csiamerica.com/software/ETABS/22/ReleaseNotesETABSv2210plus2200.pdf>
- Darwin, D. (2003). *Design Guide 02: steel and composite beams with web openings*. American Institute of Steel Construction.
- De Nardin, S., & De Cresce, A. (31 de enero de 2013). *Research Gate*. State of the art of steel–concrete composite structures in Brazil:
https://www.researchgate.net/publication/275683992_State_of_the_art_of_steel-concrete_composite_structures_in_Brazil
- ESC Group. (6 de noviembre de 2021). *Construcción compuesta de acero y hormigón*.
<https://www.escglobalgroup.com/es/post/construcci%C3%B3n-compuesta-de-acero-y-hormig%C3%B3n-de-la-world-wide-web>
- Estructuras Metálicas Colombia. (s.f.). *Estructuras metálicas Colombia*. Modelado y análisis:
<https://www.estructurasmetalicascolombia.com/disenoestructural/modelado-y-analisis>
- ETABS | BUILDING ANALYSIS AND DESIGN*. (s.f.).
<https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- Gharpedia*. (30 de junio de 2025). Types of loads on structures. *Gharpedia*:
<https://gharpedia.com/blog/types-of-loads-on-structures/>
- González, S. (2015). *Diseño de edificio municipal con sótano, oficinas y salón de usos múltiples en San Lucas Sacatepéquez, Sacatepéquez*. Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Gonzalo, A. (2022). *Diseño sismorresistente de estructuras mixtas*. Universidad del Valle de Guatemala.
- Griffis, L. (2001). *Design Guide 06: Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*. American Institute of Steel Construction.
- McCormac, J., & Brown, R. (2018). *Diseño de concreto reforzado*. Alfaomega .
- McCormac, J., & Czernak, S. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega.
- Pardo, M. (30 de julio de 2019). *Concepto básico de esfuerzo axial promedio*. Marcelo Pardo Ingeniería: <https://marcelopardo.com/concepto-esfuerzo-axial/>
- Pardo, M. (17 de abril de 2021). *Esfuerzos combinados: axial y momento flector - Ejercicio 1*. Marcelo Pardo Ingeniería: <https://marcelopardo.com/esfuerzos-combinados-axial-y-momento-flector-ejercicio-1/>

- Pardo, M. (2022). *Paso 11: diseño de vigas de concreto en la estructura*. Marcelo Pardo Ingeniería: <https://marcelopardo.com/paso-11-diseno-de-vigas-de-concreto-en-la-estructura/>
- Ramirez, L. (enero de 2022). *Cálculo manual de la carga de viento para análisis estructural de edificios según ASCE 7-16*. Pontificia Universidad Católica de Chile: https://masterieg.uc.cl/wp-content/uploads/2022/08/A_G_2022_Ramirez_Laura.pdf
- Rodríguez, D. (2023). *Optimización del sistema estructural del edificio de 15 Niveles: Torre 2 –“Torres Madeleine” mediante la implementación de columnas compuestas encajonadas de acero embebidas en concreto en Huehuetenango, Guatemala*. Universidad del Valle de Guatemala.
- Taranath, B. (2016). *Structural analysis and design of tall buildings*. CRC Press.
- Universidad Politécnica de Valencia. (2015). *Normas de seguridad estructural: estados límite en el diseño estructural*. Universidad Politécnica de Valencia: <https://www.upv.es>
- Valles, R., & Soto, R. (s.f.). *Edificios de acero en México*. Gerdau Corsa.

XI. Anexos

Anexo 1. Cronograma.



Nota. Elaboración propia.

Anexo 2. Fragmento de Tabla A-1 de NSE 2.

