

---

# Implementación de la tipología estructural “*Split-Level*” para edificios de estacionamientos en acero para Ciudad de Guatemala, Guatemala

---

Diego Andrés Morataya Reyes



UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



**Implementación de la tipología estructural “*Split-Level*” para  
edificios de estacionamientos en a cero para Ciudad de  
Guatemala, Guatemala**

Trabajo de graduación presentado por Diego Andrés Morataya Reyes  
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2019



Implementación de la tipología estructural “*Split-Level*” para edificios de estacionamientos en acero para Ciudad de Guatemala, Guatemala

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA  
Facultad de Ingeniería



**Implementación de la tipología estructural “*Split-Level*” para edificios de estacionamientos en a cero para Ciudad de Guatemala, Guatemala**

Trabajo de graduación presentado por Diego Andrés Morataya Reyes para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2019

Vo.Bo.:

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Feliciano Leiva Estrada

Tribunal Examinador:

(f) \_\_\_\_\_  
Ing. Feliciano Leiva Estrada

(f) \_\_\_\_\_  
MBA. Ing. Roberto Godo Levensen

(f) \_\_\_\_\_  
MEng. Hugo Pallais Beteta

Fecha de aprobación: Guatemala: 2 de diciembre de 2019

*Desde hace varios años, he anhelado el momento de culminar mis estudios, más no de terminar de aprender. Es por ello que, este trabajo ilustra los conocimientos adquiridos durante más de cinco años universitarios. He tratado de plasmar de la mejor manera los conceptos y aplicaciones que en este documento se mencionan, para comprender un poco de la ingeniería estructural.*

*No hubiera sido posible finalizarlo sin la ayuda de Dios, el cual me ha brindado fortaleza y perseverancia a lo largo de este camino.*

*De mi familia, la cual me ha apoyado en todo momento.*

*De mis amigos, a los cuales agradezco su compañía y sinergia, en la compleja labor de finalizar mis estudios.*

*De mis maestros, los cuales me han tratado de transmitir todos sus conocimientos a lo largo de estos cinco años.*

*De la Universidad del Valle de Guatemala, de brindarme los recursos para mi proceso de aprendizaje.*

*Espero que este documento logre cumplir con su cometido, y logre ayudar a cualquier persona que lo consulte.*

<b>PREFACIO</b> .....	<b>VI</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>XI</b>
<b>LISTA DE CUADROS</b> .....	<b>XV</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>XVIII</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>IXX</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>2. JUSTIFICACIÓN</b> .....	<b>2</b>
<b>3. OBJETIVOS</b> .....	<b>3</b>
3.1. Objetivo general.....	3
3.2. Objetivos específicos.....	3
<b>4. CAPÍTULO 4</b> .....	<b>5</b>
4.1. Caracterización de edificios de estacionamientos.....	5
4.1.1. Definición de estacionamiento.....	5
4.1.2. Niveles de servicio .....	5
4.1.3. Anatomía de un estacionamiento.....	6
4.1.4. Tipología de estacionamientos.....	8
4.2. Tipología de estacionamientos <i>Split-Level</i> .....	11
4.2.1. Descripción del sistema .....	11
4.2.2. Ventajas.....	12
4.3. Desventajas.....	12

4.3.1.	Propiedades del acero como material estructural.....	12
4.3.2.	Ventajas.....	12
4.3.3.	Desventajas .....	13
4.3.4.	Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural.....	14
4.4.	Diseño estructural simo-resistente .....	17
4.4.1.	Configuración estructural y sistemas estructurales.....	17
4.4.2.	Análisis modal espectral.....	19
4.4.3.	Configuración estructural.....	22
4.4.4.	Rangos de desempeño .....	22
4.5.	Aspectos sísmicos dentro del contexto guatemalteco.....	23
4.5.1.	Índice de sismicidad.....	23
4.5.2.	Clasificación de obras.....	23
4.5.3.	Clasificación del sitio .....	26
4.5.4.	Sismos para diseño estructural.....	26
4.5.5.	Parámetros de modelación de respuesta sísmica .....	26
4.6.	Espectros genéricos para diseño.....	27
4.6.1.	Parámetros básicos .....	27
4.6.2.	Ajustes por clase de sitio .....	28
4.6.3.	Ajustes por intensidades sísmicas especiales.....	30
4.6.4.	Períodos de vibración de transición .....	32
4.6.5.	Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño .....	33
4.6.6.	Espectros genéricos probables.....	34
4.7.	Diseño y verificación de losacero .....	36
4.7.1.	Descripción .....	36
4.7.2.	Partes de losacero.....	36
4.7.3.	Diseño de losacero sin conectores a corte.....	38
4.7.4.	Diseño de losacero con conectores a corte (sección compuesta).....	41
4.8.	Diseño y verificación de marcos especiales a momento.....	50
4.8.1.	Descripción .....	50
4.8.2.	Verificación de vigas.....	53
4.8.3.	Verificación de columnas .....	56
4.8.4.	Verificaciones adicionales.....	60
4.9.	Diseño y verificación de marcos arriostrados excéntricamente.....	65
4.9.1.	Descripción .....	65
4.9.2.	Verificación del enlace .....	69
4.9.3.	Verificación de viga de soporte .....	73
4.9.4.	Verificación de viga fuera del enlace.....	75
4.9.5.	Verificación de la columna .....	83
4.10.	Diseño y verificación de muros de corte de concreto armado .....	110
4.10.1.	Descripción .....	111

4.10.2. Diseño.....	112
<b>5. CAPÍTULO 5.....</b>	<b>115</b>
5.1. Red vial y parque vehicular .....	115
5.2. Definición de estacionamiento.....	115
5.2.1. Caracterización de los edificios de estacionamientos más relevantes .....	116
5.3. Aspectos reglamentarios relevantes en el diseño de espacios de estacionamientos Split-Level.....	119
5.4. Dimensiones del espacio vial .....	122
5.4.1. Plazas de aparcamiento.....	122
5.4.2. Anchos máximos y mínimos de entrada y salida.....	124
5.4.3. Número mínimo de entradas al estacionamiento .....	127
5.4.4. Distancia mínima de entradas y salidas desde esquinas .....	127
5.4.5. Pendientes de rampas.....	127
5.4.6. Anchos de pasillos de circulación vehicular interna.....	128
5.4.7. Radio de giro de entradas y salidas .....	129
<b>6. CAPÍTULO 6.....</b>	<b>131</b>
6.1. Cargas de diseño a considerar .....	131
6.1.1. Carga muerta.....	131
6.1.2. Cargas vivas.....	133
6.1.3. Cargas ambientales.....	136
6.1.4. Cargas laterales.....	137
6.1.5. Cargas de impacto .....	138
6.2. Configuración estructural del edificio.....	139
6.2.1. Longitud de luces permisibles .....	139
6.2.2. Configuración estructural de marcos.....	142
6.2.3. Configuración de columnas.....	144
6.2.4. Base sísmica de la estructura .....	144
6.2.5. Disposición de rampas vehiculares .....	145
6.3. Clases de sitio para Ciudad de Guatemala.....	146
6.4. Diseño de losacero.....	147
6.5. Diseño de vigas secundarias .....	150
6.6. Diseño de marcos especiales resistentes a momento y arriostrados excéntricamente .....	152
6.7. Grados de acero para elementos estructurales.....	152
<b>7. CAPÍTULO 7 .....</b>	<b>162</b>
7.1. Ubicación del inmueble .....	162

7.2. Cargas actuantes.....	164
7.3. Especificaciones de elementos estructurales .....	164
7.4. Dimensiones preliminares de la estructura.....	165
7.5. Parámetros sísmicos .....	168
7.6. Espectro genérico sobre la dirección “X” y “Y” .....	171
7.7. Diseño de losacero.....	173
7.8. Diseño de vigas secundarias .....	175
7.9. Proceso iterativo de diseño.....	182
7.10. Calibración de corte sísmico.....	184
7.11. Chequeo de derivas de la estructura .....	188
7.12. Revisión de marco rígido.....	190
7.13. Revisión de marco excéntrico.....	196
7.14. Estructura final.....	205
7.15. Análisis de posibles variaciones al modelo .....	205
7.16. Características espaciales de la estructura .....	210
<b>8. CAPÍTULO 8.....</b>	<b>217</b>
8.1. Cargas actuantes sobre la estructura.....	131
8.2. Especificaciones de elementos estructurales .....	217
8.3. Dimensiones de la estructura.....	218
8.4. Parámetros sísmicos .....	233
8.5. Espectro genérico sobre la dirección “X” y “Y” .....	224
8.6. Diseño de lámina troquelada.....	225
8.7. Diseño de vigas secundarias .....	227
8.8. Diseño de marcos gravitacionales.....	231
8.9. Diseño de marcos excéntricos.....	235
8.10. Diseño de muros de corte de concreto armado .....	243
8.11. Resultados de análisis modal.....	257
8.12. Desplazamientos en el eje “X” y “Y” .....	257
8.13. Comparación estructural.....	261
<b>9. CONCLUSIONES.....</b>	<b>263</b>
<b>10. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>265</b>
<b>11. BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>267</b>
<b>12. ANEXOS.....</b>	<b>271</b>

---

## Lista de figuras

---

Figura 1. Componentes de un estacionamiento.....	6
Figura 2. Anatomía de estacionamiento.....	7
Figura 3. One-way simple helix.....	8
Figura 4. Central two-way ramp.....	8
Figura 5. Two-way single helix.....	9
Figura 6. Express Ramp.....	10
Figura 7. Circulación en estacionamiento Split-Level.....	10
Figura 8. Diagrama esfuerzo-deformación.....	15
Figura 9. Edificio de marcos rígidos en acero.....	17
Figura 10. Edificio con muros de corte de acero.....	18
Figura 11. Comparación de osciladores dentro de un espectro de respuesta sísmica.....	19
Figura 12. Diferentes modos de vibración que puede experimentar una estructura.....	20
Figura 13. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.....	27
Figura 14. Mapa de amenazas geológicas de Guatemala.....	31
Figura 15. Funciones de pseudo aceleración para construir un espectro de diseño.....	32
Figura 16. Partes del sistema de losacero.....	33
Figura 17. Losacero con y sin conectores a corte.....	34
Figura 19. Nomenclatura de dimensiones de losacero.....	35
Figura 20. Vigas compuestas con cubierta de acero conformado.....	36
Figura 21. Edificio de estacionamientos en construcción en la Universidad Rafael Landívar	
Figura 22. Diferencia de ductilidad entre OMF, IMF y SMF.....	37
Figura 24. Detalle del enlace de un marco excéntrico.....	38
Figura 25. Diagramas de solicitaciones por acciones sísmicas, (a) momentos flectores, (b) Fuerzas de corte y (c) fuerzas axiales.....	66
Figura 26. Distintas configuraciones para los marcos arriostrados excéntricamente.....	67

Figura 27. Número de vehículos que circulan diariamente en el área metropolitana de Guatemala.....	87
Figura 28. Vista frontal y lateral de torre de estacionamientos 5ta calle y 11 Av. zona 1 .....	89
Figura 29. Vista superior izquierda del Centro Comercial Miraflores.....	89
Figura 30. Vista lateral iglesia Mega Frater San Cristóbal .....	90
Figura 31. Torre de estacionamiento Banco Industrial zona 4.....	90
Figura 32. Vista lateral e interior de la planta baja de la torre de estacionamientos C.C. Peri Roosevelt.....	91
Figura 33. Dimensiones para plazas de aparcamientos .....	94
Figura 34. Dimensiones para plazas de bicicletas y motocicletas.....	94
Figura 35. Dimensiones para plazas de discapacitados aislada.....	95
Figura 36. Dimensiones para plazas de discapacitados adjuntas.....	95
Figura 37. Disposición de entradas y salidas de acuerdo a la dimensión frontal del predio de estacionamiento.....	96
Figura 38. Número mínimo de entradas al estacionamiento.....	97
Figura 39. Distancia mínima de entradas y salidas desde esquinas.....	97
Figura 40. Pendiente de rampa simple .....	98
Figura 41. Pendiente de rampa con transiciones.....	98
Figura 42. Ancho de pasillo de circulación para parqueos paralelos.....	99
Figura 43. Ancho de pasillo de circulación para parqueos perpendiculares.....	99
Figura. 44 Radio de giro en estacionamientos.....	101
Figura 44. Listado de cargas muertas provenientes de pisos .....	102
Figura 45. Listado de cargas muertas provenientes de tabiques y particiones.....	104
Figura 46. Listado de cargas muertas provenientes de fachadas y cerramientos .....	105
Figura 47. Pasillo central de un estacionamiento .....	110
Figura 48. Marcos rígidos con longitudes largas.....	110
Figura 49. Mapa de zonas sísmicas alrededor del mundo .....	111
Figura 50. Distintas configuraciones de marcos para el pasillo central de un estacionamiento “Split-Level” .....	112
Figura 51. Configuración incorrecta de marcos excéntricos dentro de estacionamientos “Split – Level”.....	113
Figura 52. Separación entre torres de estacionamientos “Split – Level”.....	113
Figura 53. Configuración de columnas dentro de un estacionamiento “Split – Level.....	114
Figura 54. Base sísmica recomendada para estacionamientos “Split – Level” .....	115
Figura 55. Rampa vehicular en estacionamiento “Split-Level”.....	115
Figura 56. Espectro genérico para la Ciudad de Guatemala.....	116
Figura 57. Variación en la deflexión por peso propio y el concreto en diferentes calibres de losacero.....	117
Figura 58. Variación de esfuerzos ejercidos por el peso propio y carga viva de instalación	118
Figura 59. Variación de esfuerzos en la fibra superior del concreto .....	118

Figura 60. Variación de esfuerzos de tensión en la lámina.....	119
Figura 61. Variación de momentos flectores a medida que la luz entre viguetas apoyos aumenta.....	120
Figura 62. Variación de momentos flectores a medida que la luz entre viguetas apoyos aumenta.....	120
Figura 63. Falla por pandeo local del alma de una viga de perfil W .....	122
Figura 64. Pandeo lateral de una viga de acero .....	123
Figura 65. Comportamiento a flexión de vigas en función de su longitud lateral sin soporte. .....	124
Figura 66. Viga principal de acero arriostrada lateralmente a través de vigas secundarias .	124
Figura 67. Coeficiente de flexión de viga simplemente apoyada, sin soportes laterales.....	126
Figura 68. Coeficiente de flexión de viga simplemente apoyada, en su soporte lateral central .....	126
Figura 69. Coeficiente de flexión de viga simplemente apoyada con dos cargas puntuales, en susoporte lateral central.....	126
Figura 70. Coeficiente de flexión de viga simplemente apoyada con tres cargas puntuales, en su soporte lateral central.....	127
Figura 71. Coeficiente de flexión de viga doblemente empotrada.....	127
Figura 72. Coeficiente de flexión en una viga en voladizo .....	127
Figura 73. Coeficiente de para una columna de acero.....	128
Figura 74. Rigidez de un marco excéntrico contra la relación $e/L$ .....	129
Figura 75. Rotación permisible del enlace en función de su longitud .....	130
Figura 76. Configuración inadecuada de un marco arriostrada excéntricamente .....	130
Figura 77. Esfuerzo de fluencia contra carga axial en un enlace W18X40 .....	131
Figura 78. Esfuerzo de fluencia contra carga axial en un enlace W18X97 .....	131
Figura 79. Esfuerzo de fluencia contra carga axial en un enlace W18X311.....	132
Figura 80. Perfiles más comunes rolados en caliente .....	133
Figura 81. Especificaciones ASTM aplicables para varios tipos de perfiles estructurales .....	134
Figura 83. Ubicación del área de parqueo, sobre la 6ta Avenida de la zona 4.....	135
Figura 84. Dimensiones del terreno donde se ubicará la estructura .....	136
Figura 85. Vista isométrica del estacionamiento .....	138
Figura 86. Vista en elevación de torre 1.....	138
Figura 87. Vista en elevación y perfil de torre 1.....	139
Figura 88. Planta típica de estacionamientos.....	140
Figura 89. Espectro genérico para sistema estructural E1 y E3, Ciudad de Guatemala.....	143
Figura 90. Comparación de esfuerzos producidos por el peso propio de losacero más concreto de diferentes calibres de lámina .....	145
Figura 91. Asignación de cargas gravitacionales en el software ETABS 2016 para el diseño de vigas secundarias .....	147

Figura 92. Capacidad nominal a momento y corte de vigas secundarias entre ejes A-B y C-D obtenida del software ETABS 2016.....	151
Figura 93. Deflexión nominal de vigas secundarias entre ejes A-B y C-D obtenida del software ETABS 2016 .....	151
Figura 94. Cantidad requerida de conectores a corte de vigas secundarias entre ejes A-B y C-D obtenida del software ETABS 2016 .....	152
Figura 95. Vigas secundarias seleccionadas para el estacionamiento .....	153
Figura 96. Proceso de diseño estructural llevado a cabo.....	154
Figura 97. Centros de masa, rigidez y ejes más demandados .....	155
Figura 98. Marco rígido y excéntrico más demandados en la estructura.....	156
Figura 99. Vista superior del modelo estructural .....	156
Figura 100. Especificación de diseño para SMF .....	157
Figura 101. Especificación de diseño para EBF .....	157
Figura 102. Corte sísmico en cada nivel de la estructura provocado por espectro de diseño en X.....	159
Figura 103. Corte sísmico en cada nivel de la estructura provocado por espectro de diseño .....	160
Figura 104. Desplazamiento lateral debido a espectro de diseño en X.....	161
Figura 105. Derivas laterales debido a espectro de diseño en X.....	162
Figura 106. Desplazamiento lateral debido a espectro de diseño en Y .....	163
Figura 107. Derivas laterales debido a espectro de diseño en Y .....	163
Figura 108. Máxima rotación del enlace .....	172
Figura 109. Configuración final para marcos rígidos en el eje corto .....	179
Figura 109. Configuración final para marcos rígidos en el eje largo .....	180
Figura 110. Configuración final para marcos rígidos en el eje corto .....	181
Figura 111. Configuración final para marcos excéntricos .....	181

---

## Lista de cuadros

---

Cuadro 1. Clasificación de obras.....	23
Cuadro 2. Niveles de protección sísmica.....	24
Cuadro 3. Coeficiente de sitio $F_a$ .....	28
Cuadro 4. Coeficiente de sitio $F_a$ .....	28
Cuadro 5. Tipo de fuente sísmica.....	29
Cuadro 6. Factor $N_a$ para períodos cortos de vibración.....	30
Cuadro 7. Factor $N_v$ para períodos largos de vibración.....	30
Cuadro 8. Probabilidad de exceder el sismo de diseño, de acuerdo a la clase de obra.....	32
Cuadro 9. Factor $K_d$ de acuerdo al nivel de sismo.....	32
Cuadro 10. Ventajas y desventajas de SMF.....	49
Cuadro 11. Comparación de OMF, IMF y SMF.....	50
Cuadro 12. Ventajas y desventajas de EBF.....	65
Cuadro 13. Porcentaje de números de vehículos en circulación en cada vía principal dentro de la Ciudad de Guatemala.....	88
Cuadro 14. Plazas para visitas en suelo residencial.....	92
Cuadro 15. Cantidad de aparcamientos para categorías de suelo no residencial.....	93
Cuadro 16. Anchos necesarios de acuerdo a dimensión frontal del estacionamiento.....	96
Cuadro 17. Radio de giro de entradas y salidas.....	100
Cuadro 18. Cargas vivas mínimas para estacionamientos.....	105
Cuadro 19. Carga distribuida de tefra volcánica a 10km del foco eruptivo.....	107
Cuadro 20. Parámetros de amenaza sísmica para Ciudad de Guatemala.....	108
Cuadro 21. Incremento debido a la carga viva que es capaz de generar impacto.....	109
Cuadro 22. Índice de sismicidad para obras ordinarias en Guatemala.....	111
en función de su longitud lateral sin soporte.....	124
Cuadro 23. Cargas gravitacionales que se ejercen sobre la estructura.....	127
Cuadro 24. Especificaciones de materiales estructurales.....	137
Cuadro 25. Parámetros sísmicos para la Ciudad de Guatemala.....	141