ANEXO A — LISTADO DE AMENAZA SÍSMICA Y VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO POR MUNICIPIOS

Tabla A-1 – Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	I ₀	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento (Km/h)
				S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	
1	Acatenango	Chimaltenango	4.1	1.48	0.47	2.57	1.48	0.52	2.57	1.61	0.68	2.67	1.61	0.84	3.27	1.40	1.39	3.88	100
2	Agua Blanca	Jutiapa	4.1	1.57	0.43	2.50	1.75	0.53	2.41	2.15	0.88	2.21	1.79	1.27	2.78	1.37	1.74	3.00	100
3	Agucatlán	Huehuetenango	4.1	1.46	0.43	4.51	1.63	0.54	4.45	2.09	0.90	3.69	1.82	1.28	4.27	1.43	1.90	4.43	100
4	Almolonga	Quetzaltenango	4.1	1.49	0.47	2.57	1.49	0.52	2.57	1.62	0.68	2.67	1.62	0.84	3.25	1.39	1.39	3.89	100
5	Alotenango	Sacatepéquez	4.1	1.50	0.47	2.56	1.50	0.52	2.56	1.63	0.68	2.67	1.63	0.85	3.25	1.43	1.52	3.47	100
6	Amatitlán	Guatemala	4.1	1.39	0.47	2.58	1.43	0.52	2.54	1.78	0.68	2.69	1.55	1.08	3.27	1.35	1.82	3.51	100
7	Antigua Guatemala	Sacatepéquez	4.1	1.38	0.47	2.55	1.43	0.52	2.51	1.79	0.68	2.69	1.56	1.08	3.27	1.32	1.82	3.51	100
8	Asunción Mita	Jutiapa	4.1	1.49	0.43	2.47	1.69	0.53	2.43	1.76	0.88	2.27	1.76	1.27	2.78	1.37	1.65	3.00	100
9	Atescatempa	Jutiapa	4.1	1.36	0.47	2.52	1.43	0.52	2.49	1.53	0.68	2.55	1.52	0.79	3.24	1.30	1.40	3.45	100
10	Ayutla	San Marcos	4.2	1.49	0.51	3.26	1.57	0.57	2.87	1.68	0.78	3.06	1.67	1.14	3.79	1.48	1.90	4.09	110
11	Barberena	Santa Rosa	4.1	1.49	0.47	2.63	1.49	0.52	2.57	1.74	0.68	2.69	1.64	1.08	3.27	1.47	1.82	3.51	100
12	Cabañas	Zacapa	4.1	1.14	0.43	3.53	1.38	0.48	3.43	1.76	0.71	2.90	1.57	1.19	3.48	1.30	1.65	3.75	100
13	Cabricán	Quetzaltenango	4.1	1.32	0.47	2.48	1.43	0.52	2.53	1.53	0.68	2.85	1.49	0.79	4.25	1.28	1.44	4.28	100
14	Cajola	Quetzaltenango	4.1	1.28	0.47	2.43	1.43	0.52	2.47	1.53	0.68	2.65	1.43	0.79	3.08	1.28	1.19	3.70	100
15	Camotán	Chiquimula	4.1	1.11	0.43	2.93	1.28	0.48	2.85	1.74	0.62	2.46	1.52	1.01	3.06	1.27	1.65	3.28	100
16	Canillá	Quiché	4.1	1.13	0.43	4.51	1.34	0.48	4.44	1.57	0.78	3.68	1.57	1.22	4.27	1.30	1.65	4.48	100
17	Cantel	Quetzaltenango	4.1	1.45	0.47	2.58	1.45	0.52	2.58	1.58	0.68	2.66	1.60	0.83	3.27	1.38	1.37	3.87	100
18	Casillas	Santa Rosa	4.1	1.32	0.47	2.52	1.43	0.52	2.47	1.53	0.68	2.64	1.50	0.85	3.25	1.30	1.62	3.48	100
19	Catarina	San Marcos	4.2	1.68	0.51	3.63	1.68	0.57	2.99	1.80	0.74	3.00	1.77	1.11	3.81	1.59	1.84	4.14	100
20	Chahal	Alta Verapaz	3	0.94	0.37	4.10	1.05	0.41	4.02	1.12	0.57	3.42	1.15	0.79	3.97	1.08	1.50	4.09	110
21	Chajul	Quiché	4.1	1.18	0.37	4.51	1.40	0.48	3.95	1.62	0.81	3.68	1.62	1.16	4.27	1.32	1.55	4.47	100
22	Champerico	Retalhuleu	4.2	1.91	0.51	3.46	1.99	0.59	3.52	2.02	0.96	3.65	2.02	1.41	4.60	1.74	1.98	4.72	110
23	Chiantla	Huehuetenango	4.1	1.46	0.43	4.51	1.63	0.54	4.21	1.94	0.90	3.66	1.75	1.28	4.27	1.43	1.65	4.43	100
24	Chicacao	Suchitepéquez	4.2	1.66	0.51	3.62	1.66	0.57	2.98	1.78	0.74	3.04	1.75	1.12	3.82	1.59	1.86	4.14	100

Nota. Adaptado de AGIES (2018b).

Anexo 3. Chequeo de Derivas en modelo de vigas de concreto.

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Disp X	Disp Y	Drift X	Drift Y	X	Y
Techo	10	2138	S der X	LinRespSpec	Max	0.07	0.01	0.002107	6.43E-04	O.K.	O.K.
Techo	10	2138	S der Y	LinRespSpec	Max	0.05	0.06	1.38E-03	0.001601	O.K.	O.K.
Techo	14	2142	S der X	LinRespSpec	Max	0.07	0.01	0.001991	6.43E-04	O.K.	O.K.
Techo	14	2142	S der Y	LinRespSpec	Max	0.05	0.06	1.32E-03	0.001601	O.K.	O.K.
Techo	38	2156	S der X	LinRespSpec	Max	0.07	0.01	0.002107	2.40E-04	O.K.	O.K.
Techo	38	2156	S der Y	LinRespSpec	Max	0.05	0.05	1.38E-03	0.00137	O.K.	O.K.
Techo	42	2160	S der X	LinRespSpec	Max	0.07	0.01	0.001991	2.40E-04	O.K.	O.K.
Techo	42	2160	S der Y	LinRespSpec	Max	0.05	0.05	1.32E-03	0.00137	O.K.	O.K.
11	10	2052	S der X	LinRespSpec	Max	0.07	0.01	0.002119	4.70E-04	O.K.	O.K.
11	10	2052	S der Y	LinRespSpec	Max	0.05	0.06	1.30E-03	0.001407	O.K.	O.K.
11	14	2056	S der X	LinRespSpec	Max	0.07	0.01	0.001977	4.70E-04	O.K.	O.K.
11	14	2056	S der Y	LinRespSpec	Max	0.05	0.06	1.26E-03	0.001407	O.K.	O.K.
11	38	2075	S der X	LinRespSpec	Max	0.07	0.01	0.002119	1.98E-04	O.K.	O.K.
11	38	2075	S der Y	LinRespSpec	Max	0.05	0.05	0.001297	1.43E-03	O.K.	O.K.
11	42	2079	S der X	LinRespSpec	Max	0.07	0.01	0.001977	1.98E-04	O.K.	O.K.
11	42	2079	S der Y	LinRespSpec	Max	0.05	0.05	0.001258	1.43E-03	O.K.	O.K.
10	10	1939	S der X	LinRespSpec	Max	0.06	0.01	0.002301	4.68E-04	O.K.	O.K.
10	10	1939	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.05	0.001565	1.69E-03	O.K.	O.K.
10	14	1943	S der X	LinRespSpec	Max	0.06	0.01	0.002107	4.68E-04	O.K.	O.K.
10	14	1943	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.05	0.001508	1.69E-03	O.K.	O.K.
10	38	1962	S der X	LinRespSpec	Max	0.06	0.01	0.002301	2.05E-04	O.K.	O.K.
10	38	1962	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.05	0.001565	1.55E-03	O.K.	O.K.
10	42	1966	S der X	LinRespSpec	Max	0.06	0.01	0.002107	2.05E-04	O.K.	O.K.
10	42	1966	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.05	0.001508	1.55E-03	O.K.	O.K.
9	10	1826	S der X	LinRespSpec	Max	0.06	0.01	0.002453	5.10E-04	O.K.	O.K.
9	10	1826	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.05	0.001813	1.98E-03	O.K.	O.K.
9	14	1830	S der X	LinRespSpec	Max	0.06	0.01	0.002231	5.10E-04	O.K.	O.K.
9	14	1830	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.05	0.00174	1.98E-03	O.K.	O.K.
9	38	1849	S der X	LinRespSpec	Max	0.06	0.0046	0.002453	2.22E-04	O.K.	O.K.
9	38	1849	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.04	0.001813	1.65E-03	O.K.	O.K.
9	42	1853	S der X	LinRespSpec	Max	0.06	0.0046	0.002231	2.22E-04	O.K.	O.K.
9	42	1853	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.04	0.00174	1.65E-03	O.K.	O.K.
8	10	1713	S der X	LinRespSpec	Max	0.05	0.01	0.002534	5.64E-04	O.K.	O.K.
8	10	1713	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.04	0.001995	2.20E-03	O.K.	O.K.
8	14	1717	S der X	LinRespSpec	Max	0.05	0.01	0.002316	5.64E-04	O.K.	O.K.
8	14	1717	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.04	0.001914	2.20E-03	O.K.	O.K.
8	38	1736	S der X	LinRespSpec	Max	0.05	0.004031	0.002534	2.39E-04	O.K.	O.K.
8	38	1736	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.04	0.001995	1.71E-03	O.K.	O.K.
8	42	1740	S der X	LinRespSpec	Max	0.05	0.004031	0.002316	2.39E-04	O.K.	O.K.
8	42	1740	S der Y	LinRespSpec	Max	0.04	0.04	0.001914	1.71E-03	O.K.	O.K.
7	10	1600	S der X	LinRespSpec	Max	0.04	0.01	0.002506	5.84E-04	O.K.	O.K.
7	10	1600	S der Y	LinRespSpec	Max	0.03	0.04	0.002064	2.29E-03	O.K.	O.K.
7	14	1604	S der X	LinRespSpec	Max	0.04	0.01	0.002309	5.84E-04	O.K.	O.K.
7	14	1604	S der Y	LinRespSpec	Max	0.03	0.04	0.001977	2.29E-03	O.K.	O.K.
7	38	1623	S der X	LinRespSpec	Max	0.04	0.003425	0.002506	2.44E-04	O.K.	O.K.
7	38	1623	S der Y	LinRespSpec	Max	0.03	0.03	0.002064	1.74E-03	O.K.	O.K.
7	42	1627	S der X	LinRespSpec	Max	0.04	0.003425	0.002309	2.44E-04	O.K.	O.K.
7	42	1627	S der Y	LinRespSpec	Max	0.03	0.03	0.001977	1.74E-03	O.K.	O.K.
6	10	1487	S der X	LinRespSpec	Max	0.04	0.01	0.002058	3.57E-04	O.K.	O.K.
6	10	1487	S der Y	LinRespSpec	Max	0.03	0.03	0.001352	1.46E-03	O.K.	O.K.
6	14	1491	S der X	LinRespSpec	Max	0.04	0.01	0.00194	3.57E-04	O.K.	O.K.
6	14	1491	S der Y	LinRespSpec	Max	0.03	0.03	0.001323	1.46E-03	O.K.	O.K.
6	38	1510	S der X	LinRespSpec	Max	0.04	0.002823	0.002058	1.69E-04	O.K.	O.K.
6	38	1510	S der Y	LinRespSpec	Max	0.03	0.03	0.001352	1.49E-03	O.K.	O.K.
6	42	1514	S der X	LinRespSpec	Max	0.04	0.002823	0.00194	1.69E-04	O.K.	O.K.
6	42	1514	S der Y	LinRespSpec	Max	0.03	0.03	0.001323	1.49E-03	O.K.	O.K.

Nota. Elaboración propia.

Anexo 4. Chequeo de Derivas en modelo de vigas de concreto (Cont.).