Cuadro 26. Parámetros específicos del sistema estructural E1.....	142
Cuadro 27. Parámetros específicos del sistema estructural E3.....	142
Cuadro 28. Ordenadas espectrales para espectro genérico de sistema estructural E1 y E3, Ciudad de Guatemala .....	143
Cuadro 29. Cargas gravitacionales sobre cubierta de la estructura.....	144
Cuadro 30. Cargas gravitacionales sobre entepiso de la estructura.....	144
Cuadro 31. Combinaciones de servicio.....	144
Cuadro 32. Comparación de esfuerzos producidos por el peso propio de losacero más 6cm de concreto de diferentes calibres de lámina.....	146
Cuadro 33. Comparación de alternativas de vigas secundarias para ejes A-B y C-D.....	148
Cuadro 34. Comparación de alternativas de vigas secundarias para eje B-C.....	149
Cuadro 35. Comparación de alternativas de vigas secundarias para vigas en voladizo.....	150
Cuadro 36. Resumen de perfiles de vigas compuestas seleccionadas.....	150
Cuadro 37. Centros de masa y rigidez de la estructura.....	155
Cuadro.38. Peso sísmico total .....	158
Cuadro 39. Coeficientes sísmicos en la dirección X y Y .....	158
Cuadro 40. Corte de diseño y factor de calibración para corte sísmico.....	158
Cuadro 41. Modos de vibración provenientes del análisis dinámico.....	159
Cuadro 42. Chequeo de derivas en el eje X, para el sistema E3.....	160
Cuadro 43. Chequeo de derivas en el eje X, para el sistema E1.....	161
Cuadro 44. Chequeo de derivas en el eje Y, para el sistema E1 .....	162
Cuadro 45. Cargas últimas en viga de SMF .....	164
Cuadro 46. Revisión de compacidad para viga de SMF.....	164
Cuadro 47. Longitudes no arriostradas de viga SMF.....	165
Cuadro 48. Revisión de capacidad de flexión para viga de SMF .....	165
Cuadro 49. Revisión de corte para viga de SMF.....	166
Cuadro 50. Cargas últimas que recaen sobre columna de SMF.....	166
Cuadro 51. Revisión de compacidad para columna de SMF.....	166
Cuadro 52. Análisis de dirección de pandeo para columna de SMF .....	167
Cuadro 53. Revisión de capacidad axial para columna de SMF .....	167
Cuadro 54. Análisis de longitud no arriostrada para columna de SMF .....	168
Cuadro 55. Revisión de capacidad a flexión de columna de SMF .....	168
Cuadro 56 Revisión de capacidad a flexión en el eje débil para columna de SMF.....	168
Cuadro 57. Relación compresión/flexión para columna de SMF .....	169
Cuadro 58. Análisis de columna fuerte y viga débil para SMF .....	169
Cuadro 59. Solicitaciones últimas sobre enlace de EBF.....	170
Cuadro 60. Revisión de compacidad para enlace de EBF.....	170
Cuadro 61. Análisis de fluencia sobre enlace de EBF .....	171
Cuadro 62. Revisión de corte sobre enlace de EBF .....	171
Cuadro 63. Detalle de rigidizadores sobre enlace de EBF .....	171

Cuadro 64. Análisis de derivas del enlace para EBF .....	172
Cuadro 65. Revisión de capacidad a flexión para enlace de EBF .....	173
Cuadro 66. Revisión de pandeo para viga soporte de EBF .....	173
Cuadro 67. Revisión de capacidad axial para viga soporte de EBF .....	173
Cuadro 68. Solicitaciones últimas sobre viga de EBF .....	174
Cuadro 69. Revisión de compacidad para viga de EBF .....	174
Cuadro 70. Revisión de capacidad a flexión para viga de EBF .....	174
Cuadro 71. Longitud no arriostrada para viga de EBF .....	175
Cuadro 72. Revisión a corte para viga de EBF .....	175
Cuadro 73. Solicitaciones últimas sobre arriostre de EBF .....	175
Cuadro 74. Revisión de compacidad para arriostre de EBF .....	176
Cuadro 75. Longitud no arriostrada para arriostre de EBF .....	176
Cuadro 76. Revisión de capacidad axial de arriostre para EBF .....	176
Cuadro 77. Solicitaciones últimas sobre columna de EBF .....	177
Compacidad .....	177
Cuadro 78. Revisión de compacidad de columna para EBF .....	177
Cuadro 79. Análisis de longitud efectiva para columna de EBF .....	177
Cuadro 80. Revisión de capacidad axial de columna para EBF .....	178
Cuadro 81. Revisión de capacidad a flexión para columna de EBF .....	178
Cuadro 82. Relación entre esfuerzos de compresión y flexión en columna de EBF .....	178
Cuadro 83. Comparación de características mecánicas de viga compuesta articulada EBF con variaciones de acero estructural .....	182
Cuadro 84. Comparación de alternativa de viga articulada EBF .....	184
Cuadro 85. Variación del grado de acero estructural en vigas de SMF .....	185
Cuadro 86. Comparación de compacidad en patines y alma de viga de SMF con diferentes grados de acero estructural.....	186
Cuadro 87. Comparación de longitudes no arriostradas en viga de SMF con diferentes grados de acero estructural.....	186
Cuadro 88. Comparación entre viga alternativa y viga principal de SMF .....	187
Cuadro 89. Peso de la estructura por nivel .....	188
Cuadro 90. Peso de la estructura por metro cuadrado .....	188
Cuadro 91. Metros cuadrados por estacionamiento.....	188

Con el objetivo de establecer los parámetros estructurales y de diseño que se deben de seguir para el correcto funcionamiento de un edificio de estacionamientos en acer, utilizando la tipología estructural “Split-Level” dentro de la Ciudad de Guatemala, se realizó un estudio de las características de los componentes estructurales que forman parte de esta.

Se establecieron las dimensiones y los lineamientos necesarios para la circulación de vehículos en estacionamientos “Split-Level”, de acuerdo a lo establecido en la *Guía de Aplicación para la Dotación y Diseño de Estacionamientos*, que exige la Municipalidad de la Ciudad de Guatemala. Dichos parámetros son un requisito para la aprobación de la licencia de construcción de cualquier estacionamiento dentro de la Ciudad Capital.

Así mismo, se especificó de acuerdo a los códigos de diseño vigentes, los cuales establece la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) y American Institute of Steel Construction (AISC), los chequeos y limitaciones que se deben de tener en cuenta al diseñar los elementos estructurales de acero que forman parte de esta clase de estructuras.

Finalmente, se ejemplificó a través de una situación realista en la Ciudad de Guatemala, el diseño y cálculo de un edificio de estacionamientos de esta tipología para la generación de documentación de la misma



In order to establish the structural and design parameters that must be followed for the proper functioning of a steel parking building using the structural split-level typology within Guatemala City, a study of the characteristics was carried out. of the structural components that are part of it.

The dimensions and guidelines necessary for the circulation of vehicles in “Split-Level” parking lots were established, in accordance with the provisions of the *Application Guide for Parking Endowment and Design*, required by the Municipality of Guatemala City. These parameters are a requirement for the approval of the construction license of any parking lot within the Capital City.

Likewise, according to current design codes, which are established by the Guatemalan Association of Structural and Seismic Engineering (AGIES) and American Institute of Steel Construction (AISC), the checks and limitations that must be taken into account when Design the structural steel elements that are part of this kind of structures.

Finally, it was exemplified through a realistic situation in Guatemala City, the design and calculation of a parking building of this type for the generation of documentation.



# CAPÍTULO 1

---

## Introducción

---

Actualmente la Ciudad de Guatemala cuenta con un parque vehicular de más de un millón de automotores. Lo cual, ocasiona graves problemas para la circulación de sus habitantes. Sin embargo, uno de los problemas que ha causado esta coyuntura, es la falta de parqueos.

Las zonas 1, 4, 9, 10, 13, 14 y 15 son las zonas capitalinas que mayor concentración laboral poseen, y por ello son las ubicaciones que poseen la mayoría de estacionamientos. Sin embargo, la alta afluencia de personas que visitan estos lugares ha sobrepasado la capacidad de estos.

Es por ello que, los edificios de estacionamiento tipo "Split-Level" son una alternativa viable para ser implementados dentro de la Ciudad de Guatemala. Ya que, están diseñados especialmente para puntos de alta afluencia vehicular, donde los usuarios, no son asiduos a visitar dichos puntos. Lo cual, los dota de plusvalía dentro del mercado, debido a sus ventajas de movilidad.

Por esta causa, este trabajo pretende explicar las características de esta clase de parqueos, además de centrarse en el diseño y cálculo de sus elementos estructurales principales, teniendo como material de construcción el acero estructural.

Se expondrán los distintos criterios estructurales que se debe tomar en cuenta, el profesional a cargo de diseñar esta clase de estructuras, teniendo como fundamento las normas estructurales guatemaltecas y los códigos de diseño estructural de Estados Unidos.

Con el propósito de aclarar el análisis y diseño de esta clase de estructuras, para futuras generaciones.



Debido al crecimiento poblacional y económico que se ha registrado en las últimas décadas en el municipio de la Ciudad de Guatemala, se han observado problemas severos con la carga vehicular que actualmente circula dentro de ella. Según el periódico *Prensa Libre (Radiografía del aumento de tráfico. 2017. Pag.69)*, para el año 2015, la carga vehicular dentro de la Ciudad Capital se había incrementado en un 91.6 % con relación a los últimos 10 años, creciendo a una tasa entre el 6.8 % al 8.6 % anual, situación que ha derivado en que más de un millón de vehículos circulen diariamente en la ciudad [24].

Así mismo, se estima que las zonas de la Ciudad Capital que concentran el mayor número de centros laborales se encuentran distribuidos en las zonas 1, 9, 10, 11, 13 y 14 [25]. Lo anterior, provoca que diariamente se presente un alto congestionamiento vehicular en dichas zonas y que las mismas no se den abasto para poder suplir con la demanda de estacionamientos.

Es por ello que, la tipología estructural "Split-Level" es una buena opción para la implementación de edificios de estacionamientos dentro de la Ciudad de Guatemala, principalmente porque logra brindar ahorro en el área que ocupa como tal. Además, sus sistemas de rampas están diseñados para promover la fácil circulación dentro del espacio vial de los estacionamientos, lo cual es ideal para personas que no están familiarizados con la frecuente circulación en estacionamientos.

Por otro lado, los sistemas estructurales de acero en Guatemala no son muy frecuentes, debido al costo del acero como tal. Sin embargo, esta tipología es adecuada para estacionamientos debido las cargas que debe soportar y las luces que deben tener cubrir. Así mismo, se debe de contemplar que los costos de un edificio de acero con las características antes mencionadas, son menores que si el mismo se construyera con un sistema estructural



### 3.1. Objetivo general

Establecer los parámetros estructurales que conlleva la implementación de la tipología “Split-Level” para edificios de estacionamientos realizados en acero dentro de la Ciudad de Guatemala.

### 3.2. Objetivos específicos

- Establecer los lineamientos a seguir para el análisis y diseño sismo resistente que rigen las estructuras de acero en Guatemala.
- Definir los criterios que se deben de tomar en cuenta para el diseño sismo resistente de elementos estructurales presentes en una estructura de estacionamientos en acero.
- Ejemplificar el diseño de los elementos estructurales de un edificio en acero de estacionamientos “Split-Level”.



## 4.1 Caracterización de edificios de estacionamientos

### 4.1.1 Definición de estacionamiento

Comúnmente se piensa en un estacionamiento como un espacio público o privado destinado al almacenamiento de vehículos, los cuales pueden ser de cualquier índole o bien para solo un determinado tipo de ellos. No obstante, conforme las ciudades han ido evolucionando este concepto ha ido cambiando, no solo en el aspecto de satisfacer un espacio para situar vehículos, sino el de brindar circulación, movilidad, confort y seguridad a los usuarios que entren a él, no dejando a un lado el aspecto de proyectarse adecuadamente para encajar en el espacio público (Díaz, Subilete, & Pérez, 2017).

### 4.1.2 Niveles de servicio

Los niveles de servicio son un estándar utilizado inicialmente por los ingenieros de tráfico para evaluar la calidad de las calles y el tipo de usuarios que las utiliza, sin embargo, con el transcurso del tiempo fue adoptado por los diseñadores de estacionamientos para asignar una categoría de calidad y uso a las estructuras. Para determinar qué nivel de servicio es el apropiado para una estructura es necesario examinar variables como: circunstancia de uso, familiaridad, circulación, tipo de usuario y tiempo de permanencia (Northeastern University School of Architecture, 2008).

Dentro de la clasificación de estacionamiento hay cuatro niveles reconocidos de servicio que van desde A hasta D. El nivel de servicio A es el más alto y representa un nivel en el cual el usuario no está familiarizado con la instalación, como por ejemplo un estacionamiento

para trabajadores de oficinas, los cuales acuden a él diariamente y conocen a detalle el flujo de circulación. Por otro lado el nivel de servicio D el nivel más bajo y representa a aquel en el que los usuarios están familiarizados con la instalación, como por ejemplo, el estacionamiento de un aeropuerto, donde los usuarios rara vez han acuden a él y tienen desconocimiento del flujo de circulación del mismo (Northeastern University School of Architecture, 2008).

En general, la clasificación A es más generosa en su distribución de espacio dentro de un módulo de estacionamiento. La clasificación B es usualmente asignada a uso minorista y situaciones similares a la clasificación A con la principal diferencia siendo la tasa de rotación. La clasificación C se usa típicamente para situaciones de empleados y la clasificación D generalmente será solo aceptada en situaciones urbanas severas donde el espacio es limitado (Northeastern University School of Architecture, 2008).

#### 4.1.3 Anatomía de un estacionamiento

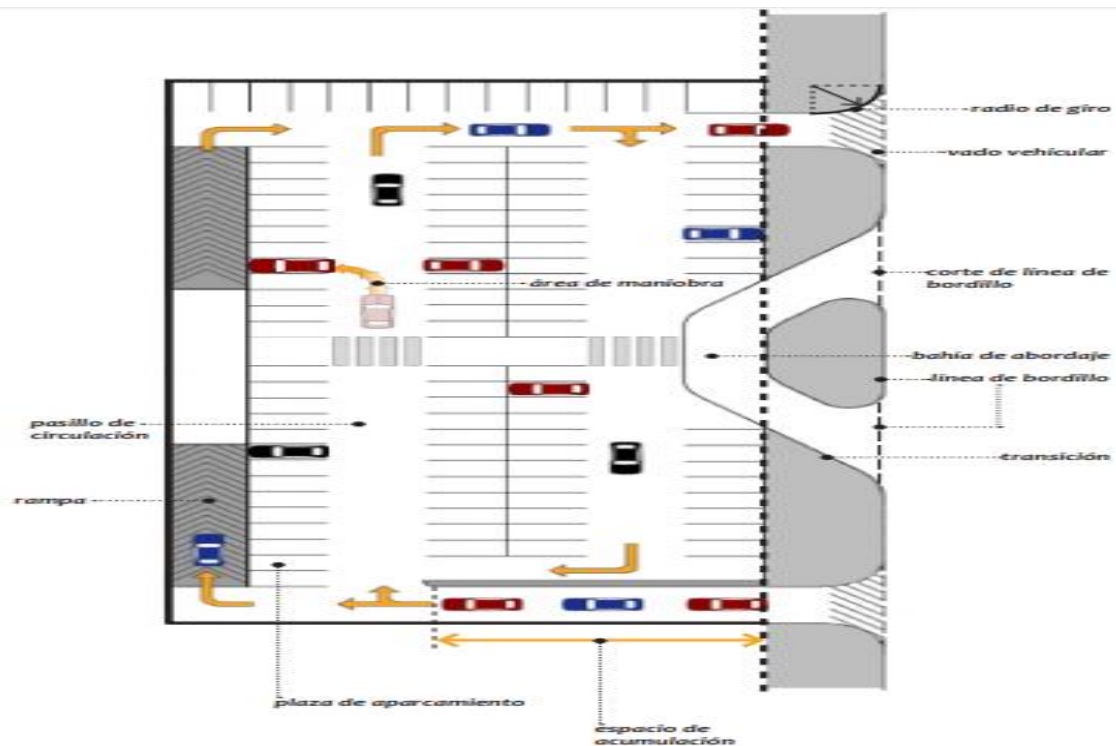
Los componentes de la estructura de un estacionamiento varían acorde al nivel de servicio que se elija. A continuación se describen los principales elementos de un estacionamiento:

- Altura libre: es la distancia vertical libre medida desde el nivel de piso terminado hasta el techo, la cual permite la libre circulación (Parro, 2019).
- Rampa: plano de declive que permite conectar dos niveles a distinta altura. Debe de tener al menos cuatro por ciento de pendiente (Parro, 2019).
- Pasillo de circulación: según Hartleben & Velásquez, 2010: “Espacios de circulación vehicular interna que sirven para entrar y salir de un estacionamiento, así como para maniobrar un vehículo al acceder a una plaza de aparcamiento”.
- Radio de giro: es la distancia mínima que requiere un vehículo para poder girar, determinando así el área necesaria para realizar dicho movimiento (Hartleben & Velásquez, 2010).
- Área de maniobra: según Hartleben & Velásquez, 2010: “Espacio de determinada longitud necesaria para efectuar las maniobras de giro que le permitan a un vehículo entrar y salir de una plaza de aparcamiento”.

- Espacio de estacionamiento: área necesaria para contener inmovilizado un determinado número de vehículos (Hisour, 2015).
- Espacio de acumulación: según Hartleben & Velásquez, 2010: “Prolongación de la entrada dentro del espacio no vial que tiene como fin la espera breve de vehículos ingresando a un estacionamiento”,
- Bahía de abordaje: según Hartleben & Velásquez, 2010: “Espacio destinado a actividades de abordaje o desabordaje de pasajeros o a la carga y descarga de objetos, durante las cuales los vehículos permanecen inmovilizados momentáneamente”.
- Vado vehicular: según Hartleben & Velásquez, 2010: “Extensión de una entrada o una salida a lo largo del espacio no vehicular para conectar entre sí el espacio vehicular con el espacio no vial”.

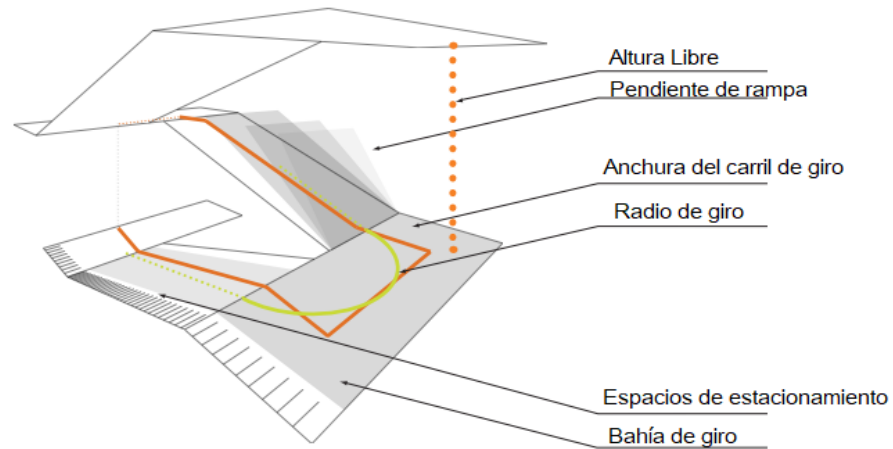
Las figuras 1 y 2 resumen los principales parámetros elementos antes descritos:

**Figura 1. Componentes de un estacionamiento**



Fuente: (Hartleben & Velásquez, 2010)

Figura 2. Anatomía de estacionamiento



Fuente: (Northeastern University School of Architecture, 2008)

#### 4.1.4 Tipologías de estacionamiento

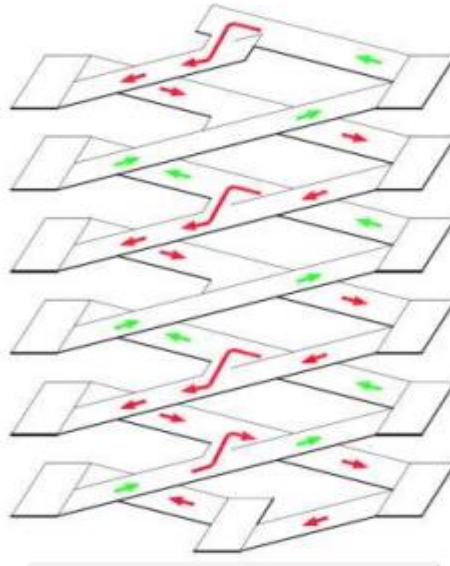
Las tipologías estructurales de estacionamientos surgen principalmente por la ubicación y el diseño de sus rampas, es por ello que no cualquier otra tipología dentro de la arquitectura puede ser tan distinguida por un elemento estructural.