5	10	1374	S der X	LinRespSpec	Max	0.03	0.01	0.002043	3.63E-04	O.K.	O.K.
5	10	1374	S der Y	LinRespSpec	Max	0.02	0.03	0.001372	1.49E-03	O.K.	O.K.
5	14	1378	S der X	LinRespSpec	Max	0.03	0.01	0.001919	3.63E-04	O.K.	O.K.
5	14	1378	S der Y	LinRespSpec	Max	0.02	0.03	0.001342	1.49E-03	O.K.	O.K.
5	38	1397	S der X	LinRespSpec	Max	0.03	0.00241	0.002043	1.71E-04	O.K.	O.K.
5	38	1397	S der Y	LinRespSpec	Max	0.02	0.02	0.001372	1.49E-03	O.K.	O.K.
5	42	1401	S der X	LinRespSpec	Max	0.03	0.00241	0.001919	1.71E-04	O.K.	O.K.
5	42	1401	S der Y	LinRespSpec	Max	0.02	0.02	0.001342	1.49E-03	O.K.	O.K.
4	10	1261	S der X	LinRespSpec	Max	0.03	0.004889	0.002043	3.70E-04	O.K.	O.K.
4	10	1261	S der Y	LinRespSpec	Max	0.02	0.02	0.001395	1.54E-03	O.K.	O.K.
4	14	1265	S der X	LinRespSpec	Max	0.03	0.004889	0.001911	3.70E-04	O.K.	O.K.
4	14	1265	S der Y	LinRespSpec	Max	0.02	0.02	0.001364	1.54E-03	O.K.	O.K.
4	38	1284	S der X	LinRespSpec	Max	0.03	0.001995	0.002043	1.73E-04	O.K.	O.K.
4	38	1284	S der Y	LinRespSpec	Max	0.02	0.02	0.001395	1.46E-03	O.K.	O.K.
4	42	1288	S der X	LinRespSpec	Max	0.03	0.001995	0.001911	1.73E-04	O.K.	O.K.
4	42	1288	S der Y	LinRespSpec	Max	0.02	0.02	0.001364	1.46E-03	O.K.	O.K.
3	10	1108	S der X	LinRespSpec	Max	0.02	0.004109	0.002038	3.77E-04	O.K.	O.K.
3	10	1108	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.02	0.001414	1.58E-03	O.K.	O.K.
3	14	1112	S der X	LinRespSpec	Max	0.02	0.004109	0.001905	3.77E-04	O.K.	O.K.
3	14	1112	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.02	0.001386	1.58E-03	O.K.	O.K.
3	38	1151	S der X	LinRespSpec	Max	0.02	0.001583	0.002038	1.76E-04	O.K.	O.K.
3	38	1151	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.02	0.001414	1.41E-03	O.K.	O.K.
3	42	1155	S der X	LinRespSpec	Max	0.02	0.001583	0.001905	1.76E-04	O.K.	O.K.
3	42	1155	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.02	0.001386	1.41E-03	O.K.	O.K.
2	10	972	S der X	LinRespSpec	Max	0.02	0.003344	0.00202	3.92E-04	O.K.	O.K.
2	10	972	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.01	0.001424	1.63E-03	O.K.	O.K.
2	14	981	S der X	LinRespSpec	Max	0.02	0.003344	0.001884	3.92E-04	O.K.	O.K.
2	14	981	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.01	0.001399	1.63E-03	O.K.	O.K.
2	38	995	S der X	LinRespSpec	Max	0.02	0.001186	0.00202	1.81E-04	O.K.	O.K.
2	38	995	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.01	0.001424	1.34E-03	O.K.	O.K.
2	42	999	S der X	LinRespSpec	Max	0.02	0.001186	0.001884	1.81E-04	O.K.	O.K.
2	42	999	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.01	0.001399	1.34E-03	O.K.	O.K.
1	10	947	S der X	LinRespSpec	Max	0.01	0.002603	0.001848	4.11E-04	O.K.	O.K.
1	10	947	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.01	0.001438	1.74E-03	O.K.	O.K.
1	14	951	S der X	LinRespSpec	Max	0.01	0.002603	0.001784	4.11E-04	O.K.	O.K.
1	14	951	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.01	0.001435	1.74E-03	O.K.	O.K.
1	38	973	S der X	LinRespSpec	Max	0.01	0.0008367	0.001848	1.77E-04	O.K.	O.K.
1	38	973	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.01	0.001438	1.24E-03	O.K.	O.K.
1	42	977	S der X	LinRespSpec	Max	0.01	0.0008367	1.78E-03	0.0001771	O.K.	O.K.
1	42	977	S der Y	LinRespSpec	Max	0.01	0.01	0.001435	1.24E-03	O.K.	O.K.
-1	1	655	S der X	LinRespSpec	Max	0.00423	0.002031	5.57E-04	0.0002814	O.K.	O.K.
-1	1	655	S der Y	LinRespSpec	Max	0.002401	0.004846	0.0002983	6.47E-04	O.K.	O.K.
-1	7	661	S der X	LinRespSpec	Max	0.01	0.002031	9.05E-04	0.0002814	O.K.	O.K.
-1	7	661	S der Y	LinRespSpec	Max	0.002142	0.004846	0.0002815	6.47E-04	O.K.	O.K.
-1	64	716	S der X	LinRespSpec	Max	0.00423	0.002312	5.57E-04	0.0003171	O.K.	O.K.
-1	64	716	S der Y	LinRespSpec	Max	0.002401	0.01	0.0002983	6.51E-04	O.K.	O.K.
-1	70	722	S der X	LinRespSpec	Max	0.01	0.002312	9.05E-04	0.0003171	O.K.	O.K.
-1	70	722	S der Y	LinRespSpec	Max	0.002142	0.01	0.0002815	6.51E-04	O.K.	O.K.
-2	1	372	S der X	LinRespSpec	Max	0.002597	0.001199	5.29E-04	0.0002482	O.K.	O.K.
-2	1	372	S der Y	LinRespSpec	Max	0.001518	0.002914	0.0003029	5.89E-04	O.K.	O.K.
-2	7	378	S der X	LinRespSpec	Max	0.003663	0.001199	7.73E-04	0.0002482	O.K.	O.K.
-2	7	378	S der Y	LinRespSpec	Max	0.001304	0.002914	0.0002659	5.89E-04	O.K.	O.K.
-2	64	433	S der X	LinRespSpec	Max	0.002597	0.001378	5.29E-04	0.0002867	O.K.	O.K.
-2	64	433	S der Y	LinRespSpec	Max	0.001518	0.003318	0.0003029	6.65E-04	O.K.	O.K.
-2	70	439	S der X	LinRespSpec	Max	0.003663	0.001378	7.73E-04	0.0002867	O.K.	O.K.
-2	70	439	S der Y	LinRespSpec	Max	0.001304	0.003318	0.0002659	6.65E-04	O.K.	O.K.
-3	1	1	S der X	LinRespSpec	Max	0.001016	0.0004563	3.39E-04	0.0001521	O.K.	O.K.
-3	1	1	S der Y	LinRespSpec	Max	0.0006105	0.001148	0.0002035	3.83E-04	O.K.	O.K.
-3	7	13	S der X	LinRespSpec	Max	0.001346	0.0004563	4.49E-04	0.0001521	O.K.	O.K.
-3	7	13	S der Y	LinRespSpec	Max	0.0005073	0.001148	0.0001691	3.83E-04	O.K.	O.K.
-3	64	127	S der X	LinRespSpec	Max	0.001016	0.0005215	3.39E-04	0.0001738	O.K.	O.K.
-3	64	127	S der Y	LinRespSpec	Max	0.0006105	0.001327	0.0002035	4.42E-04	O.K.	O.K.
-3	70	139	S der X	LinRespSpec	Max	0.001346	0.0005215	4.49E-04	0.0001738	O.K.	O.K.
-3	70	139	S der Y	LinRespSpec	Max	0.0005073	0.001327	0.0001691	4.42E-04	O.K.	O.K.