Se pueden mencionar:

- Hélice simple de dos carriles

Es una rampa continua que sube un nivel cada 360 grados con módulos de estacionamiento amplios. Es de fácil navegación para los visitantes desconocidos, sin embargo, no debe diseñarse para un uso de gran volumen ni para estacionamientos de gran capacidad debido a los conflictos vehiculares.

*Figura 3. One-way simple helix*

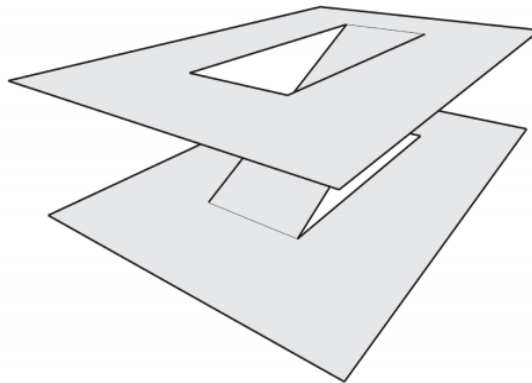


*Fuente:* (Lane, 2016)

- Rampa central de dos carriles

Configurada con 3 bahías de ancho, siendo la bahía central destinada para la rampa entre gradas, es una tipología muy intuitiva para los visitantes infrecuentes, además genera que la circulación y el aparcamiento sean accesibles. Sin embargo, necesita un amplio módulo de estacionamiento, y no son ideales para el uso de alto volumen vehicular.

**Figura 4. Central two-way ramp**

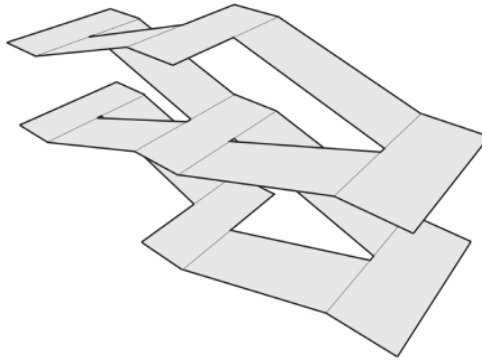


Fuente: (Northeastern University School of Architecture, 2008)

- Hélice doble de un carril

Se compone de dos rampas entrelazadas que crean un bucle continuo. Los usuarios pueden entrar y salir sin volver a rastrear su ruta y la configuración minimiza la congestión y los conflictos entre los vehículos. Sin embargo, no son muy intuitivos para los visitantes infrecuentes, y deben planificarse para las adecuadamente si su uso va dirigido a usuarios habituales.

**Figura 5. Two-way single helix**

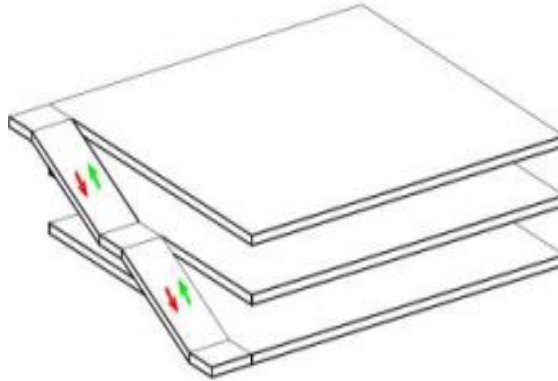


Fuente: (Northeastern University School of Architecture, 2008)

- Rampa exprés

Consiste en un gran nivel de estacionamiento con una rampa expresa interna o externa dedicada exclusivamente al flujo de tráfico. Esta rampa exprés puede ser una rampa recta o una rampa en espiral. Ofrecer altas capacidades de vehículos, Alta comodidad para el usuario, y para gestionar altos picos de volumen vehicular al mismo tiempo. Sin embargo, las rampas dedicadas a una sola circulación crean ineficiencia en el diseño de las celdas de estacionamiento, sobre todo si se trata de un pequeño estacionamiento.

*Figura 6. Express Ramp*



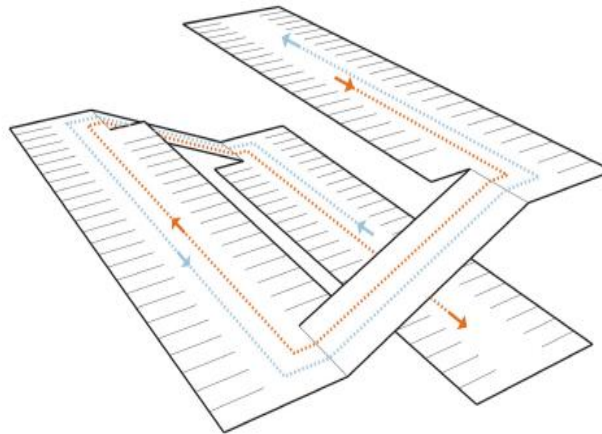
*Fuente:* (Lane, 2016)

## 4.2 Tipología de estacionamientos Split-Level

### 4.2.1 Descripción del sistema

El sistema Split-Level, que en español quiere decir “de dos pisos”, está formado por niveles de estacionamiento escalonados a través de sobreponer parte de la losa del nivel superior sobre el inferior, creando así la característica de traslape entre ambos niveles. Así mismo, los pisos están conectados por rampas de velocidad en los extremos para crear un flujo de circulación óptimo (Storey & Parking, n.d.).

**Figura 7. Circulación en estacionamiento Split-Level**



Fuente: (Northeastern University School of Architecture, 2008)

#### 4.2.2 Ventajas

- Aplicable a sitios pequeños y de alto costo donde se debe lograr el máximo aprovechamiento del espacio.
- La construcción es relativamente simple.
- El diseño encaja bien en sitios rectangulares
- Eficiente en términos de espacio ocupado por las celdas de parqueo.
- Es fácil de fácil circulación para visitantes no están familiarizados a él.

(Storey & Parking, n.d.)

#### 4.2.3 Desventajas

- Pueden surgir conflictos frecuentes entre los automóviles que están circulando y los que se están estacionando.
- No es recomendado para volúmenes de circulación en horas pico.
- La circulación para el peatón puede resultar dificultosa.
- Se restringe al diseñador celdas de estacionamiento únicamente a 90 grados si se diseñan dos vías de circulación por nivel.

(Storey & Parking, n.d.)

### 4.3 Estructuras de acero

#### 4.3.1 Propiedades del acero como material estructural

El acero es un material con características únicas, debido a que es uno de los materiales de fabricación y construcción con más versatilidad, adaptabilidad y amplio uso, ya que combina su resistencia intrínseca y la capacidad para ser trabajado mediante diferentes métodos, permitiendo además que sus propiedades sean modificadas de acuerdo a la necesidad que se quiera suplir, esto se realiza a través de tratamientos con calor, trabajo mecánico y aleaciones. Generando así, edificios con fines industriales y comerciales, puentes, muelles, entre otros.

#### 4.3.2 Ventajas

- Alta resistencia: posee una resistencia considerablemente alta por unidad de peso, por lo cual el peso de las estructuras será menor que si se construyera la misma con concreto reforzado. Esto cobra gran importancia en puente con grandes claros, rascacielos y edificios con condiciones adversas en su cimentación (Jack C. McCormac, 2011).
- Uniformidad: a pesar del paso del tiempo, las propiedades del acero no cambian apreciablemente (Jack C. McCormac, 2011).

- Elasticidad: debido a que al experimentar esfuerzos bastantes altos el acero sigue comportándose según la ley de Hooke, esto significa que su comportamiento se acerca más a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, así mismo, los momentos de inercia de un elemento de acero se pueden calcular exactamente (Jack C. McCormac, 2011).
- Durabilidad: si el mantenimiento a las estructuras de acero es el adecuado, estas durarán indefinidamente (Jack C. McCormac, 2011).
- Ductilidad: cuando se prueban a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, por tanto, caracterizándose por soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos (Jack C. McCormac, 2011).
- Tenacidad: los aceros poseen resistencia y ductilidad, a esta combinación se le conoce como tenacidad, ya que un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas, lo cual es importante para resistir grandes deformaciones durante su fabricación y montaje, sin presentar fracturas y siendo posibles doblarlos, cortarlos, martillarlos o cortarlos sin daño aparente (Jack C. McCormac, 2011).

#### 4.3.3 Desventajas

- Corrosión: la mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. En algunas situaciones puede ser fatal, las fallas por corrosión y fatiga pueden ocurrir si los miembros de acero se someten a esfuerzos cíclicos y a ambientes corrosivos (Jack C. McCormac, 2011).
- Costo de la protección contra el fuego: la resistencia del acero se reduce considerablemente en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Además, el acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden

transmitir suficiente calor de una sección a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente (Jack C. McCormac, 2011)..

- Susceptibilidad al pandeo: el peligro de pandeo de un miembro a compresión se acrecienta cuanto más largos y esbeltos son estos, es por ello que se deben de reforzarlas con rigidizadores (Jack C. McCormac, 2011).
- Fatiga: la resistencia del acero se reduce si se somete a un número considerable de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión (Jack C. McCormac, 2011).
- Fractura frágil: el acero puede perder su ductilidad bajo algunas condiciones específicas, lo que da lugar a concentración de esfuerzos ocasionando fractura frágil (Jack C. McCormac, 2011).

#### 4.3.4 Relaciones esfuerzo-deformación del acero estructural

El acero es un material conformado en un 98% por hierro y el otro 2% restante lo conforman materiales como: carbono, azufre, fósforo, silicio, manganeso, entre otros elementos. Sin embargo, de los materiales adicionales que anteriormente se mencionaron, el carbono es el que juega el papel más importante de ellos, ya que dependiendo el porcentaje que se agregue de este, afectará directamente a la resistencia final del acero. Según (Jack C. McCormac, 2011): “Un incremento del 0.01 por ciento del contenido de carbono causará que la resistencia de fluencia del acero se eleve aproximadamente 0.5 klb/plg<sup>2</sup> (ksi)”.

Por otro lado, el límite elástico de los materiales es un dato de mucha importancia en el proceso de diseño, especialmente del acero, debido a que, si este valor es excedido por las solicitaciones provenientes del análisis estructural conducirá a una deformación plástica.

Es por ello que, se deben de considerar los siguientes conceptos para tener una noción acertada del comportamiento tanto elástico como plástico del acero:

- Elasticidad: es la habilidad de un material para deformarse bajo una cierta carga y poder recuperar las dimensiones originales cuando esta se retira (Díaz del Castillo Rodríguez, 2008).

- Plasticidad: es la habilidad de un material para deformarse bajo una carga y retener esta deformación después de retirar dicha carga (Díaz del Castillo Rodríguez, 2008).
- Límite proporcional: es el mayor esfuerzo en el que se puede aplicar la ley de Hooke en el diagrama de esfuerzo – deformación.
- Esfuerzo de fluencia: es el esfuerzo máximo que se puede ejercer a un material antes de causar una deformación plástica. Así mismo, la deformación que ocurre antes del esfuerzo de fluencia se denomina deformación elástica.

Por otro lado, la deformación que ocurre después del esfuerzo de fluencia, pero sin presentar un incremento de esfuerzo, se conoce como deformación plástica. Esta última es generalmente igual en magnitud a 10 a 15 veces la deformación elástica (Jack C. McCormac, 2011).

Al estado en el que la deformación unitaria del acero aumenta pero no el esfuerzo ejercido sobre puede parecer una desventaja, pero en realidad es una característica muy útil. Ya que, previene la falla de una estructura debida a omisiones o errores del proyectista, esto es debido a que, si el esfuerzo en un punto de una estructura de acero dúctil alcanza el punto de fluencia, esa parte de la estructura cederá localmente sin incremento del esfuerzo, impidiendo así una falla prematura (Jack C. McCormac, 2011).

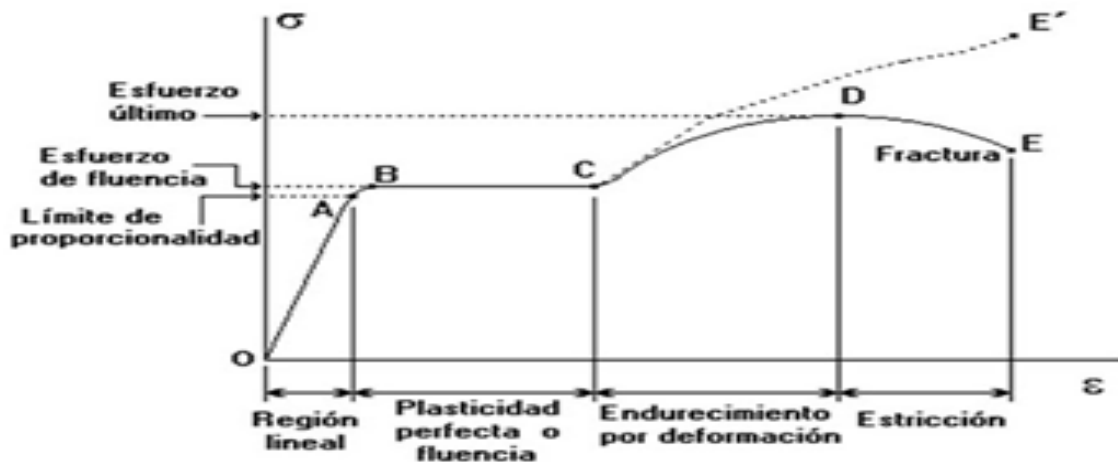
- Resistencia máxima: es el mayor esfuerzo que puede soportar un material, también conocida con la abreviación  $F_u$  (Díaz del Castillo Rodríguez, 2008).
- Resistencia a la ruptura: es el esfuerzo en un material, basado en la sección transversal original en el instante en que se rompe, también conocido como resistencia a la fractura (Díaz del Castillo Rodríguez, 2008). En el punto de falla los aceros dulces tienen deformaciones unitarias que equivalen a valores que oscilan entre 150 y 200 veces los correspondientes a la deformación elástica.

En el diagrama esfuerzo – deformación del acero, la curva alcanza su esfuerzo máximo y luego disminuye poco a poco antes de la falla. En ese instante se hace presente un efecto llamado: estricción del elemento, el cual es la reducción de la sección transversal de dicho elemento, justo antes de que el miembro se fracture.

Un aspecto a tomar en cuenta es la alta ductilidad de los aceros con alta resistencia, por ello es conveniente diseñar estructuras con perfiles que tengan alta resistencia y gran ductilidad. Por tanto, el proyectista tendrá que decidir entre los dos extremos o buscar un término medio entre ellos. Otro problema asociado a los aceros con bajo ductilidad es que puede fallar repentinamente, repentinamente, debido a que cuando se sobrecargue durante el montaje puede fallar ocasionado por los impactos propios de los procedimientos de construcción (Jack C. McCormac, 2011)..

- Porcentaje de alargamiento: porcentaje que se obtiene comparando el alargamiento total en la fractura del miembro con la longitud calibrada de la probeta (Díaz del Castillo Rodríguez, 2008). Si un miembro de acero se deforma más allá de su límite elástico y luego se descarga, este no se retornará a una condición de deformación cero. Al descargarlo, su diagrama de esfuerzo-deformación unitaria seguirá una nueva trayectoria. El resultado es una deformación permanente o residual (Jack C. McCormac, 2011).
- Endurecimiento por deformación: sucede después de la deformación plástica, debido a que es necesario un esfuerzo adicional para producir deformación adicional. Este no es de mucha importancia al diseñar, debido a que implica grandes deformaciones (Jack C. McCormac, 2011).

*Figura 8. Diagrama esfuerzo-deformación del acero.*



Fuente: (Pino, 2015)

## 4.4 Diseño estructural sismo-resistente

### 4.4.1 Configuración estructural y sistemas estructurales

Una estructura se define según Hernández, 2017, como: “Los cuerpos capaces de resistir cargas sin que existe una deformación excesiva de una de las partes con respecto a otra, es por ello que la función de esta consiste en transmitir las fuerzas de un punto a otro en el espacio, resistiendo su aplicación sin perder la estabilidad”.

La configuración estructural se refiere al proceso de distribuir adecuadamente los elementos verticales de soporte de una estructura, con el fin de generar diversas propuestas estructurales para situar los elementos de transferencia de carga horizontales. De este modo, se acoplan los espacios y funciones para los cuales fue proyectada la estructura a un sistema estructural que destaca por aportar resistencia ante las cargas que actúan en ella, pudiendo ser sus elementos tanto simétricos como asimétricos, pero sin discontinuidades.

Cuando se hace referencia al tema de sistemas estructurales, es necesario realizar que este tema está estrechamente relacionado con la creatividad e ingenio humano cuando se llevan a cabo una construcción. Es por ello que, los sistemas estructurales surgen de este enunciado, cumpliendo así la función de aportar armonía y la adecuada transferencia de cargas estáticas y dinámicas a las cuales está sometida una estructura.

Entre los principales sistemas estructurales en acero se pueden mencionar:

- Sistema de marcos simples (marcos rígidos)

Es un sistema estructural conformado por columnas y vigas que soportan en su totalidad las cargas verticales y las solicitaciones horizontales. Se caracterizan principalmente por el hecho que los marcos están unidos entre sí a través de diafragmas de piso (diafragma rígido) (AGIES, 2018).

Figura 9. Edificio de marcos rígidos en acero



Fuente: (William, 2012)

Este sistema forma uniones rígidas capaces de transmitir los elementos mecánicos en la viga sin que existan desplazamientos lineales o angulares entre sus extremos y las columnas en que se apoya. Un marco rígido transfiere el momento de una viga a las columnas de apoyo, que dan como resultado, columnas compartiendo la resistencia a la flexión con la viga (López, 2012).

- Sistema combinado

Es un sistema estructural formado por muros estructurales y marcos, los cuales están conectados a través de losas actuando como diafragmas rígidos. Es importante señalar que, las solicitaciones horizontales se reparten entre muros y marcos en medida de sus rigideces en el plano vertical (AGIES, 2018).

Por otro lado, las losas pueden contar o no con vigas, sin embargo, al contar con vigas, estas deben de ser sismo-resistentes. Además, se puede excluir algunos componentes del sistema sismo-resistente, sin embargo, tienen que aceptar las acciones provocadas por las derivas laterales de la estructura sin menoscabo de su capacidad portante vertical (AGIES, 2018).

Según la normativa guatemalteca, se necesita que los muros estructurales sean de concreto reforzado o bien de mampostería reforzada, a su vez, estos podrán ser de alta ductilidad o de baja ductilidad, siempre atendiendo sus capacidades sismo-resistentes.

- Sistema dual

Es un sistema estructural similar al sistema combinado, pero con el hecho de poseer muros en cualquier piso, los cuales deben de tomar 60% del cortante de piso. Además, los marcos deben de ser de alta ductilidad, los cuales deben de tomar, sin el hecho de los muros, al menos el 25% de las solicitaciones sísmicas totales.

Por otro lado, se puede excluir algunos componentes del sistema sismo-resistente, sin embargo, tienen que aceptar las acciones provocadas por las derivas laterales de la estructura sin menoscabo de su capacidad portante vertical (AGIES, 2018).

**Figura 10. Edificio con muros de corte de acero.**



Fuente: (William, 2012)

#### **4.4.2 Análisis modal espectral**

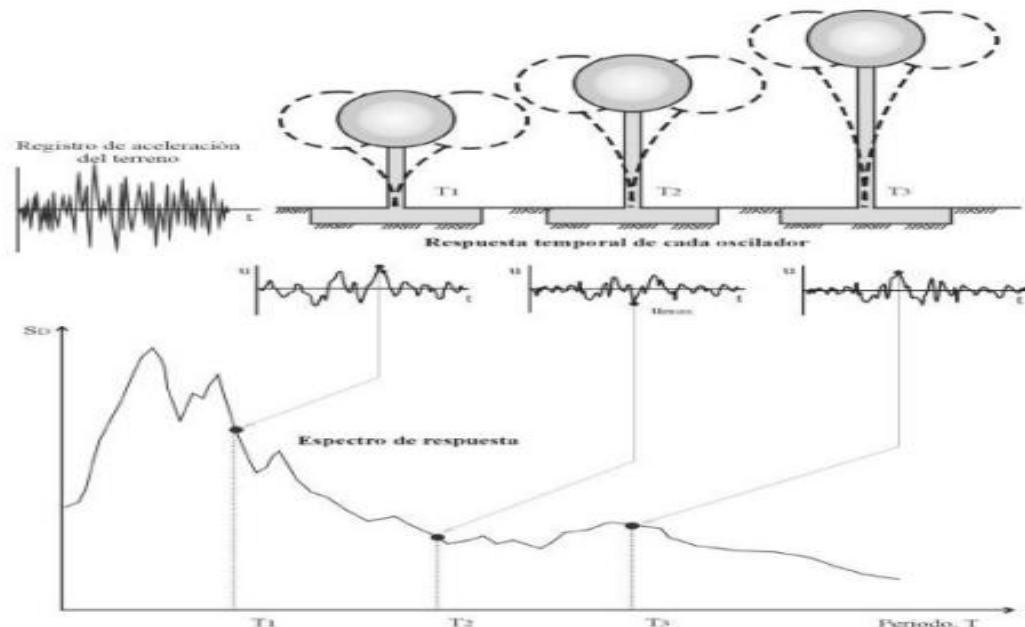
El análisis modal espectral actualmente es el método más utilizado para analizar estructuras que están sujetas a efectos sísmicos, y por ello las normas de diseño y seguridad de diferentes países hacen referencia a él debido a su alto grado de exactitud en el comportamiento real de una estructura. Para ello, combina estimaciones estadísticas e históricas, con las bases de dinámica estructural.

Este proceso consiste en obtener esfuerzos cortantes aplicados en el centro de masa de cada piso de la estructura, a través de la discretización de esta en un modelo de masa concentrada,

también conocido como: modelo de un grado de libertad. Este concentra la masa de cada nivel de esta en su respectivo centro de masa con el fin de que este solo se desplace en un sentido para cada eje de la estructura, (x, y), cuando esta es excitada por una frecuencia sísmica.

Otro elemento que considera este método es la aplicación de un espectro de diseño sísmico, el cual está formado por varios espectros de respuesta sísmica que se han generado a través de registros sísmicos a lo largo del tiempo, a través de analizar las aceleraciones de varias estructuras con un sismo determinados. Este consiste en una función que revela la aceleración pico a la cual estará sometida una estructura tomando en cuenta factores como: tipo de suelo en el que se asiente, fallas geológicas cercanas, asimetrías verticales y horizontales, la clase de obra que desempeñará y el factor de modificación de respuesta sísmica R.

**Figura 11. Tipos de osciladores dentro de un espectro de respuesta sísmica**

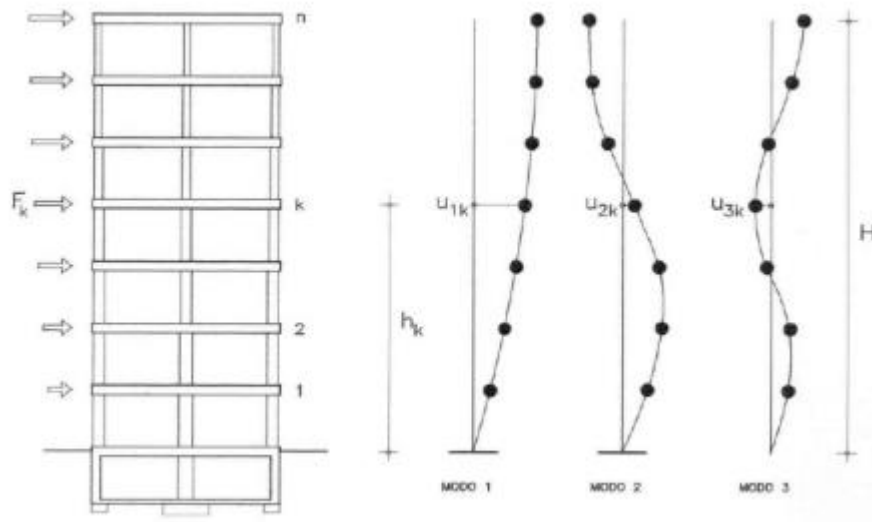


Fuente: (Martínez Alonso, 2014)

Para cada eje del sistema, la estructura se moverá en diferentes modos de vibración provenientes de la excitación de un espectro de diseño sísmico. Sin embargo, el primero de ellos es el más importante, ya que es la manera como responderá mayormente debido a que coincide su frecuencia natural, la cual está determinada por factores como: geometría, materiales, altura y los elementos estructurales que la conforman.

Así mismo, para cada modo de vibración de la estructura se ve representada un porcentaje de la estructura envuelta, a la cual se le conoce como masa sísmica participante, y por ello la mayoría de normas estructurales internacionales, incluida la guatemalteca, obligan a que en el análisis de cada eje se tome en cuenta la cantidad de modos de vibración para que se obtenga una sumatoria de al menos 90% del peso de la estructura.

**Figura 12. Diferentes modos de vibración que puede experimentar una estructura**



Fuente: (Martínez Alonso, 2014)

El objetivo de analizar los modos de vibración es obtener el desplazamiento que cada modo de vibración produce en cada nivel de la estructura, para que este se relacione a una fuerza estática equivalente que la produzca, en donde a su vez se ve involucrada la rigidez de la estructura, y es esta última la que deberá de controlar que estos desplazamientos no sean mayores a los impuestos por las normas de cada país, tal es el caso de las normas AGIES para Guatemala.

Finalmente, esta última condición se logra a través de un proceso iterativo en el cual se diseña cada elemento estructural para alcanzar la rigidez necesaria para que esta cumpla con los límites de desplazamiento lateral y a su vez las solicitaciones a las cuales se vean sometidas no produzcan que los estos incurran en el rango inelástico.

#### 4.4.3 Configuración estructural

Para realizar una estructura en acero con un desenvolvimiento estructural correcto es necesario que esta cuente con la resistencia vertical y horizontal apropiada para soportar las cargas gravitacionales que estarán en contacto con ella, así como, la rigidez vertical y horizontal para que esta no exceda los límites de deformación estipulados en los reglamentos de diseño estructural vigentes. Finalmente, es necesario que cuente con mecanismos de disipación de energía con el objetivo de ayudar a afrontar las sollicitaciones sísmicas (AGIES, 2018).

Es esencial que cada estructura contenga subestructuras planas orientadas en al menos dos direcciones horizontales, aunque no necesariamente perpendiculares entre sí, como lo son: marcos, armaduras, muros, marcos arriostrados o combinaciones de éstos (AGIES, 2018)

Las trayectorias de cargas verticales que sucede en la estructura deberán estar claramente definidas, teniendo en cuenta los componentes estructurales de menor a mayor capacidad estructural, los cuales tienen la función de transferir las fuerzas que actúan sobre ellos a otros elementos estructurales que transmitan estas hasta la cimentación (AGIES, 2018).

Las trayectorias de cargas horizontales se deberán analizar en los puntos donde exista transferencia de un eje estructural a otro y se verificarán que los esfuerzos horizontales en el plano de las losas, las cuales sirven de diafragma, con el fin de comprobar que la trayectoria no se vea interrumpida (AGIES, 2018).

#### 4.4.4 Rangos de desempeño

Dependiendo el tipo de cargas a las cuales esta sometida una estructura, la misma deberá de diseñarse teniendo en cuenta ciertos lineamientos:

- **Cargas permanentes y de ocurrencia frecuente:**

Cuando las estructuras estén sometidas a cargas como: peso propio, cargas muertas superpuestas, cargas vivas, presiones del suelo, presiones hidro estáticas y esfuerzos provocados por temperatura y retracciones; estas deberán desempeñarse elásticamente.

- **Cargas de viento:**

Cuando la estructura esté sometida al viento, sus elementos deberán estar diseñados dentro del rango elástico, sin embargo, algunos de ellos podrán estar cerca del límite de cedencia. No obstante, los factores de mayoración especificados en las combinaciones de viento están calibrados para que el desempeño de los elementos estructurales sea aún elástico, pero cercano a la cedencia. Así mismo, la estructura deberá cumplir los límites de deformación por viento.

- **Cargas sísmicas y cargas con baja probabilidad de ocurrencia:**

Cuando una estructura se encuentre sujeta a cargas sísmicas o de baja probabilidad de ocurrencia, como lo son explosiones o impacto, estas podrán estar diseñadas para que un buen número de sus componentes se desempeñen en el rango post-elástico. Así mismo, la estructura deberá cumplir con los límites de deformación para el sismo de diseño.

## **4.5 Aspectos sísmicos dentro del contexto guatemalteco**

### **4.5.1 Índice de sismicidad**

El índice de sismicidad es un parámetro que repercute sobre la selección del espectro sísmico de diseño, así como en el nivel de protección sísmica que será necesario para diseñar una estructura. Dentro de las Normas de Seguridad Estructural de AGIES, el territorio de Guatemala se divide en macro zonas de amenaza sísmica caracterizadas por su índice de sismicidad que varía desde valores de 2 a 4.

### **4.5.2 Clasificación de obras**

Dependiendo del uso que conlleve una estructura dentro del ciclo de su vida útil, esta se puede clasificar de acuerdo a:

**Cuadro 1. Clasificación de obras**

Categoría	Definición	Obras
Obras utilitarias	Son obras que no tienen instalaciones de trabajo y que no son habitables. Son obras auxiliares de la ingeniería.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Instalaciones agrícolas e industriales de ocupación incidental.</li> <li>• Bodegas para almacenamiento.</li> <li>• Obras auxiliares de infraestructura de menor relevancia en su funcionamiento.</li> </ul>
Obras ordinarias	Poseen una carga de ocupación menor a 300 personas.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Salones, pistas de baile, estadios, graderíos y piscinas.</li> <li>• Hoteles, apartamentos y casas.</li> <li>• Cocinas, centros comerciales y tiendas.</li> <li>• Fábricas</li> <li>• Oficinas</li> <li>• Estacionamientos</li> <li>• Gimnasios</li> </ul>
Obras importantes	<p>Poseen una carga de ocupación mayor a 300 personas.</p> <p>Obras en las cuales se prestan servicios importantes, pero no esenciales después de un desastre, a un número considerable de personas.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aulas, salones, talleres y áreas educativas.</li> <li>• Guarderías</li> <li>• Prisiones</li> <li>• Museos</li> <li>• Subestaciones eléctricas, líneas de alto voltaje, circuitos principales de agua.</li> </ul>

Categoría	Definición	Obras
Obras esenciales	Son las obras que deben de permanecer activas y en funcionamiento después de un siniestro.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hospitales con quirófano.</li> <li>• Instalaciones de defensa civil, de bomberos y policías.</li> <li>• Aeropuertos, estaciones ferroviarias y demás instalaciones de transporte.</li> <li>• Centrales telefónicas, telecomunicación y radiodifusión.</li> <li>• Plantas de energía, líneas troncales de energía eléctrica.</li> </ul>

Fuente: (AGIES, 2018)

#### 4.5.3 Niveles de protección sísmica

El nivel de protección sísmica que tendrá una estructura dependerá del índice de sismicidad de la región dentro de la que se encuentre y de clase de obra que funja. En la tabla de abajo se exponen los diferentes niveles de acuerdo a los parámetros anteriormente mencionados:

**Cuadro 2. Niveles de protección sísmica**

Índice de sismicidad	Clase de Obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0=4$	E	D	D	C
$I_0=3$	D	C	C	B
$I_0=2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño.	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	Sismo mínimo

Fuente: (AGIES, 2018)

#### 4.5.4 Clasificación del sitio

Según las Normas de Seguridad Estructural de AGIES, el sitio bajo el cual se edificará una estructura se clasificará según las características del perfil de suelo, se analizará a partir de las siguientes categorías:

- AB: sitio con suelo rocoso.
- C: sitio con suelo firme. Este tipo de suelo se presenta en la mayoría del Valle de Guatemala; estos comprenden los depósitos piroclásticos tales como cenizas y arenas.
- D: sitio con suelo firme.
- E: sitio con suelo blando.
- F: sitio con suelo extremadamente difícil.

#### 4.5.5 Sismos para diseño estructural

Los sismos de diseño o también llamados espectros genéricos de diseño, se definen a través de espectros de respuesta sísmica simplificados para estructuras con 5% de amortiguamiento. No obstante, se definen a continuación:

- Sismo básico: tiene un 10% de probabilidad nominal de ser excedido en un período de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de Obra Ordinaria.
- Sismo severo: tiene un 5% de probabilidad nominal de ser excedido en un período de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de Obra Importante y de Obra Esencial.
- Sismo extremo: tiene un 2% de probabilidad nominal de ser excedido en un período de 50 años.

(AGIES, 2018)

#### 4.5.6 Parámetros de modelación de respuesta sísmica

- Factor R: según Ramírez, 2016: “define la habilidad de una estructura para disipar energía en el rango post-elástico. Implicando que, se reduce la demanda elástica bajo la suposición de que la estructura tiene adecuada ductilidad para aceptar las deformaciones (deflexiones y rotaciones), las cuales son requeridas para disipar inelásticamente la energía que le impone el sismo de diseño”.

- Factor  $\Omega_R$ : se utiliza para aumentar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura.
- Factor  $C_d$ : se utiliza para aumentar el desplazamiento en el que incursiona el modelo estructural como resultado del análisis elástico, con el fin de modelar el desplazamiento post-elástico. Su finalidad es comparar el desplazamiento aumentado con el máximo desplazamiento post-elástico admisible normado.
- Factor  $\rho$ : según AGIES, 2018: “castiga la carencia de redundancia estructural o la presencia de aspectos irregulares en la edificación que se proyecta”.
- Factor  $S_r$ : según AGIES, 2018: “estima la sobre resistencia inherente de un sistema estructural o algunos de sus componentes. Depende del sistema constructivo, tipo de componente y clase de esfuerzo”.

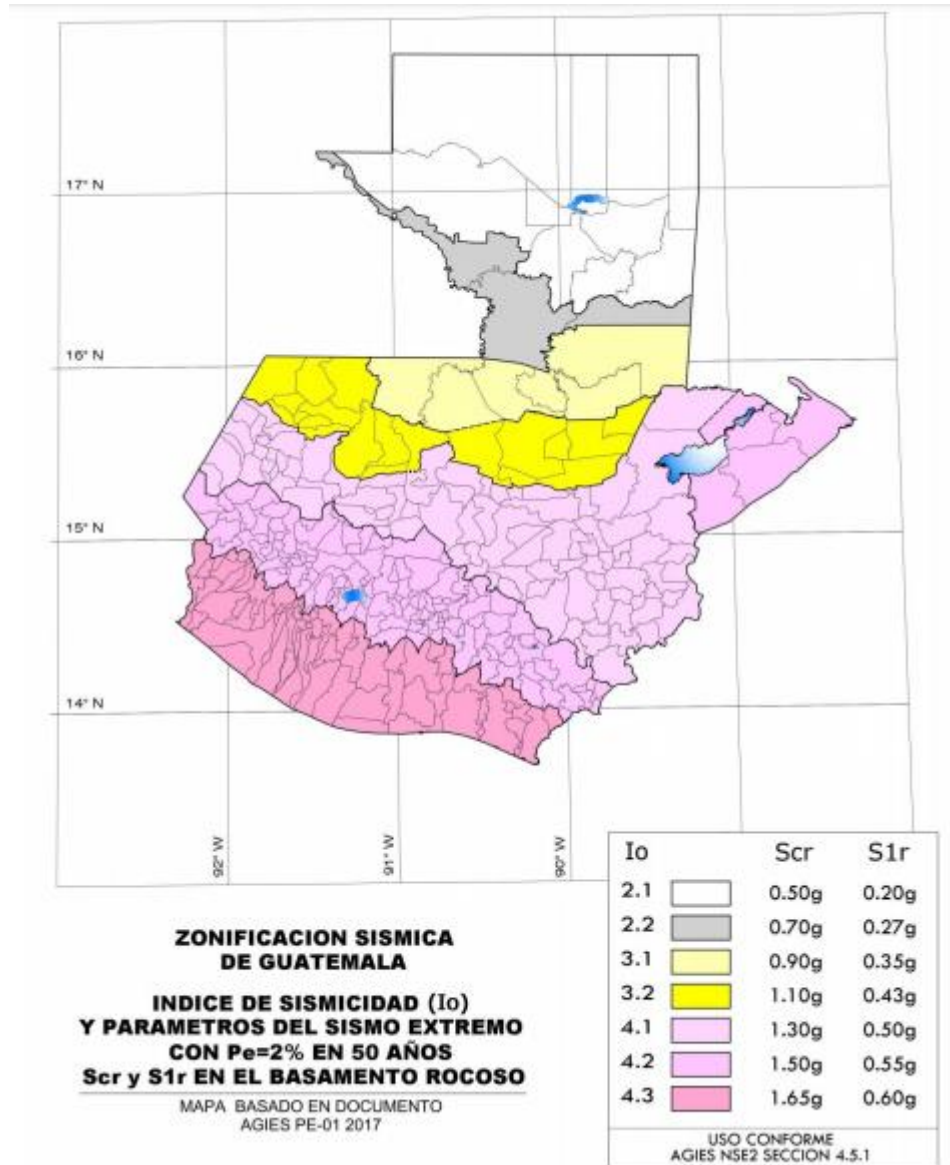
## 4.6 Espectros genéricos para diseño

### 4.6.1 Parámetros básicos

- $S_{cs}$ : es la ordenada espectral para el sismo extremo a 0.2 s (periodo corto), considerado en el basamento de roca para el sitio de interés.
- $S_{1r}$ : es la ordenada espectral para el sismo extremo a 0.1 s (periodo largo), considerado en el basamento de roca para el sitio de interés.

Cabe resaltar que, ambos están exentos del tipo de suelo que está sobre el basamento rocoso del sitio de interés. Usualmente, al ser aceleraciones su valor se considera en función de la gravedad de la tierra,  $g$  (9.81 m/s<sup>2</sup>). En la imagen de abajo se exponen los diferentes valores de  $S_{cs}$ ,  $S_{1r}$  y  $I_0$  (índice de sismicidad):

Figura 13. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala



Fuente: (AGIES, 2018)

#### 4.6.2 Ajustes por clase de sitio

Para tomar en cuenta la influencia del suelo que está sobre el basamento rocoso del sitio de interés, se utilizan los siguientes factores de calibración:

- Fa: es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos.
- Fv: es el coeficiente de sitio para períodos largos.

Los valores de ambos parámetros están estipulados en la Norma de Seguridad Estructural 3 de AGIES, en base a la clase de sitio y el índice de sismicidad. A continuación, se presentan:

**Cuadro 3. Coeficiente de sitio  $F_a$**

Clase de Sitio	Índice de Sismicidad				4.1, 4.2 y 4.3
	2.1	2.2	3.1	3.2	
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9
F	Se requiere evaluación específica				

Fuente: (AGIES, 2018)

**Cuadro 4. Coeficiente de sitio  $F_v$**

Clase de Sitio	Índice de Sismicidad				4.1, 4.2 y 4.3
	2.1	2.2	3.1	3.2	
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2
F	Se requiere evaluación específica				

Fuente: (AGIES, 2018)

Finalmente, las nuevas ordenadas calibradas se calculan como:

- $S_{cs}$ : Según AGIES, 2018: “es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto”. La cual, está calibrada para tomar en cuenta el suelo encima del basamento rocoso del sitio de interés. Se calcula como:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

Donde:

$S_{cr}$ : ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para periodo corto.

Fa: coeficiente de sitio para periodo corto.

- S1s: según AGIES, 2018: “es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo”. La cual, está calibrada para tomar en cuenta el suelo encima del basamento rocoso del sitio de interés. Se calcula como:

$$S1s = S1r * Fv$$

Donde:

S1r: ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para periodo largo.

Fa: coeficiente de sitio para periodo largo.

#### 4.6.3 Ajuste por intensidades sísmicas especiales

Para construir correctamente un espectro genérico de diseño de debe de tomar en cuenta la proximidad de la estructura a una falla cercana. Por ello, se utilizan los factores Na (para período corto) y Nv (para período largo), los cuales se muestran en la tabla No. de abajo.