Nota. Elaboración propia.

Anexo 5. Chequeo de Derivas en modelo de vigas compuestas.

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Disp X	Disp Y	Drift X	Drift Y	X	Y
Techo	10	2138	S der X	LinRespSpec	Max	9.99	2.02	0.002649	0.0009952	O.K.	O.K.
Techo	10	2138	S der Y	LinRespSpec	Max	6.99	8.09	0.001556	0.001731	O.K.	O.K.
Techo	14	2142	S der X	LinRespSpec	Max	9.57	2.02	0.00242	0.0009952	O.K.	O.K.
Techo	14	2142	S der Y	LinRespSpec	Max	6.97	8.09	0.001488	0.001731	O.K.	O.K.
Techo	38	2156	S der X	LinRespSpec	Max	9.99	0.86	0.002649	0.0003584	O.K.	O.K.
Techo	38	2156	S der Y	LinRespSpec	Max	6.99	6.28	0.001556	0.001536	O.K.	O.K.
Techo	42	2160	S der X	LinRespSpec	Max	9.57	0.86	0.00242	0.0003584	O.K.	O.K.
Techo	42	2160	S der Y	LinRespSpec	Max	6.97	6.28	0.001488	0.001536	O.K.	O.K.
11	10	2052	S der X	LinRespSpec	Max	9.28	1.75	0.002704	0.0009122	O.K.	O.K.
11	10	2052	S der Y	LinRespSpec	Max	6.58	7.65	0.001607	0.001711	O.K.	O.K.
11	14	2056	S der X	LinRespSpec	Max	8.93	1.75	0.002462	0.0009122	O.K.	O.K.
11	14	2056	S der Y	LinRespSpec	Max	6.57	7.65	0.001541	0.001711	O.K.	O.K.
11	38	2075	S der X	LinRespSpec	Max	9.28	0.78	0.002704	0.000343	O.K.	O.K.
11	38	2075	S der Y	LinRespSpec	Max	6.58	5.83	0.001607	0.00161	O.K.	O.K.
11	42	2079	S der X	LinRespSpec	Max	8.93	0.78	0.002462	0.000343	O.K.	O.K.
11	42	2079	S der Y	LinRespSpec	Max	6.57	5.83	0.001541	0.00161	O.K.	O.K.
10	10	1939	S der X	LinRespSpec	Max	8.61	1.56	0.00289	0.0009025	O.K.	O.K.
10	10	1939	S der Y	LinRespSpec	Max	6.17	7.23	0.001866	0.001979	O.K.	O.K.
10	14	1943	S der X	LinRespSpec	Max	8.33	1.56	0.002595	0.0009025	O.K.	O.K.
10	14	1943	S der Y	LinRespSpec	Max	6.18	7.23	0.001787	0.001979	O.K.	O.K.
10	38	1962	S der X	LinRespSpec	Max	8.61	0.7	0.00289	0.0003458	O.K.	O.K.
10	38	1962	S der Y	LinRespSpec	Max	6.17	5.38	0.001866	0.001729	O.K.	O.K.
10	42	1966	S der X	LinRespSpec	Max	8.33	0.7	0.002595	0.0003458	O.K.	O.K.
10	42	1966	S der Y	LinRespSpec	Max	6.18	5.38	0.001787	0.001729	O.K.	O.K.
9	10	1826	S der X	LinRespSpec	Max	7.89	1.46	0.003034	0.0008279	O.K.	O.K.
9	10	1826	S der Y	LinRespSpec	Max	5.69	6.72	0.002128	0.002272	O.K.	O.K.
9	14	1830	S der X	LinRespSpec	Max	7.69	1.46	0.002703	0.0008279	O.K.	O.K.
9	14	1830	S der Y	LinRespSpec	Max	5.72	6.72	0.002039	0.002272	O.K.	O.K.
9	38	1849	S der X	LinRespSpec	Max	7.89	0.64	0.003034	0.0003247	O.K.	O.K.
9	38	1849	S der Y	LinRespSpec	Max	5.69	4.91	0.002128	0.001834	O.K.	O.K.
9	42	1853	S der X	LinRespSpec	Max	7.69	0.64	0.002703	0.0003247	O.K.	O.K.
9	42	1853	S der Y	LinRespSpec	Max	5.72	4.91	0.002039	0.001834	O.K.	O.K.
8	10	1713	S der X	LinRespSpec	Max	7.13	1.37	0.003123	0.0008231	O.K.	O.K.
8	10	1713	S der Y	LinRespSpec	Max	5.12	6.12	0.002365	0.002559	O.K.	O.K.
8	14	1717	S der X	LinRespSpec	Max	7.01	1.37	0.002788	0.0008231	O.K.	O.K.
8	14	1717	S der Y	LinRespSpec	Max	5.18	6.12	0.002265	0.002559	O.K.	O.K.
8	38	1736	S der X	LinRespSpec	Max	7.13	0.57	0.003123	0.0003127	O.K.	O.K.
8	38	1736	S der Y	LinRespSpec	Max	5.12	4.41	0.002365	0.001912	O.K.	O.K.
8	42	1740	S der X	LinRespSpec	Max	7.01	0.57	0.002788	0.0003127	O.K.	O.K.
8	42	1740	S der Y	LinRespSpec	Max	5.18	4.41	0.002265	0.001912	O.K.	O.K.
7	10	1600	S der X	LinRespSpec	Max	6.34	1.23	0.003158	0.0009157	O.K.	O.K.
7	10	1600	S der Y	LinRespSpec	Max	4.5	5.45	0.002525	0.002771	O.K.	O.K.
7	14	1604	S der X	LinRespSpec	Max	6.3	1.23	0.00285	0.0009157	O.K.	O.K.
7	14	1604	S der Y	LinRespSpec	Max	4.57	5.45	0.002419	0.002771	O.K.	O.K.
7	38	1623	S der X	LinRespSpec	Max	6.34	0.5	0.003158	0.0003291	O.K.	O.K.
7	38	1623	S der Y	LinRespSpec	Max	4.5	3.88	0.002525	0.001956	O.K.	O.K.
7	42	1627	S der X	LinRespSpec	Max	6.3	0.5	0.00285	0.0003291	O.K.	O.K.
7	42	1627	S der Y	LinRespSpec	Max	4.57	3.88	0.002419	0.001956	O.K.	O.K.
6	10	1487	S der X	LinRespSpec	Max	5.53	1.08	0.002954	0.0008041	O.K.	O.K.
6	10	1487	S der Y	LinRespSpec	Max	3.82	4.72	0.0022	0.002419	O.K.	O.K.
6	14	1491	S der X	LinRespSpec	Max	5.57	1.08	0.002729	0.0008041	O.K.	O.K.
6	14	1491	S der Y	LinRespSpec	Max	3.93	4.72	0.002132	0.002419	O.K.	O.K.
6	38	1510	S der X	LinRespSpec	Max	5.53	0.42	0.002954	0.0002951	O.K.	O.K.
6	38	1510	S der Y	LinRespSpec	Max	3.82	3.35	0.0022	0.001836	O.K.	O.K.
6	42	1514	S der X	LinRespSpec	Max	5.57	0.42	0.002729	0.0002951	O.K.	O.K.
6	42	1514	S der Y	LinRespSpec	Max	3.93	3.35	0.002132	0.001836	O.K.	O.K.