Los nuevos factores Scs y S1s se definen nuevamente como:

$$Scs = Scr * Fa * Na$$

$$S1s = S1r * Fv * Nv$$

Para determinar los factores Na y Nv, se debe de definir el tipo de fuente sísmica. Esta está en función de la máxima magnitud-momento y la tasa de corrimiento en milímetros por año. En la imagen de abajo se definen los diferentes tipos de fuentes sísmicas:

**Cuadro 5. Tipo de fuente sísmica**

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad.	Mo >= 7.0	TC >= 5
B	Fallas geológicas que no son A o C	Mo >= 7.0 Mo >= 7.0 Mo >= 6.5	TC < 5 TC > 2 TC < 2

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6.5$	$TC \leq 2$

Fuente: (AGIES 2018)

**Cuadro 6. Factor de ajuste  $N_a$  para períodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica		
	$\leq 2$ km	5 km	$\geq 10$ km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

Fuente: (AGIES, 2018)

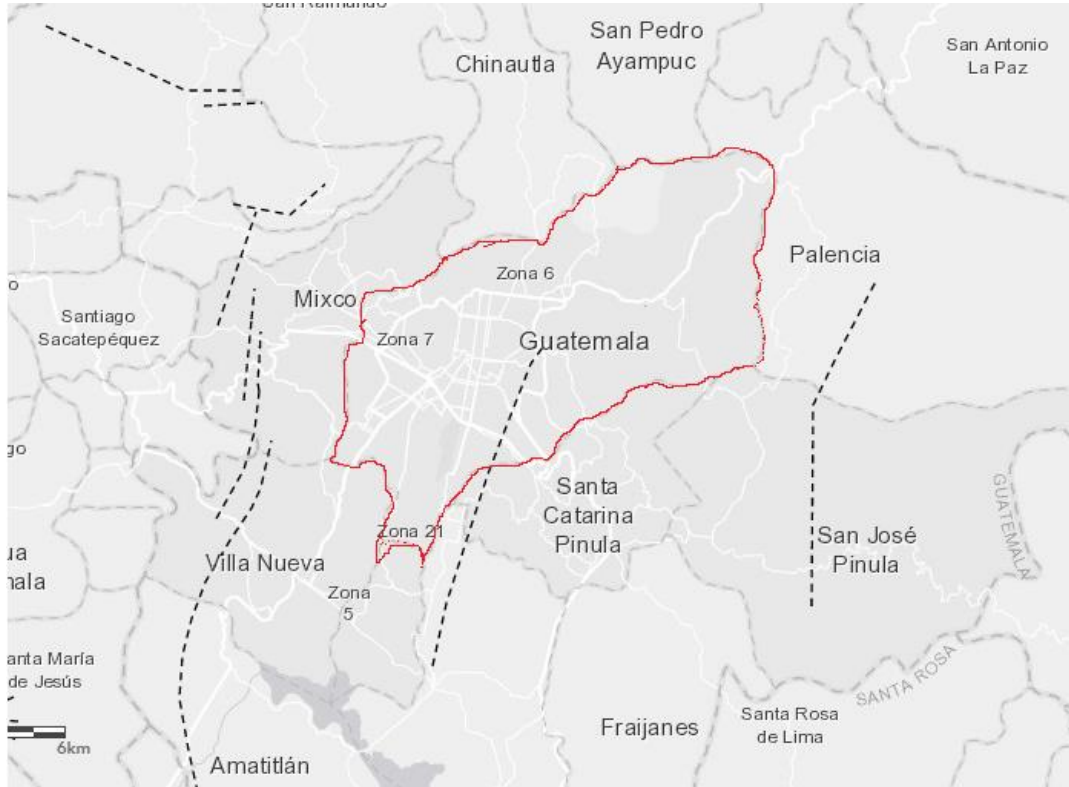
**Cuadro 7. Factor de ajuste  $N_v$  para períodos largos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica			
	$\leq 2$ km	5 km	10 km	$\geq 15$ km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Fuente: (AGIES, 2018)

En la imagen de abajo se muestra las fallas geológicas cercanas a la Ciudad de Guatemala:

**Figura 14. Mapa de amenazas geológicas de Guatemala**



Fuente: (ArcGis, 2019)

#### 4.6.4 Períodos de vibración de transición

Para construir un espectro genérico de diseño, es necesario definir las diferentes regiones que conforman este. Por ello es importante definir los siguientes periodos:

- Período de vibración  $T_s$ : es el período que separa los períodos cortos de los largos. Se calcula según AGIES, 2018:

$$T_s = S_{1s} / S_{cs}$$

- Período de vibración  $T_0$ : indica el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro. Se calcula según AGIES, 2018:

$$T_0 = 0.2 T_s$$

#### 4.6.5 Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño

Esta probabilidad está definida para una estructura según la clase de sitio en la que esta se sitúe, además de indicar un factor de calibración,  $K_d$ . Así mismo, indica la probabilidad anual dentro de un periodo de tiempo de que ocurra el sismo para el cual está diseñada una estructura.

El factor  $K_d$  se define a través de las siguientes tablas:

**Cuadro 8. Probabilidad de exceder el sismo de diseño, de acuerdo a la clase de obra**

	Clase de obra			
<b>Probabilidad de exceder el sismo de diseño</b>	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	Sismo mínimo

Fuente: (AGIES, 2018)

**Cuadro 9. Factor de ajuste  $K_d$  de acuerdo al nivel de sismo**

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

Fuente: (AGIES, 2018)

Finalmente, de este factor surgen los siguientes parámetros calibrados para tomar en cuenta la probabilidad de exceder el sismo de diseño:

- Factor  $S_{cd}$ : Según la Norma de Seguridad Estructural 3 de AGIES 2018, se calcula como:

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

Donde:

Kd: factor de excedencia del sismo de diseño.

Scs: ordenada espectral para periodos largos, calibrada de acuerdo a la clase sitio para sismo extremo para el sitio de interés.

- Factor S1d: según la Norma de Seguridad Estructural 3 de AGIES 2018, se calcula como:

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

Donde:

Kd: factor de excedencia del sismo de diseño.

S1s: ordenada espectral para periodos cortos, calibrada de acuerdo a la clase sitio para sismo extremo para el sitio de interés.

#### 4.6.6 Espectros genéricos probables

Para construir un espectro genérico de diseño se deben definir las ordenadas espectrales  $S_a(T)$  para cualquier período de vibración  $T$ , de acuerdo con las siguientes expresiones:

Figura 15. Funciones de pseudo aceleración para construir un espectro de diseño

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_S$$

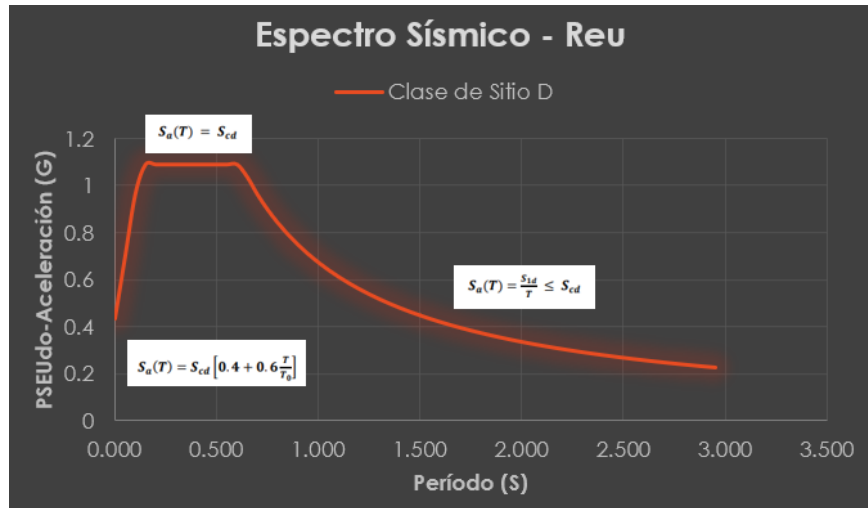
$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{cuando } T > T_S$$

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

Fuente: (AGIES, 2018)

Es por ello que, en la gráfica de un espectro genérico se podrán distinguir las tres regiones anteriores, como se observa en la siguiente imagen:

Figura 15. Ejemplo de espectro sísmico para clase de sitio D



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

#### 4.6.7 Espectros específicos para un sitio determinado

Se debe utilizar un espectro específico si la estructura incurre en alguno de los siguientes aspectos:

- Cuando la estructura se encuentre en una clase de sitio F (suelo extremadamente difícil).
- Para estructuras que presenten  $S_{1r} \geq 0.6g$ .
- Se podrá utilizar un espectro específico para cualquier estructura siempre y cuando se obtengan resultados no inferiores al 80% de lo que especifica AGIES NSE 3 respecto a los valores de  $I_0$ ,  $S_{cr}$  y  $S_{1y}$ . Además, siempre se debe procurar que los resultados del espectro determinístico sean mayores a los del espectro probabilístico.

Es por ello que, si la estructura que se está diseñando contiene una de estas características se debe de dirigir a NSE 3 2018 capítulo 4.7.

## 4.7 Diseño y verificación de lámina troquelada

### 4.7.1 Descripción

El sistema de lámina troquelada, o también conocido como MetalDeck, es un entrepiso utilizado convencionalmente en estructuras de acero, el cual consiste en una lámina troquelada sobre la cual se funde concreto, formando una losa estructural compuesta capaz de resistir las sobrecargas de diseño, proporcionando espesores menores que las losas de concreto reforzado.

Según (METALCO, 2019), entre sus principales ventajas se tiene:

- Fácil instalación
- Estructura de soporte más ligera
- Optimiza el proceso constructivo
- Menor consumo por área
- Capacidad de ser instalada en varios pisos al mismo tiempo
- Resistencia elevada

Según (METALCO, 2019), las funciones que debe cumplir la lámina troquelada son:

- Trabajar como formaleta: durante el proceso de fundición de la losa de concreto y las cargas adicionales que se generen durante el proceso constructivo.
- Actuar como refuerzo positivo de la losa una vez el concreto fragüe: esta es su característica estructural más importante, debido a que permite la constitución de un tablero de acero para comportamiento compuesto (Composite Steel Floor Deck).

### 4.7.2 Partes de lámina troquelada

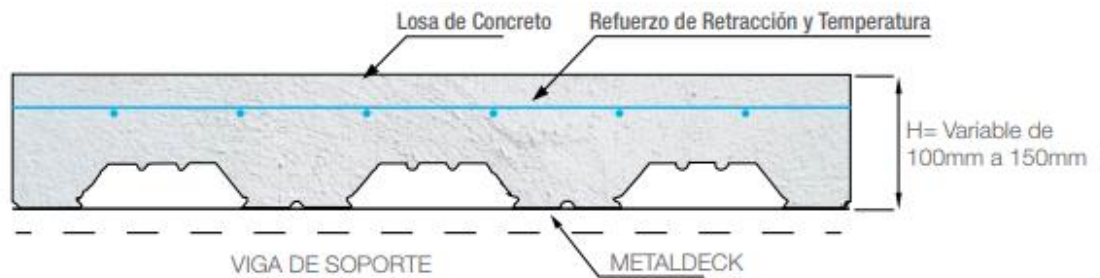
- a. Lámina de Metaldeck: es una lámina troquelada con indentaciones, la cual es laminada en frío y galvanizada, la cual posee un comportamiento elastoplástico. Las propiedades de las secciones deben ser calculadas de acuerdo al manual de perfiles rolados en frío de las especificaciones del American Iron and Steel Institute.
- b. Malla electrosoldada: tiene como propósito cumplir con:
  - Acero de refuerzo para soportar esfuerzos de compresión, los cuales no pueden ser soportados por la lámina troquelada.

- Refuerzo para absorber los esfuerzos de retracción y temperatura. Este debe estar formado por varillas de acero estructural con una resistencia al menos de 60 ksi, o bien mallas electrosoldadas de alambroón.
- c. Losa de concreto: es el elemento estructural que conforma el tablero horizontal superior.
  - d. Conectores de corte: existe la posibilidad de optimizar el diseño de la losa de acero al incorporar dentro de su diseño conectores, debido a que vuelve la losa de concreto junto con la lámina de troquelada y la viga de acero una misma sección, actuando en conjunto.

En la figura inferior se exponen las partes antes mencionadas.

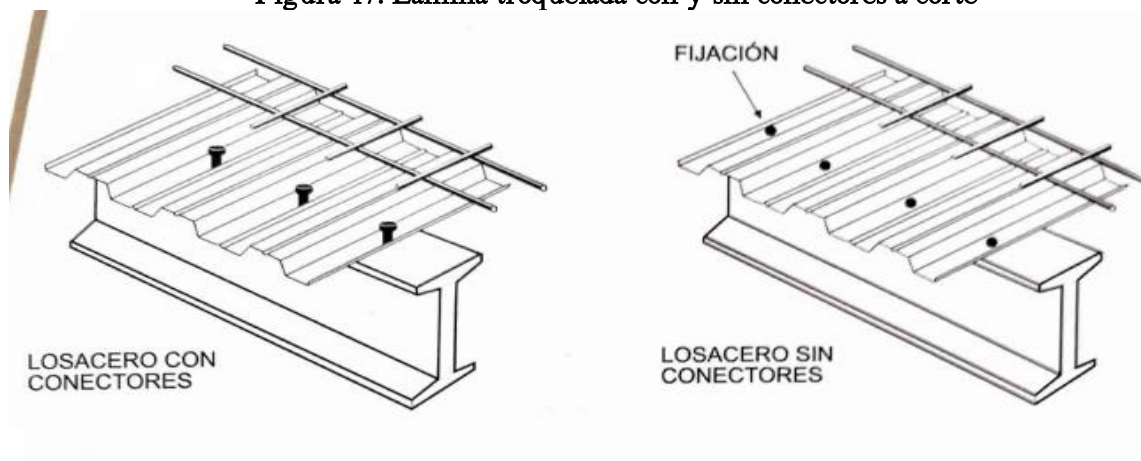
**Figura 16. Partes del sistema de lámina troquelada**

Fuente: (METALCO, 2019)



En la figura inferior se ilustra el uso de lámina troquelada con conectores de corte, así como su ausencia:

**Figura 17. Lámina troquelada con y sin conectores a corte**



Fuente: (INGASA, 2003)

### 4.7.3 Diseño de lámina troquelada sin conectores a corte

Todos los métodos y criterios de diseño que a continuación se citan se basan en la edición de 1986 del: “Manual de Miembros Estructurales de Acero Rolado en Frío”, el cual es editado por American Iron and Steel Institute. Así mismo, el siguiente proceso de diseño de entrepiso ha sido tomado del: “Manual de Losacero de Galvadeck”, el cual se basa en el manual anteriormente citado.

A. Revisión de apuntalamiento:

a. La deflexión que ocurre en una viga simplemente apoyada (forma en la que se discretiza el claro entre vigas en el que se coloca la lámina troquelada no debe exceder del parámetro de abajo, de acuerdo a los estados límites de servicio que se cita en el manual anteriormente mencionado.

$$D = \frac{5W_{dl}L^2}{384EI} \leq \frac{L}{180}$$

Donde:

- $W_{dl}$  : Peso propio de la lámina + concreto.
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero.
- $I$ : Inercia de la lámina troquelada
- $L$ : Claro de vigueta a vigueta

b. El esfuerzo generado debido al momento flector que se ejerce debido al peso propio (lámina troquelada + concreto) con una carga viva agregada de  $100\text{kg}/\text{m}^2$ , no deberá de exceder de:

$$f_{sup} \leq 0.6F_y$$
$$f_{inf} \leq 0.6F_y$$

Donde:

- $f_{sup}$ : Esfuerzo en la fibra superior de la losacero
- $f_{inf} = \frac{M}{S_{inf}} \leq f_{inf}$  (esfuerzo en la fibra inferior de la losacero)
- $S_{sup}$  y  $S_{inf}$  (módulos de sección superior e inferior de la losacero)
- $M = \frac{W_t L^2}{8}$  (momento máximo en viga simplemente apoyada)
- $W_t = W_{dl} + 100\text{ kg}/\text{m}^2$
- $F_y$ : módulo de fluencia del acero

c. El esfuerzo generado debido al momento flector que se ejerce debido al peso propio (lámina troquelada + concreto) con una carga concentrada de al menos  $90kg$  distribuida en una franja de  $30cm$  (simulando el peso de una persona), no deberá de exceder de:

$$f_{sup} \leq 0.6F_y$$

$$f_{inf} \leq 0.6F_y$$

Donde:

- $f_{sup}$ : Esfuerzo en la fibra superior de la losacero
- $f_{inf}$ : Esfuerzo en la fibra inferior de la losacero
- $S_{sup}$  y  $S_{inf}$  (módulos de sección superior e inferior de la losacero)
- $M$ : Momento máximo en viga simplemente apoyada con una carga concentrada repartida a lo largo de  $30cm$
- $W_t$ ; Sobrecarga de diseño
- $F_y$ : Módulo de fluencia del acero

B. Revisión de sección compuesta

a. La deflexión ocasionada por la sobrecarga de diseño, considerando el criterio de los estados límite de servicio, considerando el siguiente criterio de deflexión:

$$D = \frac{5W_D L^2}{384EI} \leq \frac{L}{360}$$

Donde:

- $W_D = W_{viva}$
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero.
- $I$ : Inercia de la lámina troquelada
- $L$ : Claro de vigueta a vigueta

b. El esfuerzo en la fibra superior del concreto debe ser menor o igual a:

$$f_{sup} \leq 0.45f'_c$$

Donde:

- $f_{sup}$ : Esfuerzo en la fibra superior de la losacero
- $S_{sc}$  : módulo de sección de sección compuesta
- $N = \frac{E_{acero}}{E_{concreto}}$  (coeficiente de transformación para sección compuesta)
- $M = \frac{W_D L^2}{8}$  (momento máximo en viga simplemente apoyada)
- $W_D = W_{viva}$
- $F_y$ : Módulo de fluencia del acero

c. La revisión a cortante se rige de acuerdo al siguiente criterio:

$$V \leq V_r$$

Donde:

- $V_r$ : Resistencia de la sección compuesta a la fuerza cortante
- $V = \frac{W_D L}{2}$  (Fuerza cortante en una viga simplemente apoyada)
- $W_D = W_{viva}$

d. El esfuerzo en la lámina debe ser menor o igual a:

$$f_{inf} \leq 0.6F_y$$

Donde:

- $f_{inf}$ : Esfuerzo en la fibra superior de la lámina troquelada.
- $S_{sic}$ : módulos de sección de la sección compuesta para la fibra inferior de la losa.
- $M = \frac{W_t L^2}{8}$  (Momento máximo en viga simplemente apoyada con una carga concentrada repartida a lo largo de 30cm)
- $W_t = W_D + W_{dl}$
- $F_y$ : Módulo de fluencia del acero

C. Malla de refuerzo por fraguado y temperatura

De acuerdo a la Steel Deck Institute (SDI), el área de acero mínima tiene que ser igual a 0.00075 veces el área de concreto que está sobre la lámina. A continuación, se presenta la tabla de acero de refuerzo adicional (no se considera como refuerzo negativo):

**Figura 18. Acero de refuerzo adicional**

ACERO DE REFUERZO ADICIONAL			
ESPOSOR DE CONCRETO (cm)	MALLA*		DRAMIX DVO 150
	TIPO	AREA (cm <sup>2</sup> )	DENSIDAD (kg/m <sup>3</sup> )
5	6x6-10/10	0.61	10
6	6x6-10/10	0.61	10
8	6x6-10/10	0.61	10
10	6x6-8/8	0.87	10
12	6x6-6/6	1.23	10

Fuente: (Galvadeck, 2007)

Nota: En caso de voladizos, la losacero únicamente actúa como formaleta permanente, no aporta capacidad resistente hacia esfuerzos provenientes de momentos flectores negativos. Por ello, se debe de diseñar el acero de refuerzo negativo para la parte superior de la losa.

#### 4.7.4 Diseño de lámina troquelada con conectores a corte (sección compuesta)

Todos los criterios de diseño que a continuación se mencionan han sido tomados del código más reciente de diseño para estructuras de acero (AISC 360-16) del: “American Institute of Steel Construction”, específicamente del capítulo “I: Diseño de miembros compuestos”.