Nota. Elaboración propia.

Anexo 6. Chequeo de Derivas en modelo de vigas compuestas (Cont.).

5	10	1374	S der X	LinRespSpec	Max	4.75	0.97	0.002973	0.0008035	O.K.	O.K.
5	10	1374	S der Y	LinRespSpec	Max	3.23	4.08	0.002241	0.00251	O.K.	O.K.
5	14	1378	S der X	LinRespSpec	Max	4.87	0.97	0.002755	0.0008035	O.K.	O.K.
5	14	1378	S der Y	LinRespSpec	Max	3.36	4.08	0.00218	0.00251	O.K.	O.K.
5	38	1397	S der X	LinRespSpec	Max	4.75	0.36	0.002973	0.0003004	O.K.	O.K.
5	38	1397	S der Y	LinRespSpec	Max	3.23	2.84	0.002241	0.001818	O.K.	O.K.
5	42	1401	S der X	LinRespSpec	Max	4.87	0.36	0.002755	0.0003004	O.K.	O.K.
5	42	1401	S der Y	LinRespSpec	Max	3.36	2.84	0.00218	0.001818	O.K.	O.K.
4	10	1261	S der X	LinRespSpec	Max	3.96	0.86	0.002964	0.0007693	O.K.	O.K.
4	10	1261	S der Y	LinRespSpec	Max	2.62	3.4	0.002257	0.002586	O.K.	O.K.
4	14	1265	S der X	LinRespSpec	Max	4.14	0.86	0.002748	0.0007693	O.K.	O.K.
4	14	1265	S der Y	LinRespSpec	Max	2.76	3.4	0.002208	0.002586	O.K.	O.K.
4	38	1284	S der X	LinRespSpec	Max	3.96	0.3	0.002964	0.0002954	O.K.	O.K.
4	38	1284	S der Y	LinRespSpec	Max	2.62	2.34	0.002257	0.001764	O.K.	O.K.
4	42	1288	S der X	LinRespSpec	Max	4.14	0.3	0.002748	0.0002954	O.K.	O.K.
4	42	1288	S der Y	LinRespSpec	Max	2.76	2.34	0.002208	0.001764	O.K.	O.K.
3	10	1108	S der X	LinRespSpec	Max	3.16	0.76	0.002921	0.0007506	O.K.	O.K.
3	10	1108	S der Y	LinRespSpec	Max	2	2.7	0.002251	0.002639	O.K.	O.K.
3	14	1112	S der X	LinRespSpec	Max	3.41	0.76	0.002718	0.0007506	O.K.	O.K.
3	14	1112	S der Y	LinRespSpec	Max	2.15	2.7	0.002215	0.002639	O.K.	O.K.
3	38	1151	S der X	LinRespSpec	Max	3.16	0.25	0.002921	0.0002878	O.K.	O.K.
3	38	1151	S der Y	LinRespSpec	Max	2	1.86	0.002251	0.001686	O.K.	O.K.
3	42	1155	S der X	LinRespSpec	Max	3.41	0.25	0.002718	0.0002878	O.K.	O.K.
3	42	1155	S der Y	LinRespSpec	Max	2.15	1.86	0.002215	0.001686	O.K.	O.K.
2	10	972	S der X	LinRespSpec	Max	2.37	0.63	0.002802	0.0007468	O.K.	O.K.
2	10	972	S der Y	LinRespSpec	Max	1.38	2	0.002148	0.002579	O.K.	O.K.
2	14	981	S der X	LinRespSpec	Max	2.67	0.63	0.002643	0.0007468	O.K.	O.K.
2	14	981	S der Y	LinRespSpec	Max	1.54	2	0.00213	0.002579	O.K.	O.K.
2	38	995	S der X	LinRespSpec	Max	2.37	0.2	0.002802	0.0002778	O.K.	O.K.
2	38	995	S der Y	LinRespSpec	Max	1.38	1.39	0.002148	0.001564	O.K.	O.K.
2	42	999	S der X	LinRespSpec	Max	2.67	0.2	0.002643	0.0002778	O.K.	O.K.