##### A. Revisión de grosor del concreto sobre la corona de la losacero

El grosor de la losa de concreto que se encuentra en la parte superior de la corona de la losacero debe cumplir con el siguiente criterio:

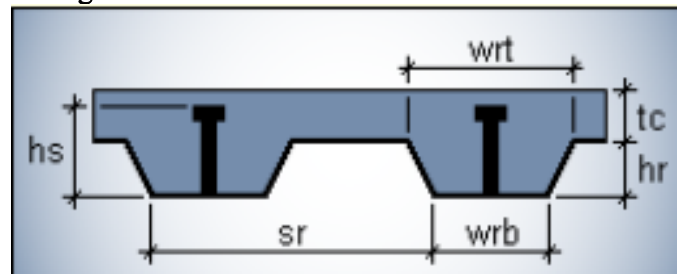
$$t_c \geq 2in \quad \text{AISC 360-16 I3.2 (c)}$$

Donde:

- $t_c$ : Grosor de concreto sobre la corona de la losacero.

##### B. Revisión de dimensiones de la lámina troquelada

Figura 19. Nomenclatura de dimensiones de losacero



Fuente: (Etabs, 2016)

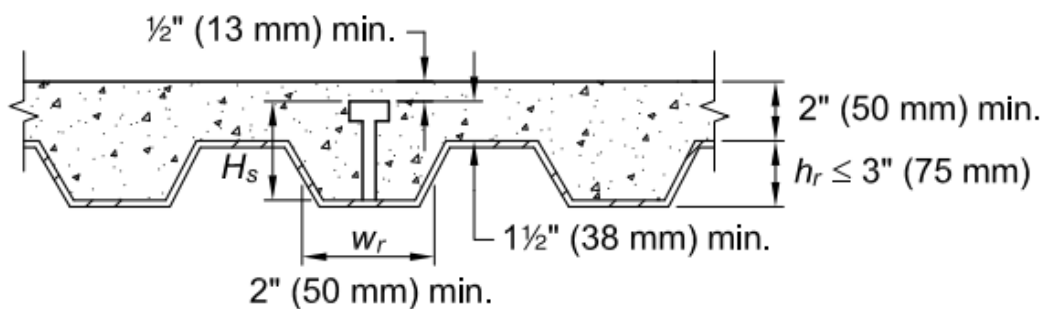
$$h_r \geq 3in \quad \text{AISC 360-16 I3.2 (a)}$$

$$w_r \geq 2in \quad \text{AISC 360-16 I3.2 (a)}$$

Donde:

- $h_r$ : Peralte de la lámina
- $w_r$ : Ancho promedio de la costilla

Figura 20. Vigas compuestas con cubierta de acero conformado



Fuente: (AISC 360-16, 2016)

C. Revisión de conectores a corte

El diámetro mínimo del conector a corte debe satisfacer el siguiente criterio:

$$d_s \leq \frac{3}{4} in \quad \text{AISC 360-16 I3.2 (b)}$$

Donde:

- $d_s$ : diámetro del conector a corte

Así mismo, la longitud mínima del conector ya instalado debe ser:

$$h_s = h_r + 1.5in \geq 4in \quad \text{AISC 360-16 I3.2 (b)}$$

Donde:

- $d_s$ : Diámetro del conector a corte
- $h_s$ : Altura del conector a corte

Se debe chequear la proporción del diámetro contra la altura de acuerdo a:

$$4 * d_s \leq h_s \quad \text{AISC 360-16 I3.2 (b)}$$

Donde:

- $d_s$ : Diámetro del conector a corte
- $h_s$ : Altura del conector a corte

El recubrimiento del concreto sobre el conector a corte no debe ser menor a:

$$r_{ec} \geq 0.5in \text{ AISC 360-16 I3.2 (c)}$$

Donde:

- $r_{ec}$ : Recubrimiento de concreto

La separación entre conectores sobre la dirección del eje de la viga debe ser menor al criterio que se indica abajo, el cual está destinado para satisfacer el requisito mínimo de elevación durante la fase constructiva previa a la fundición del concreto.

$$S \leq 18in \text{ AISC 360-16 I3.2 (c)}$$

Donde:

- S: Distancia de separación entre conectores a corte

D. Requisito del concreto

La resistencia mínima a la compresión a los 28 días de fraguado del concreto se rige de acuerdo a:

$$3ksi \leq f'c \leq 10ksi \text{ AISC 360-16 I1.3 (a)}$$

(teniendo en cuenta un peso normal del concreto de  $2400 \frac{kgf}{m^3}$ )

Donde:

- $f'c$ : Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días de fraguado.

E. Requisito de resistencia mínima de las viguetas

Según el AISC, 2016: “El esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) de las viguetas no debe ser mayor a 75ksi”:

$$F_y \leq 75ksi \text{ AISC 360-16 I1.3 (b)}$$

Donde:

- $F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

F. Integración de Cargas

- Cargas en etapa pre-compuesta:
  - ✓ Peso de la losa de acero según el fabricante
  - ✓ Carga viva de construcción
  - ✓ Peso estimado de las vigas
- Cargas en etapa compuesta:
  - ✓ Carga muerta sobre la losa
  - ✓ Carga viva de servicio
  - ✓ Carga ambiental

G. Diseño de etapa pre-compuesta:

1. Se deben de realizar las combinaciones CR1, CR2 y CR3 que se encuentran en la NSE 2-1 2018 de AGIES, y de ellas tomar la combinación más alta, con el fin de ser utilizada para hallar el momento máximo, tomando la viga como simplemente apoyada, con la siguiente expresión:

$$M_{\text{máximo}} = \frac{Wu * L^2}{8}$$

Donde:

- $M_{\text{máximo}}$ : Momento de flexión máximo factorado
- $L$ : Longitud de claro entre viguetas
- $Wu$ : Carga última distribuida

2. Se seleccionará una viga del: “Steel Construction Manual” en su edición más reciente, la cual cumpla con un módulo de sección plástico mínimo, el cual proviene de la siguiente expresión:

$$Z_{x\_mínimo} = \frac{M_{\text{máximo}}}{0.9 * F_y} \quad (\text{AISC 360-16 F2-1})$$

Donde:

- $Z_{x\_mínimo}$ : Módulo plástico mínimo necesario
- $M_{máximo}$ : Momento de flexión máximo factorado
- $F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

3. Se deberán de seleccionar las siguientes propiedades del perfil seleccionado:

- $A_s$ : Área
- $d$ : Peralte
- $t_w$ : Espesor del alma
- $b_f$ : Ancho del patín
- $t_f$ : Espesor del patín
- $K$ : Espesor del patín + proyección vertical de garganta
- $I_x$ : Inercia respecto al eje fuerte (x)
- $Z_x$ : Módulo de sección plástico respecto al eje fuerte (x)
- $h = h - 2k$

4. Chequeo del grosor mínimo del patín:

Debido a que es posible que los conectores no se coloquen directamente sobre el alma del perfil, se debe de cumplir con la siguiente condición:

$$t_f \geq \frac{d_s}{3}$$

Donde:

- $t_f$ : Espesor de patín de vigueta
- $d_s$ : Diámetro del conector a corte

5. Chequeo de deflexiones:

La deflexión producida por las cargas sobre la viga, en etapa pre-compuesta, deben de cumplir con los siguientes criterios:

$$\frac{5*W_{ultimo}*L^2}{384*E*I_x} \leq \text{mínimo}\left(\frac{L}{360}, 1 \text{ in}\right) \text{ (Steel Design Guide 3 T.1)}$$

Donde:

- $E$ : Módulo de sección del acero
- $I_x$ : Inercia de vigueta respecto a su eje fuerte
- $W_{ultimo}$ : Momento de flexión último factorado

H. Diseño de etapa compuesta

$$M_u = \frac{W_u * L^2}{8} = \text{Momento último de servicio}$$

Donde:

- $M_{máximo}$ : Momento de flexión máximo factorado
- $L$ : Longitud de claro entre viguetas
- $W_u$ : Carga última distribuida

I. Ancho efectivo (360-16 E3.1a)

$$b_1 := \frac{L}{8} \quad \text{1/8 de la longitud de la viga}$$

$$b_2 := \frac{B}{2} \quad \text{La mitad del ancho tributario}$$

$$b := 2 \cdot \min(b_1, b_2, b_3) \quad \text{Ancho efectivo final}$$

Donde:

- $L$ : longitud de claro entre viguetas
- $B$ : Ancho efectivo tributario
- $b$ : Ancho efectivo final

J. Resistencia a flexión (360-16 E3. 2a)

$$\lambda := \frac{h}{t_w} \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Esbeltez del alma (360-16 T. B4.4b Caso 15)}$$

Nota: si el valor  $\lambda \leq \lambda_p$  el patín es compacto

Si ( $\lambda \leq \lambda_p$ , "opción 1", "opción 2")= "opción 1"

Donde:

- $E$ : módulo de sección del acero
- $F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero
- $h$ : Peralte de vigueta
- $t_w$ : Espesor del alma de vigueta

(a) Aplastamiento del concreto

Según la sección 13.2a del comentario, la cantidad y la resistencia de los conectores gobernará

$$A_c := b \cdot t_c + b \cdot 0.5 \cdot h_r$$

área del patín de concreto en el ancho efectivo  
asumiendo, asumiendo que el 50% del peralte de la  
lámina está vacío

$$C_1 := 0.85 \cdot f_{t_c} \cdot A_c \quad (360-16 \text{ Ec C-I3-7})$$

(b) Fluencia a tensión de la sección de acero

$$C_2 := F_y \cdot A_s$$

(c) Capacidad de corte de los conectores

Se prueba con un 50% del mínimo entre C1 y C2, así:

$$C_3 := 0.70 \cdot \min(C_1, C_2)$$

$$C \cdot \min(C_1, C_2, C_3)$$

Donde:

- b: Ancho efectivo
- $F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero
- $t_c$ : Espesor de concreto
- $A_c$ : Área de concreto
- $A_s$ : Área de acero

K. Ubicación del eje plástico neutral (PNA)

Se deberá tomar en cuenta que el eje plástico neutral (PNA) es el mismo eje en el cual se suman las fuerzas horizontales. Por tanto, para un proceso iterativo, se asume un PNA de prueba dentro del patín superior de la viga y se iguala las fuerzas arriba y abajo del PNA.

$$C + x \cdot b_f \cdot F_{yb} = (A_s - x \cdot b_f) \cdot F_{yb} \quad \text{Se despeja X} \quad x := \frac{A_s \cdot F_y - C}{2 \cdot b_f \cdot F_y}$$

Si ( $x < t_f$ , "PNA dentro del patín", "PNA fuera del patín") = "PNA dentro del patín"

Donde:

- $C$ : Altura del bloque de esfuerzos a compresión de la viga
- $b_f$ : Base del patín de vigueta
- $F_y b$ : Esfuerzo de fluencia de vigueta
- $F_y$ : Esfuerzo de fluencia de vigueta
- $x$ : Coordenada vertical de resultante de fuerzas

El momento nominal resistente se determinará de acuerdo al AISC 360-16, Comentario I3-2 a. Por ello, la distancia  $a$  se obtiene como:

$$\alpha := \frac{C}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (360-16 \text{ Com. Ec. C-13-9})$$

Donde:

- $\alpha$ : Altura del bloque rectangular de esfuerzos a compresión
- $b_f$ : Base del patín de vigueta
- $F'_c$ : Esfuerzo de compresión del concreto a 28 días de fraguado
- $C$ : Altura del bloque de esfuerzos a compresión de la viga

Si ( $\alpha < t_c$ , “sobre la corona de la lámina”, “debajo de la corona de la lámina”) = “sobre la corona de la lámina”

A partir de ello, se designan las siguientes distancias:

$$d_1 = t_c + h_r - \frac{a}{2} \quad d_2 = \frac{x}{2} \quad d_3 = \frac{d}{2}$$

$$P_y = A_s \cdot F_y$$

$$M_n = C \cdot (d_1 + d_2) + P_y \cdot (d_3 - d_2)$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \cdot M_n$$

Si ( $\phi_b M_n > M_u$ , “cumple”, “no cumple”)

Donde:

- $C$ : Altura del bloque de esfuerzos a compresión de la viga
- $M_n$ : Momento nominal resistente
- $t_c$ : Espesor de concreto

- $F_y$ : Esfuerzo de fluencia de viga
- $x$ : Coordenada vertical de resultante de fuerzas
- $A_s$ : Área de acero
- $P_y$ : Capacidad de fluencia de la viga

K. Resistencia de los conectores (AISC 360-16, Sección I8)

- $A_{sa} = \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$  Área transversal del vástago del conector
- $E_c = \left(\frac{w_c}{lb\,ft^3}\right)^{1.5} \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi$  Módulo de elasticidad del concreto
- $F_{us}$  Esfuerzo mínimo de tensión del anclaje

Según 360-16 I8 p. 16.1-106 nota de usuario, tenemos:

$R_g$  Coeficiente de grupo de conectores p 162 manual 360

$R_p$  Coeficiente de posición para conectores

$$Q_{n1} := 0.5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \qquad Q_{n2} := R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u$$

$Q_n := \min(Q_{n1}, Q_{n2})$  Capacidad nominal a corte de conectores  
(AISC 360-16, Sección I8-1)

L. Cantidad y espaciamiento de los conectores

$$n_{a1} = \frac{c}{Q_n} \qquad n_a = \text{ceil}(n_{a1}) \text{ Conectores necesarios en cada mitad de la viga}$$

(AISC 360-16, Sección I8.2c)

$$\sum Q_n := n_a \cdot Q_n$$

Si  $(\sum Q_n > C, \text{ "cumple", "no cumple"})$

Donde:

- $Q_n$ : Capacidad nominal a corte de conectores
- $n_a$ : Número de conectores a corte
- $C$ : Altura del bloque de esfuerzos a compresión de la viga
- $E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto

Deflexión (SDG3)

$$Y_{ENA} = \frac{A_s \cdot d_3 + \frac{\sum Q_n}{F_y} \cdot (2 \cdot d_3 + d_1)}{A_s + \frac{\sum Q_n}{F_y}}$$

Distancia del tope de la viga al eje neutro

elástico (360-16 C-I3-1)

Donde:

- $Y_{ENA}$ : Distancia del tope de la viga al eje neutro
- $A_s$ : Área de acero
- $Q_n$ : Capacidad nominal a corte de conectores
- $F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

M. Límite inferior del momento de inercia

$$I_{LB} := I_x \leq A_s \cdot (Y_{ENA} - d_3)^2 + \frac{\sum Q_n}{F_y} \cdot (2 \cdot d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2 \quad (360-16 C-I3-1)$$

Donde:

- $I_{LB}$ : Límite inferior del momento de inercia
- $Y_{ENA}$ : Distancia del tope de la viga al eje neutro
- $I_x$ : Inercia respecto al eje fuerte
- $A_s$ : Área de acero
- $Q_n$ : Capacidad nominal a corte de conectores

Se debe de estar entre los siguientes límites:

$$\Delta_{CD} := \frac{5 \cdot (w_d) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{LB}} \quad \Delta_{per1} := \frac{L}{360} \quad \Delta_{per2} = 1 \text{ in}$$

Si  $(\Delta_{CD} \leq \min(\Delta_{per1}, \Delta_{per2}), \text{"cumple"}, \text{"no cumple"})$

$$\Delta_{cL} = \frac{5 \cdot (w_L) \cdot L}{384 \cdot E \cdot I_{LB}}$$

Si  $(\Delta_{cL} \leq \Delta_{per1}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"})$

Si  $(0.5 \cdot \Delta_{cL} \leq \Delta_{per2}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"})$

Donde:

- $\Delta_{CD}$ : Deflexión en sección compuesta por carga muerta
- L: Claro entre apoyos

- $W_L$  : Carga viva distribuida
- $W_D$  : Carga muerta distribuida
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

Así mismo, dentro de los siguientes límites:

$$\Delta_{CDL} = \frac{5 \cdot (W_D + W_L) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{LB}} \quad \Delta_{per1} = \frac{L}{240} \quad \Delta_{per2} = 1in$$

$$\text{Si } (\Delta_{CDL} \leq \min(\Delta_{per1}, \Delta_{per2}), \text{ "cumple", "no cumple"})$$

Donde:

- $\Delta_{CD}$ : Deflexión en sección compuesta por carga muerta
- $L$ : Claro entre apoyos
- $W_L$  : Carga viva distribuida
- $W_D$  : Carga muerta distribuida
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

Si se cumple una o más de las siguientes condiciones, las vigas no son susceptibles de tener fallas en los conectores debido a insuficiente capacidad de deformación.

$$1. \quad \text{Si } (L \leq 30 \text{ ft}, \text{ "cumple", "no cumple"}) = \text{"cumple"}$$

$$2. \quad \frac{\sum Q_n}{\min(0.85 \cdot f'_c \cdot t_c \cdot b \cdot F_y \cdot A_s)} \quad \text{Grado de acción compuesta}$$

$$\text{Si } \left( \frac{\sum Q_n}{\min(0.85 \cdot f'_c \cdot t_c \cdot b \cdot F_y \cdot A_s)} \geq 0.5, \text{ "cumple", "no cumple"} \right)$$

3. Vigas con un promedio nominal de capacidad de los conectores de corte de por lo menos 16 kip por pie a lo largo de su longitud. Esto corresponde a conectores de 3/4" de diámetro colocados a cada 12" en promedio.

$$\text{Si } \left( \frac{\sum Q_n}{L} \geq 16 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}, \text{ "cumple", "no cumple"} \right)$$

Donde:

- $Q_n$  : Capacidad nominal de conectores a corte
- $F_y$  : Esfuerzo de fluencia del acero
- $t_c$ : Espesor de concreto
- $b$ : Ancho efectivo
- $A_s$ : Área de acero

- N. Separación entre conectores Tabla 3.21
1. Separación longitudinal máxima (360-16 I8.2 (e))  $8 \cdot (t_c + h_r) := 31.18 \text{ in}$   
 Si  $(S \leq \min(8 \cdot (t_c + h_r), 36 \text{ in}), \text{"cumple"}, \text{"no cumple"})$
  2. Separación longitudinal mínima (360-16 I8.2d(e))  
 Si  $(S \geq 4 \cdot d_s, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"})$
  3. Separación transversal mínima (360-16 I8.2d(d))  
 Si  $(g \geq 4 \cdot d_s, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"})$
  4. Distancia mínima a bordes libres en la dirección del corte horizontal.  
 8 pulgadas para concreto de peso normal (360-16 I8.2d)
  5. Separación máxima entre sujetadores de la losacero.  
 La losacero deberá sujetarse a todos los miembros de soporte a cada 18" como máximo  
 Si  $(S_r \leq 18 \text{ in}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"})$

## 4.8 Diseño y verificación de marcos especiales a momento

### 4.8.1 Descripción

El sistema estructural de marcos especiales a momento, por sus siglas en inglés (SMF), está formado por vigas y columnas, conectados entre sí por medio de nodos rígidos, lo cual permite la transferencia de los momentos flectores y las cargas axiales hacia las columnas. Así mismo, la flexión de sus elementos permite que los marcos tengan resistencia a las cargas laterales. A continuación, se presentan sus principales ventajas y desventajas:

**Cuadro 10. Ventajas y desventajas de SMF**

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Debido a que es un sistema hiperestático permite que sus elementos disipen grandes cantidades de energía.</li> <li>• Brinda gran libertad en la distribución de los espacios internos del edificio.</li> <li>• Debido a que son estructuras muy flexibles reciben pequeñas solicitaciones sísmicas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Presenta una baja resistencia y rigidez a las cargas laterales.</li> <li>• Debido a su gran flexibilidad se generan grandes desplazamientos, repercutiendo en los elementos no estructurales como fachadas.</li> <li>• No es ideal para suelos blandos debido a que genera períodos fundamentales largos.</li> <li>• Está limitado a estructuras bajas o medianas.</li> </ul>

Fuente: (Laguna, 2014)

Este sistema estructural dentro de la configuración estructural de estacionamientos Split-Level se deberá de situar dentro del sentido largo de la estructura, a modo que la luz entre marcos sea menor que en el sentido corto, y no se necesiten elementos tan rígidos para satisfacer con las solicitaciones estructurales.

En la siguiente figura de un edificio de estacionamientos en acero, se observa que el sentido largo de la estructura está conformado por marcos resistentes a momento.

Figura 21. Edificio de estacionamientos en construcción



Fuente: (Escobar, n.d.)