2	42	999	S der Y	LinRespSpec	Max	1.54	1.39	0.00213	0.001564	O.K.	O.K.
1	10	947	S der X	LinRespSpec	Max	1.6	0.5	0.002347	0.0006393	O.K.	O.K.
1	10	947	S der Y	LinRespSpec	Max	0.78	1.33	0.001653	0.002125	O.K.	O.K.
1	14	951	S der X	LinRespSpec	Max	1.95	0.5	0.002426	0.0006393	O.K.	O.K.
1	14	951	S der Y	LinRespSpec	Max	0.96	1.33	0.001707	0.002125	O.K.	O.K.
1	38	973	S der X	LinRespSpec	Max	1.6	0.15	0.002347	0.0002204	O.K.	O.K.
1	38	973	S der Y	LinRespSpec	Max	0.78	0.96	0.001653	0.001307	O.K.	O.K.
1	42	977	S der X	LinRespSpec	Max	1.95	0.15	0.002426	0.0002204	O.K.	O.K.
1	42	977	S der Y	LinRespSpec	Max	0.96	0.96	0.001707	0.001307	O.K.	O.K.
-1	1	655	S der X	LinRespSpec	Max	0.77	0.4	0.001135	0.0005955	O.K.	O.K.
-1	1	655	S der Y	LinRespSpec	Max	0.49	0.75	0.0007071	0.00108	O.K.	O.K.
-1	7	661	S der X	LinRespSpec	Max	1.11	0.4	0.001715	0.0005955	O.K.	O.K.
-1	7	661	S der Y	LinRespSpec	Max	0.38	0.75	0.0005648	0.00108	O.K.	O.K.
-1	64	716	S der X	LinRespSpec	Max	0.77	0.48	0.001135	0.0006875	O.K.	O.K.
-1	64	716	S der Y	LinRespSpec	Max	0.49	0.79	0.0007071	0.001137	O.K.	O.K.
-1	70	722	S der X	LinRespSpec	Max	1.11	0.48	0.001715	0.0006875	O.K.	O.K.
-1	70	722	S der Y	LinRespSpec	Max	0.38	0.79	0.0005648	0.001137	O.K.	O.K.
-2	1	372	S der X	LinRespSpec	Max	0.43	0.23	0.0009577	0.0005023	O.K.	O.K.
-2	1	372	S der Y	LinRespSpec	Max	0.28	0.43	0.0006081	0.0009213	O.K.	O.K.
-2	7	378	S der X	LinRespSpec	Max	0.6	0.23	0.001357	0.0005023	O.K.	O.K.
-2	7	378	S der Y	LinRespSpec	Max	0.21	0.43	0.0004721	0.0009213	O.K.	O.K.
-2	64	433	S der X	LinRespSpec	Max	0.43	0.27	0.0009577	0.0005998	O.K.	O.K.
-2	64	433	S der Y	LinRespSpec	Max	0.28	0.46	0.0006081	0.0009961	O.K.	O.K.
-2	70	439	S der X	LinRespSpec	Max	0.6	0.27	0.001357	0.0005998	O.K.	O.K.
-2	70	439	S der Y	LinRespSpec	Max	0.21	0.46	0.0004721	0.0009961	O.K.	O.K.
-3	1	1	S der X	LinRespSpec	Max	0.15	0.08	0.000486	0.0002532	O.K.	O.K.
-3	1	1	S der Y	LinRespSpec	Max	0.09	0.15	0.0003141	0.0005074	O.K.	O.K.
-3	7	13	S der X	LinRespSpec	Max	0.19	0.08	0.0006474	0.0002532	O.K.	O.K.
-3	7	13	S der Y	LinRespSpec	Max	0.07	0.15	0.0002378	0.0005074	O.K.	O.K.
-3	64	127	S der X	LinRespSpec	Max	0.15	0.09	0.000486	0.0003136	O.K.	O.K.
-3	64	127	S der Y	LinRespSpec	Max	0.09	0.16	0.0003141	0.0005346	O.K.	O.K.
-3	70	139	S der X	LinRespSpec	Max	0.19	0.09	0.0006474	0.0003136	O.K.	O.K.
-3	70	139	S der Y	LinRespSpec	Max	0.07	0.16	0.0002378	0.0005346	O.K.	O.K.