Así mismo, dentro de los diferentes códigos y normativas de diseño se estipulan tres diferentes tipos de marcos a momento según a la ductilidad inherente de cada uno. Es por ello que a continuación se exponen cada uno de ellos con sus características:

Cuadro 11. Comparación de OMF, IMF y SMF

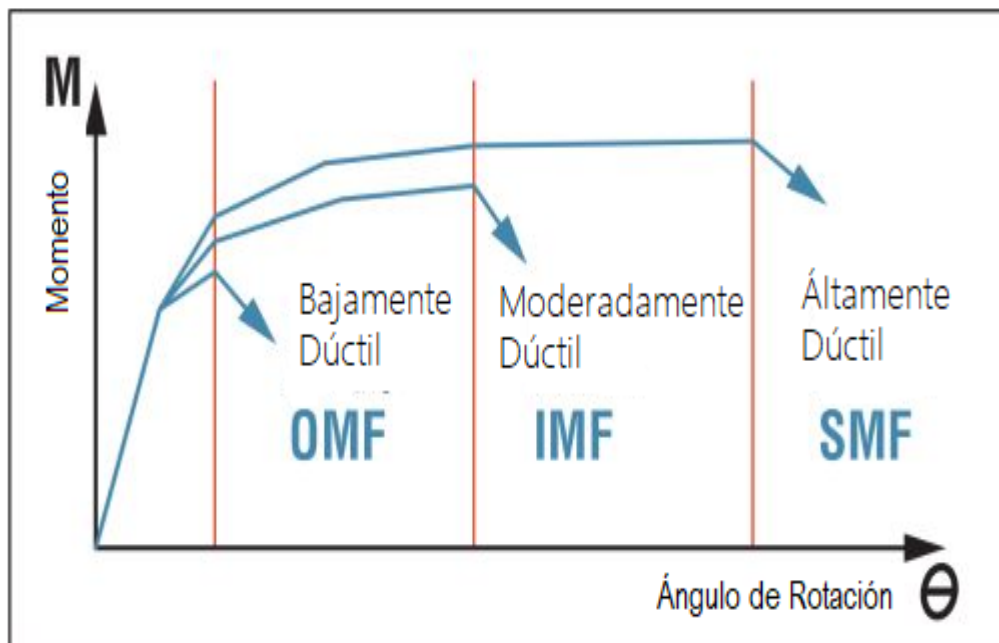
Marcos ordinarios a momento	Marcos intermedios a momento	Marcos especiales a momento
<ul style="list-style-type: none"><li>• Se espera que soporte deformaciones limitadas inelásticas.</li><li>• No requiere el uso de conexiones precalificadas por AISC.</li><li>• No requiere ser probado.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Se espera que resista las deformaciones inelásticas moderadas.</li><li>• Requiere el uso de conexiones precalificadas por AISC.</li><li>• Debe mantener un ángulo de deriva entrepisos de al menos 0.02 radianes.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Se espera que soporte deformaciones inelásticas significativas.</li><li>• Requiere el uso de conexiones precalificadas por AISC o verifícas a través de pruebas.</li></ul>

Marcos ordinarios a momento	Marcos intermedios a momento	Marcos especiales a momento
<ul style="list-style-type: none"> <li>Típicamente usado en regiones no sísmicas.</li> </ul> <p>(Simpson Strong-Tie Company, 2019)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Usado típicamente en regiones sísmicas bajas y medias.</li> </ul> <p>(Simpson Strong-Tie Company, 2019)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Debe mantener un ángulo de deriva de entrepisos de al menos 0.04 radianes.</li> <li>Usado típicamente en regiones sísmicas medias y altas.</li> </ul>

Fuente: (Simpson Strong-Tie Company, 2019)

Es por ello que, en Guatemala al ser una región altamente sísmica se debe de utilizar marcos especiales a momento, debido a sus características de disipación de energía. La figura de abajo ilustra la diferencia de ductilidad entre los tres tipos de marcos a momento:

Figura 22. Diferencia de ductilidad entre OMF, IMF y SMF



Fuente: (Simpson Strong-Tie Company, 2019)

## 4.8.2 Verificación de vigas

### A. Revisión de ductilidad

Para evitar el pandeo local del alma y los patines, es necesario deben cumplir con las condiciones de alta ductilidad según el AISC 341-16, de la Tabla D1.1.

- Patines

Relación ancho/grosor

$$\lambda = \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Límite de relación ancho/grosor para miembros de alta ductilidad

$$\lambda_{hd} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Si  $(\frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} \leq \lambda_{hd})$ , “cumple”, “cambiar viga” )

Donde:

- $\lambda$ : Relación ancho/grosor del patín de viga
- $b_{fb}$ : Base del patín de viga
- $t_{fb}$ : Espesor del patín de viga
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga

- Alma

Resistencia axial de fluencia minorado

$$P_y := R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_b \quad (\text{AISC 341-16})$$

Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia

$$C_a := \frac{P_u}{0.9 \cdot P_y} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Relación ancho/grosor

$$\lambda = \frac{h_b}{t_{wb}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\lambda$ : Relación ancho/grosor del alma de viga
- $h_b$ : Altura del alma de viga
- $t_{wb}$ : Espesor del alma de viga
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga
- $A_b$ : Área de viga
- $P_y$ : Resistencia axial de fluencia minorada

Cuando  $C_a \leq 0.114$

límite de relación ancho/grosor para miembros de alta ductilidad

$$\lambda_{hd} = 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Si  $\left(\frac{h_b}{t_{wb}} \leq \lambda_{hd}\right)$ , “cumple”, “cambiar viga” )

Cuando  $C_a > 0.114$

$$\lambda_{hd1} = 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.68 - C_a) \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\lambda_{hd2} = 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

límite de relación ancho/grosor para miembros de alta ductilidad

$$\lambda_{hd} = \max(\lambda_{hd1}, \lambda_{hd2})$$

Si  $\left(\frac{h_b}{t_{wb}} \leq \lambda_{hd}\right)$ , “cumple”, “cambiar viga” )

Donde:

- $\lambda_{hd}$ : Relación ancho/grosor de alta ductilidad del alma de viga
- $h_b$ : Altura del alma de viga
- $t_{wb}$ : Espesor del alma de viga

- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga

B. Longitud no Arriostrada

- Número de soportes laterales de la viga

$$N_{sl}$$

- Longitud máxima entre arriostres laterales

$$L_b = \frac{L}{N_{sl} + 1}$$

$$L_{bmax} := 0.095 \cdot r_{yb} \frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}} \quad (\text{AISC 341-16, Sección 2b})$$

Si  $(L_b \leq L_{bmax}$ , “cumple”, “No cumple” )

Donde:

- $L_{bmax}$ : Longitud máxima entre arriostres laterales
- $L_b$ : Longitud sin arriostreamiento lateral en viga
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga
- $A_b$ : Área de viga
- $N_{sl}$ : Número de soportes laterales

C. Revisión de las vigas por flexión

- Longitud límite sin apoyo lateral para este estado límite de fluencia

$$L_p = 1.76 \cdot r_{yb} \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_{yb} \cdot C_{wb}}}{S_{xb}}} \quad (\text{AISC 360-16 F2-7})$$

Donde:

- $L_p$ : Longitud límite sin apoyo lateral
  - $r_{yb}$ : Longitud sin arriostramiento lateral en la viga
  - $E$ : Módulo de elasticidad del acero
  - $r_{ts}$ : Radio de giro
  - $I_{yb}$ : Inercia en el eje débil de la viga
  - $C_{wb}$ :
  - $S_{xb}$ : Módulo de sección del eje fuerte de la viga
- Coeficiente para perfiles W (360-16 F2-8a)

$$C = 1$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yb}}{E}\right)^2}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_r$ : Longitud
  - $r_{ts}$ : Longitud sin arriostramiento lateral en la viga
  - $E$ : Módulo de elasticidad del acero
  - $F_{yb}$ :
  - $J_b$ : Inercia polar de la viga
  - $h_{ob}$ :
  - $c$ :
- Momento plástico (360-16 F2-1)

$$M_p = Z_{xb} \cdot F_{yb} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $M_p$ : Momento plástico
  - $Z_{xb}$ : Módulo de sección plástico
  - $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de la viga
- Coeficiente de flexión obtenido del modelo de análisis

$$C = 1.8$$

$$F_{cr} = C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot C_b}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
  - $C_b$ : Coeficiente de flexión de viga
  - $L_b$ : Longitud sin arriostrar en viga
  - $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de la viga
  - $J_b$ : Inercia polar de la viga
  - $S_{xb}$ : Módulo de sección del eje fuerte de viga
  - $h_{ob}$ :
  - $r_{ts}$ :
- Revisión del desarrollo de la capacidad plástica de la viga
- Verificación := if ( $L_b \leq L_p$ , “Utilizar la ecuación Mn1”, “Realizar siguiente chequeo” )*

*Verificación = “Utilizar la ecuación Mn1”,*

$$M_{n1} = M_p$$

$$M_{n2} := \min \left( C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right)$$

$$M_{n1} := (S_{xb} \cdot F_{cr}, M_p)$$

$$M_{n1} := M_p$$

*Verificación := if ( $M_{n1} \leq M_p$ , “No cumple”, “Si cumple” )*

$$M_n := M_{n1}$$

Si  $\left( \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \leq 1 \right)$ , “Cumple”, “No cumple” )

(AISC 341-16)

Donde:

- $M_p$ : Momento plástico de viga
- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $L_b$ : Longitud
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de la viga
- $L_p$ : Longitud
- $\phi \cdot M_n$ : Capacidad nominal de flexión
- $M_u$ : Momento último de diseño

### 4.8.3 Verificación de columnas

#### A. Revisión de ductilidad

Con el fin de prevenir el pandeo local en la columna, los patines y el alma deben de cumplir los siguientes chequeos:

- Patines

Relación ancho/grosor

$$\lambda = \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $b_{fb}$ : base del patín de la viga
- $t_{fb}$ : espesor del patín de la viga
- $\lambda$ : Relación ancho/grosor

Límite de relación ancho/grosor para alta ductilidad

$$\lambda_{hd} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

*Verificación* := *if* ( $\lambda \leq \lambda_{hd}$ , “Si cumple”, “cambiar perfil de columna”) = “Si cumple”

Donde:

- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de la viga
  - $\lambda_{hd}$ : Relación ancho/grosor de alta ductilidad
  - $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de la viga
- Alma

Límite axial disponible minorado

$$\phi_c P_y := 0.9 \cdot A_c \cdot F_{yc} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Relación entre la resistencia requerida y el límite elástico axial disponible.

$$C_a := \frac{P_{uc1}}{\phi_c P_y} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Relación ancho/grosor

$$\lambda := \frac{h_c}{t_{wc}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

*Chequeo=if* ( $C_a \leq 0.114$ , “Utilizar la primera ecuación”, “Utilizar segunda ecuación” )

*Chequeo=* “Utilizar segunda ecuación”

Donde:

- $\lambda$ : Ductilidad del alma de la columna
- $h_c$ : Altura del alma de la columna
- $t_{wc}$ : Espesor del alma de la columna
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yc}$ : Factor de sobre resistencia del acero de columna
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna
- $A_c$ : Área de la columna
- $P_y$ : Resistencia axial de fluencia minorada

Cuando  $C_a \geq 0.114$

$$\lambda_{hd1} := 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.68 - C_a) \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\lambda_{hd2} := 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

límite de relación ancho/grosor para miembros de alta ductilidad

$$\lambda_{hd} := \max(\lambda_{hd1}, \lambda_{hd2})$$

Verificación := if ( $\frac{h_c}{t_{wc}} \leq \lambda_{hd}$ , “cumple”, “se necesita cambiar columna” )

Donde:

- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de la viga
- $\lambda_{hd}$ : Relación ancho/grosor de alta ductilidad
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna

B. Resistencia a compresión

- Factores de longitud efectiva

$$K_x = 1.8 \quad K_y = 1 \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $K_x$ : Factor de longitud efectiva en el eje fuerte
- $K_y$ : Factor de longitud efectiva en el eje débil
- Altura libre de columna  $C1$

$$H_{lc1} = H - t_{la} - d_b \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $H_{lc1}$ : Altura efectiva de columna para análisis
- $H$ : Altura de entrepiso
- $t_{la}$ : Espesor de lámina troquelada
- $d_b$ : Peralte de viga

- Esbeltez X-X

$$E_x := \frac{K_x \cdot H_{lc1}}{r_{xc}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $H_{lc1}$ : Altura efectiva de columna para análisis
- $K_x$ : Factor de longitud efectiva en el eje fuerte
- $r_{xc}$ : Radio de giro de la columna respecto al eje fuerte
- $E_x$ : Módulo de elasticidad del acero respecto al eje fuerte

- Esbeltez Y-Y

$$E_y := \frac{K_y \cdot H_{lc1}}{r_{yc}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $H_{lc1}$ : Altura efectiva de columna para análisis
- $K_x$ : Factor de longitud efectiva en el eje fuerte
- $r_{xc}$ : Radio de giro de la columna respecto al eje fuerte
- $E_x$ : Módulo de elasticidad del acero respecto al eje fuerte

- Máxima esbeltez

$$E1 := \max(E_x, E_y) \quad (\text{AISC 341-16})$$

- Límite de esbeltez

$$E_{lim} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

*Verificación := if ( $E1 \leq E_{lim}$ , “Pandeo inelástico” , “Pandeo elástico” )*

Donde:

- $H_{lc1}$ : Altura efectiva de columna para análisis
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna
- $E_{lim}$ : Módulo de elasticidad del acero límite

Segunda verificación

$$\lambda_c := \frac{E1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\lambda_c$ : Relación ancho/grosor de columna
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna

*Verificación* := if ( $\lambda_c \leq 1.5$ , “Pandeo inelástico”, “Pandeo elástico”) = “Pandeo inelástico”

$$F_{cr} := \text{Si} \left( \lambda_c \leq 1.5, 0.685\lambda_c^2 \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_c} \cdot F_{yc} \right) \text{ (AISC 341-16)}$$

Donde:

- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
  - $\lambda_c$ : Esbeltez de la columna
  - $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna
- 
- Resistencia nominal minorada a compresión

$$\phi_c P_n := 0.9 \cdot A_c \cdot F_{cr} \text{ (AISC 341-16)}$$

*Verificación* := if ( $\phi_c P_n \leq P_{uc1}$ , “Si cumple”, “No cumple”) = “Si cumple”

Donde:

- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $A_c$ : Área de columna
- $\phi_c P_n$ : Resistencia nominal minorada a la compresión

C. Revisión de la columna por carga sísmica amplificada

- Cargas axiales por carga muerta, viva y sismo en columna C1

$$P_{mC1}, P_{uC1}, P_{sC1}$$

- $P_{mC1}$ : Carga axial en columna debida a carga muerta
- $P_{uC1}$ : Carga axial en columna debida a carga viva
- $P_{sC1}$ : Carga axial en columna debida a sismo

- Factor de minoración para flexión

$$\phi := 0.9$$

- Combinación con sísmica amplificada

$$(1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{mC1} + P_{vC1} \cdot \Omega_0 \cdot P_{sC1} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\text{Verificación} := \text{if } (P_{uam} \leq \phi_c P_n, \text{ "Cumple"}, \text{ "No cumple"})$$

- $P_{mC1}$ : Carga axial en columna debida a carga muerta
- $P_{vC1}$ : Carga axial en columna debida a carga viva
- $P_{sC1}$ : Carga axial en columna debida a sismo
- $\Omega_0$ : Factor de aumento de resistencia
- $S_{DS}$ : Parámetro de pseudo aceleración para período corto

#### D. Resistencia a Flexión

- La longitud límite del comportamiento plástico

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2 \cdot S_{xc}}} \quad c := 1 \quad \text{Para perfiles W} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_p$ : Longitud límite sin apoyo lateral
  - $r_{yc}$ : Longitud sin arriostamiento lateral en la columna
  - $E$ : Módulo de elasticidad del acero
  - $r_{ts}$ : Radio de giro
  - $I_{yc}$ : Inercia en el eje débil de la columna
  - $h_{oc}$ : Altura del alma de la columna
  - $S_{xc}$ : Módulo de sección del eje fuerte de la columna
  - $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna
- Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$L_r := 1.95 \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} + \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_r$ : Longitud
  - $r_{ts}$ : Longitud sin arriostramiento lateral en la viga
  - $E$ : Módulo de elasticidad del acero
  - $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna
  - $J_c$ : Inercia polar de la columna
  - $h_{oc}$ : Altura del alma de la columna
  - $c$ :
- Momento plástico

$$M_p := Z_{xc} \cdot F_{yc} \text{ (AISC 341-16)}$$

Donde:

- $M_p$ : Momento plástico
  - $Z_{xc}$ : Módulo plástico de la columna
  - $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de la columna
- Momento resistente en el límite del comportamiento de pandeo lateral torsional inelástico

$$M_r := 0.7 \cdot S_{xc} \cdot F_{yc} \text{ (AISC 341-16)}$$

Donde:

- $M_r$ : Momento resistente en el límite del comportamiento de pandeo lateral torsional inelástico,
  - $S_{xc}$ : Módulo de sección plástico de la columna
  - $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de la columna
- Coeficiente de flexión

$$C_b := 2$$

$$L_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}} \text{ (AISC 341-16)}$$

El comportamiento y capacidad de la columna a flexión depende de la longitud no arriostrada

$$\text{Si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_{cr}$ : Longitud
- $C_b$ : Coeficiente de flexión de columna
- $L_b$ : Longitud sin arriostrar en columna
- $J_c$ : Inercia polar de la columna
- $S_{xc}$ : Módulo de sección del eje fuerte de columna
- $h_{oc}$ : Altura del alma de la columna
- $r_{ts}$ : Radio de giro

$$\text{Si } L_p < L_b \leq L_r$$

$$M_{n2} := \min \left( C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_{xc} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\text{Si } L_b > L_r$$

$$M_{n2} := \min(S_{xc} \cdot F_{cr}, M_p) \quad (\text{AISC 341-16})$$

- Resistencia nominal minorada a flexión

$$\phi_c M_n := 0.9 \cdot M_{n1} \quad (\text{AISC 341-16})$$

- Resistencia última requerida a flexión

$$\text{if } (\phi_c M_n \leq M_u, \text{ "Cumple", "No cumple"})$$

Donde:

- $M_p$ : Momento plástico de columna
- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $L_b$ : Longitud
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de la columna
- $L_p$ : Longitud
- $\phi \cdot M_n$ : Capacidad nominal de flexión
- $M_u$ : Momento último de diseño

## E. Relación entre compresión y flexión

Se debe verificar que:

$$\text{Si } \frac{P_{uC1}}{\phi P_n} \leq 0.02 \quad \text{se debe cumplir que:} \quad \frac{P_{uC1}}{2 \cdot \phi P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \leq 1 \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\text{Si } \frac{P_{uC1}}{\phi P_n} > 0.02 \quad \text{se debe cumplir que:} \quad \frac{P_{uC1}}{\phi P_n} + \frac{8 \cdot M_u}{9 \cdot \phi \cdot M_n} \leq 1 \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$R_{cf} := \text{if} \left( \frac{P_{uC1}}{\phi P_n} \leq 0.02, \frac{P_{uC1}}{2 \cdot \phi P_n} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_{uC1}}{\phi P_n} + \frac{8 \cdot M_u}{9 \cdot \phi \cdot M_n} \leq 1 \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

*if* ( $R_{cf} \leq 1$ , “Cumple”, “No cumple”)

Donde:

- $\phi \cdot M_n$ : Capacidad nominal de flexión de columna
- $M_u$ : Momento último de diseño
- $\phi \cdot P_n$ : Capacidad nominal axial de columna
- $P_{uC1}$ : Carga axial de columna

## 4.9 Diseño y verificación de marcos arriostrados excéntricamente

### 4.9.1 Descripción

En la década de 1970 se desarrolló en Japón y Estados Unidos un sistema estructural que trataba de combinar las ventajas tanto de los marcos no arriostrados como de los marcos arriostrados concéntricamente; por ello, se desarrollaron los marcos arriostrados excéntricamente. En él, se disponen deliberadamente de forma tal de generar una excentricidad en la viga, en la cual se inducen los esfuerzos de corte y de flexión (Crisafulli, 2012).