Nota. Elaboración propia.

Anexo 7. Precio de W10x45.

CODIGO	UNIDAD MEDIDA	DESCRIPCION	PESO LBS.	CANT.	PRECIO UNITARIO	TOTAL
034251	UNIDAD	VIGA W.F. 10 X 45 LBS/PIE X 20'	900.00	1	4,320.00	4,320.00
CUATRO MIL TRESCIENTOS VEINTE CON 00/100			900.00		GTQ	
OBSERVACIONES:						TOTAL Q. 4,320.00
NOTAS: - Precios expresados en: QUETZALES INCLUYE EL 12% DE IVA						
			NombreCorto	TotalMontolmpuesto		
			IVA	462.8600		

Nota. Adaptado de Cotización.

Anexo 8. Precio de Varillas de acero.

Cantidad	Codigo	Producto	Medida	Precio Unitario	Precio Total
100	16	HIERRO CORRUGADO DE 5/8 G40	Unidad	Q 79.25	Q 7,925.00
100	5	HIERRO CORRUGADO DE 7/8 G40	Unidad	Q 166.00	Q 16,600.00
					Q -
					Q -
					Q -
TOTAL					Q 24,525.00

* Precios pueden variar sin previo aviso

Nota. Adaptado de Cotización.

Anexo 9. Precio de Concreto.

COTIZACION DE PRODUCTO					
CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	TOTAL
CON.4001	CONCRETO CONVENCIONAL DE 4,000 PSI TNM 3/8"	156.00	M3	Q 1,321.60	Q 206,169.60
SERV0252	PLUMA + OPERADOR	156.00	M3	Q 108.92	Q 16,991.52
SERV0502	CONTROL DE TEMPERATURA	156.00	M3	Q 160.44	Q 25,028.64
					Q -
SUBTOTAL					Q 248,189.76
IVA INCLUIDO					
TOTAL					Q 248,189.76

* Validez de la oferta: 31/01/2026

Precio promedio por M3 de concreto colocado Q 1,590.96

Nota. Adaptado de Cotización.

XII. Glosario

Acero estructural: material metálico utilizado en elementos sometidos a esfuerzos de tensión, compresión y flexión; regulado por el AISC 360 y AISC 341.

Análisis modal: procedimiento dinámico que determina los modos de vibración de una estructura.

Carga de viento (W): presión dinámica generada por el viento sobre la estructura.

Carga muerta (D): peso propio permanente de la estructura y sus elementos fijos.

Carga sísmica: acción producida por la aceleración del terreno durante un sismo, según ASCE 7-16.

Carga viva (L): carga variable debida a ocupación o uso.

Coefficiente de amplificación sísmica (Fa, Fv): factores que ajustan las aceleraciones espectrales de diseño en función del tipo de suelo (ASCE 7-16).

Combinaciones de carga: conjuntos de efectos de carga simultáneos para el diseño estructural (ASCE 7-16, Cap. 2).

Compresión: esfuerzo axial que tiende a reducir la longitud de un elemento estructural.

Concreto reforzado: mezcla de cemento, agregados y agua reforzada con acero para resistir tensión, según ACI 318-19.

Confinamiento: restricción lateral al concreto que mejora su resistencia a compresión.

Cortante basal: fuerza horizontal total que actúa en la base de la estructura por efecto sísmico.

Corte: esfuerzo interno paralelo a la sección transversal que tiende a deslizar una parte de la otra, según AISC 360, Cap. G.

Deriva de piso: desplazamiento lateral relativo entre dos niveles consecutivos de una estructura, según ASCE 7-16.

Ductilidad: capacidad de un material o sistema para deformarse plásticamente sin fallar, definida en AISC 341-16.

Espectro de respuesta sísmico: curva que representa la aceleración máxima esperada en función del período de vibración.

Factor de comportamiento sísmico (R): relación entre la resistencia elástica y la resistencia de diseño de una estructura; refleja su capacidad de disipar energía (ASCE 7-16).

Factor de reducción de resistencia (ϕ): coeficiente de seguridad aplicado en diseño por LRFD (AISC y ACI).

Factor de reducción por sobre resistencia (Ω_o): coeficiente que amplifica fuerzas para el diseño de elementos y conexiones sismo-resistentes (AISC 341-16).

Flexión: esfuerzo que se genera cuando un elemento se dobla bajo una carga transversal, produciendo tensiones de tracción y compresión.

Inercia (I): propiedad geométrica de la sección transversal que mide su resistencia a la flexión.

Longitud no soportada (Lb): distancia entre puntos de arriostramiento lateral de una viga; controla el pandeo lateral torsional.

Marco resistente a momento: sistema estructural donde vigas y columnas resisten momentos flectores y cortantes (AISC 341).

Método LRFD: diseño por resistencia, donde las cargas se multiplican por factores mayores que uno.

Modo de vibración: forma en que una estructura oscila a una frecuencia natural específica.

Módulo de elasticidad (E): propiedad del material que relaciona esfuerzo y deformación dentro del rango elástico.

Momento plástico (Mp): valor del momento flector correspondiente a la plastificación total de la sección transversal de acero (AISC 360-16).

Pandeo lateral torsional (LTB): inestabilidad que ocurre en vigas sin apoyo lateral continuo, definida en AISC 360-16 Cap. F.

Período fundamental: tiempo que tarda la estructura en completar una oscilación libre completa.

Rigidez: relación entre la carga aplicada y la deformación producida; controlada en análisis estructural.

Tensión: esfuerzo axial que tiende a alargar un elemento.

Viga compuesta: elemento estructural que combina acero y concreto para resistir cargas.