Figura 23. Marcos con arriostramientos excéntricos



Fuente: (Crisafulli, 2012)

Este sistema estructural conformado por vigas, columnas, riostras y enlaces conocidos como “links”. La sección de viga que queda delimitada por la excentricidad de la riostra y los otros componentes es el elemento que provee de ductilidad al sistema. Es mayormente utilizado para estructuras de acero, sin embargo, también se han utilizado para reforzar estructuras de concreto. A continuación, se presentan sus principales ventajas y desventajas:

Cuadro 12. Ventajas y desventajas de EBF

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"><li>• En estructuras de acero, un marco excéntrico permite utilizar a las columnas como apoyos para las riostras, con el fin de que estas encajen fuera del centro de la viga.</li><li>• Permite mayor cantidad de energía sísmica.</li><li>• Menores desplazamientos laterales que un marco rígido a momento.</li><li>• Posee valores de modificación de respuesta R mayores a los marcos rígidos a momentos.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• El costo de utilizar este sistema es más costoso, si no se utiliza una configuración estructural óptima.</li><li>• Mayores tiempos de construcción.</li><li>• Mayor detallamiento constructivo.</li><li>• Menor libertad para diseño de espacios.</li></ul>

Fuente: (Universidad de los Andes, 1998)

Este sistema estructural dentro de la configuración estructural de estacionamientos Split-Level se deberá de situar en el sentido corto de la estructura, a modo que la luz entre marcos sea mayor que en el sentido largo, permitiendo así luces mayores entre marcos, lo cual es ideal para el libre desplazamiento de automóviles dentro del edificio sin que exista problemas de circulación.

Por otro parte, el diseñador debe de tener en cuenta que el enlace del marco desarrollará esfuerzos elevados de corte y flexión, haciendo que esta zona sea la primera en fluir, es por ello que la relación entre ambos esfuerzos se puede hacer variar para que este fluya por corte o flexión, siendo el primero el más recomendado. Esta variación se controla a través de la longitud del enlace, la cual además se debe detallar adecuadamente con la cantidad necesaria de rigidizadores, ver imagen de abajo, los cuales ayudan a controlar los problemas generados por la inestabilidad por pandeo local.

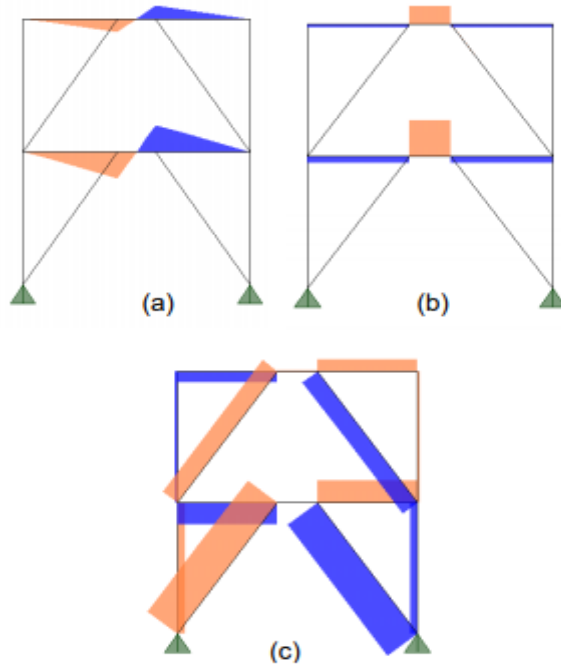
**Figura 24. Detalle del enlace de un marco excéntrico**



Fuente: (Crisafulli, 2012)

Así mismo, la imagen de abajo expone la forma en que ocurren los momentos flectores, fuerzas de corte y fuerzas axiales en este tipo de sistemas ante un evento sísmico.

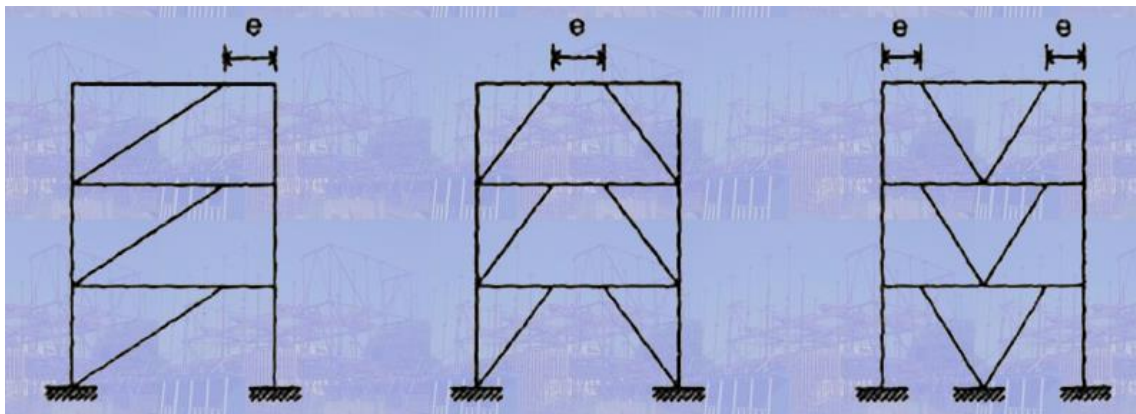
Figura 25. Diagramas de solicitaciones por acciones sísmicas, (a) momentos flectores, (b) Fuerzas de corte y (c) fuerzas axiales.



Fuente: (Crisafulli, 2012)

En la imagen de abajo se pueden observar distintas configuraciones para los marcos arriostrados excéntricamente.

Figura 26. Distintas configuraciones para los marcos arriostrados excéntricamente



Fuente: (Universidad de los Andes. 1998)

## 4.9.2 Verificación del enlace

### A. Revisión de ductilidad

Patines:

- Relación ancho/grosor

$$\lambda = \frac{b_{fb}}{2 * t_{fb}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

- Límite relación ancho/grosor

$$\lambda_{hd} = 0.32 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Si  $(\lambda \leq \lambda_{hd}, \text{Cumple, Cambiar viga})$

Donde:

- $\lambda$ : Relación ancho/grosor del patín de viga
- $\lambda_{hd}$ : Relación ancho/grosor de alta ductilidad para viga
- $b_{fb}$ : Base del patín de viga
- $t_{fb}$ : Espesor del patín de viga
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga

Alma:

- Fuerza axial de fluencia sobre-resistencia

$$P_y = R_{yb} * F_{yb} * A_b \quad (\text{AISC 341-16})$$

- Relación de fuerzas con sobre-resistencia

$$C_a = \frac{P_u}{0.9 * P_y} \quad (\text{AISC 341-16})$$

- Relación ancho/grosor

$$\lambda_{hd} = \frac{h_b}{t_{wb}} < 2.57 \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\lambda$ : Relación ancho/grosor del alma de viga
- $h_b$ : Altura del alma de viga
- $t_{wb}$ : Espesor del alma de viga
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga
- $A_b$ : Área de viga
- $P_y$ : Resistencia axial de fluencia minorada

- Parámetro de comparación 1

$$\lambda_{hd1} = 2.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

- Parámetro de comparación 2

$$\lambda_{hd2} = 0.88 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} * (2.68 - C_a) \quad (\text{AISC 341-16})$$

- Parámetro de comparación 3

$$\lambda_{hd3} = 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

$$\max = \max(\lambda_{hd2}, \lambda_{hd3})$$

Donde:

- $\lambda_{hd}$ : Relación ancho/grosor de alta ductilidad del alma de viga
- $h_b$ : Altura del alma de viga
- $t_{wb}$ : Espesor del alma de viga
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga

- Límite relación ancho/grosor

$$\lambda_{hd} = \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{hd1}, \text{max})$$

Si ( $\lambda \leq \lambda_{hd}$ , "Cumple", "Cambiar arriostre")

## B. Revisión de Resistencia

Fluencia por corte

- Área del alma del enlace

$$A_{tw} = (d_b - 2 * t_{wb}) * t_{wb} \quad (\text{AISC 341-16, Ec F3-4})$$

- Fuerza axial de fluencia sin sobre-resistencia

$$P_y = F_{yb} * A_b \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

- Relación de fuerzas

$$\frac{P_u}{P_y} \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

$$\text{si } \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \quad V_{p1} = 0.6 * F_{yb} * A_{tw} \quad (341 - 16, \text{Ec F3 - 2})$$

$$\text{si } \frac{P_u}{P_y} > 0.15 \quad V_{p2} = 0.6 * F_{yb} * A_{tw} * \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} \quad (341 - 16, \text{Ec F3 - 3})$$

Donde:

- $A_{tw}$ : Área del alma de enlace
- $P_y$ : Fuerza axial de fluencia sin sobre-resistencia
- $P_u$ : Fuerza axial última de diseño
- $V_p$ : Corte plástico por fluencia por corte
- $d_b$ : Peralte de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga

- Corte plástico por fluencia por corte

$$V_p = if \left( \frac{P_u}{P_y} < 0.15, V_{p1}, V_{p2} \right) \quad (AISC 341 - 16, Ec F3 - 3)$$

Donde:

- $V_p$ : Corte plástico por fluencia por corte
- $P_y$ : Fuerza axial de fluencia sin sobre-resistencia
- $P_u$ : Fuerza axial última de diseño

- Fluencia por flexión

$$si \frac{P_u}{P_y} \leq 0.15 \quad M_{p1} = F_{yb} * Z_{xb} \quad (AISC 341 - 16 Ec F3 - 2)$$

$$si \frac{P_u}{P_y} > 0.15 \quad M_{p2} = F_{yb} * Z_{xb} * \left( \frac{1 - \frac{P_u}{P_y}}{0.85} \right) \quad (AISC 341 - 16, Ec F3 - 3)$$

Donde:

- $V_p$ : Corte plástico por fluencia por corte
- $P_y$ : Fuerza axial de fluencia sin sobre-resistencia
- $P_u$ : Fuerza axial última de diseño
- $Z_{xb}$ : Módulo plástico de viga
- $M_p$ : Momento plástico

- Momento plástico

$$M_p = if \left( \frac{P_u}{P_y} < 0.15, M_{p1}, M_{p2} \right) \quad (AISC 341 - 16)$$

Donde:

- $P_y$ : Fuerza axial de fluencia sin sobre-resistencia
- $P_u$ : Fuerza axial última de diseño
- $M_p$ : Momento plástico

- Corte plástico por fluencia por flexión

$$V_{nfy} = \frac{2 * M_p}{e} \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

Si ( $V_p < V_{nfy}$ , "Fluencia por corte", "Fluencia por flexión")

$$V_n = \min (V_p, V_{nfy}) \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

$$\phi V_n = 0.9 * V_n \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

Donde:

- $V_n$ : Corte plástico
- $\phi V_n$ : Corte plástico nominal
- $V_{nfy}$ : Corte plástico por fluencia por flexión

C. Grosor de rigidizadores

$$a = 0.75 * t_{wb} \qquad b = \frac{3}{8} in$$

- Grosor mínimo

$$t_r = \text{Si } (a > b, a, b) \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

Donde:

- $t_{wb}$ : Espesor del alma de viga
- $t_r$ : Espesor de rigidizador en enlace

D. Rotación de enlace

- Deriva post elástica

$$\theta_p = \theta_e * C_d \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

Donde:

- $\theta_p$ : Deriva post elástica de enlace
- $\theta_e$ : Deriva elástica de enlace
- $C_d$ : Factor de amplificación de deriva elástica

- Rotación del enlace

$$\gamma_p = \frac{L}{e} * \Theta_p \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

Donde:

- $\Theta_p$ : Rotación post elástica de enlace
- $e$ : Longitud de enlace
- $L$ : Largo de viga
- $\gamma_p$ : Rotación post elástica de enlace

- Se debe determinar la rotación máxima permisible

$$1.6 * \frac{M_p}{V_n} \quad e = 1.4m \quad 2.6 * \frac{M_p}{V_n} \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

$$\text{si } e < 1.6 * \frac{M_p}{V_n} \quad \gamma_{pmax1} = 0.08rad \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

Donde:

- $V_n$ : Corte plástico en enlace
- $M_p$ : Momento plástico en enlace
- $e$ : Longitud de enlace
- $\gamma_{pmax}$ : Rotación plástica máxima de enlace

$$\text{si } e < 1.6 * \frac{M_p}{V_n} < e < 2.6 * \frac{M_p}{V_n}$$

$$\gamma_{pmax2} = 0.08 - \left( \frac{(0.08 - 0.02) * V_n}{M_p} \right) * \left( e - 1.6 * \frac{M_p}{V_n} \right)$$

(AISC 341 - 16)

Donde:

- $V_n$ : Corte plástico en enlace
- $M_p$ : Momento plástico en enlace
- $e$ : Longitud de enlace
- $\gamma_{pmax}$ : Rotación plástica máxima de enlace

$$\text{si } e > 1.6 * \frac{M_p}{V_n} \quad \gamma_{pmax3} = 0.02rad \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

$$\gamma_{pmax} = if \left( e \leq 1.6 * \frac{M_p}{V_n}, \gamma_{pmax1}, if \left( e < 2.6 * \frac{M_p}{V_n}, \gamma_{pmax2}, \gamma_{pmax3} \right) \right)$$

(AISC 341 – 16)

Si ( $\gamma_p \leq \gamma_{pmax}$ , "Cumple", "Rotación excesiva")

Donde:

- $V_n$ : Corte plástico en enlace
- $M_p$ : Momento plástico en enlace
- $e$ : Longitud de enlace
- $\gamma_{pmax}$ : Rotación plástica máxima de enlace

E. Separación máxima entre rigidizadores

1.

$$si \ e * \frac{V_p}{M_p} \leq 1.6$$

- Existen 3 opciones

- |  |                                       |
|--|---------------------------------------|
| a. si $\gamma_p = 0.02rad$                 | $s_a = 52 * t_{wb} - \frac{d_b}{5}$   |
| b. si $0.2 < \gamma_p < 0.08$              | $s_b = \text{Interpolar entre a y c}$ |
| c. si $\gamma_p = 0.08rad$                 | $s_c = 30 * t_{wb} - \frac{d_b}{5}$   |
| 2. si $1.6 < e * \frac{V_p}{M_p} \leq 2.6$ | $s_d = \text{Interpolar entre 1 y 3}$ |
| 3. si $2.6 < e * \frac{V_p}{M_p} \leq 5$   | $s_e = 1.6 * b_f$                     |
| 4. si $5 > e * \frac{V_p}{M_p}$            | <i>No se requiere rigidizantes</i>    |

(AISC 341 – 16)

Donde:

- $V_n$ : Corte plástico en enlace
- $M_p$ : Momento plástico en enlace
- $e$ : Longitud de enlace
- $\gamma_{pmax}$ : Rotación plástica máxima de enlace
- $s$ : Separación entre rigidizadores
- $b_f$ : Base de patín de viga

F. Resistencia a flexión del enlace

$$L_b = e \quad L_p = 1.76 * r_{yb} * \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \quad M_p = Z_{xb} * F_{yb}$$

como  $L_b < L_p$  entonces  $M_{ne} = M_p$  Momento nominal

- Momento minorado

$$\phi M_{ne} = 0.9 * M_{ne} \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

Donde:

- $\phi M_{ne}$ : Corte plástico en enlace
- $M_{ne}$ : Momento plástico en enlace
- $e$ : Longitud de enlace

G. Combinaciones sísmicas

$$M_{u1e} = (1.2 + 0.2 + S_{DS}) * M_{me} + \gamma * M_{ve} + M_{se} \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

$$M_{u2e} = (0.9 - 0.2 + S_{DS}) * M_{me} + M_{se} \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

$$M_{ue} = \text{if}(M_{u1e} > M_{u2e}, M_{u1e}, M_{u2e}) \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

$$\text{Si } \left( \frac{M_{ue}}{M_{ne}} < 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) \quad (\text{AISC 341 - 16})$$

Donde:

- $M_{ue}$ : Momento último en enlace
- $S_{DS}$ : Parámetro de aceleración espectral para período corto
- $M_{me}$ : Momento debido a carga muerta en enlace
- $\gamma$ : Porcentaje de carga viva participante en la acción sísmica
- $M_{ve}$ : Momento debido a carga viva en enlace
- $M_{se}$ : Momento debido a carga sísmica en enlace

### 4.9.3 Verificación de viga de soporte

#### H. Rigidez

- Largo entre puntos a ser arriostrados

$$L_b = e$$

- Resistencia a flexión esperada en la viga principal

$$M_r = R_{yb} * F_{yb} * Z_{xb} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $M_r$ : Momento resistente de viga
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $Z_{xb}$ : Módulo de sección plástico de viga
- $L_b$ : Longitud de viga sin arriostrar

- Rigidez requerida de la viga transversal

- $\phi_r = 0.75 \quad \beta_{br} = \frac{1}{\phi_r} * \left( \frac{10 * M_r * C_{da}}{L_b * h_{ob}} \right)$  (AISC 360-16, Ec. A-6-8<sup>a</sup>)

Donde:

- $M_r$ : Momento resistente de viga
- $\beta_{br}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $L_b$ : Módulo de sección plástico de viga
- $C_d$ : Factor de amplificación de derivas elásticas
- $\phi_r$ : Factor de reducción de rigidez

- Rigidez axial de la viga transversal

$$k = \frac{A_s * E}{L_s} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\text{Si} = \left( \frac{\beta_{br}}{k} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $k$ : Rigidez axial de la viga transversal
- $A_s$ : Área de viga de soporte
- $L_s$ : Longitud de viga de soporte
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero de viga de soporte

#### I. Resistencia por compresión

- Fuerza axial requerida en la viga transversal

$$P_{br} = \frac{0.02 * M_r * C_{da}}{h_{ob}} \quad (\text{AISC 360-16 Ec. A-6-7})$$

Donde

- $P_{br}$ : Fuerza axial requerida en la viga transversal
- $A_s$ : Área de viga de soporte
- $C_d$ : Factor de amplificación de derivas elásticas
- $M_r$ : Momento resistente de viga de enlace

- Longitud libre

$$L_{bs} = L_s$$

- Esbeltez máxima

$$E_{max} = \text{if} \left( \frac{K * L_{bs}}{r_{xs}} > \frac{K * L_{bs}}{r_{ys}}, \frac{K * L_{bs}}{r_{xs}}, \frac{K * L_{bs}}{r_{ys}} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{E_{max}^2} \quad \text{Si} \left( \frac{F_{ys}}{F_e} \leq 2.25, \text{"pandeo inelástico"}, \text{"pandeo elástico"} \right)$$

(AISC 341-16)

$$F_{er} = \text{if} \left( E_{max} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}, 0.658 \frac{F_{ys}}{F_e} * F_{ys}, 0.877 * F_e \right)$$

(AISC 341-16)

$$P_{ns} = F_{cr} * A_s \quad \phi P_{ns} = 0.9 * P_{ns}$$

$$\text{Si } \left( \frac{P_{br}}{\phi P_{ns}} < 1, \text{"Cumple", "No cumple"} \right)$$

(AISC 341-16)

Donde:

- $P_{br}$ : Carga axial de viga transversal
- $F_e$ : Esfuerzo elástico de pandeo
- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $P_{ns}$ : Carga axial nominal de viga transversal
- $L_{bs}$ : Longitud sin arriostrar de viga transversal

#### 4.9.4 Verificación de viga fuera del enlace

J. Resistencia a compresión

$$K_x = 1 \quad L_{bx} = \frac{L-e}{2} \quad K_y = 1 \quad L_{by} = S_{vt} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$E_{max} = \text{if} \left( \frac{K_x * L_{bx}}{r_{xb}} > \frac{K_y * L_{by}}{r_{yb}}, \frac{K_x * L_{bx}}{r_{xb}}, \frac{K_y * L_{by}}{r_{yb}} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\lambda_c = \frac{E_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_{yb}}{E}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Si ( $\lambda_c < 1.5$ , "pandeo inelástico", "Pandeo elástico")

Donde:

- $k_x$ : Factor de longitud libre en eje fuerte
- $k_y$ : Factor de longitud libre en eje débil
- $L_{bx}$ : Longitud libre en el débil fuerte
- $L_{by}$ : Longitud libre en el eje débil
- $E_{max}$ : Esbeltez máxima

$$F_{cr} = \text{Si} \left( \lambda_c \leq 1.5, 0.658 \lambda_c^2 * F_{yb}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_{yb} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$P_{nb} = F_{cr} * A_b \quad \phi P_{nb} = 0.9 * P_{nb} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\text{Si } \left( \frac{P_{ub}}{\phi P_{nb}} < 1, \text{ "Cumple", "No cumple"} \right)$$

Donde:

- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $P_{nb}$ : Resistencia axial de viga

K. Resistencia a flexión

$$\phi M_{nb} = 0.9 * M_{nb} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\text{Si } \left( \frac{M_{ub}}{\phi M_{nb}} < 1, \text{ "Cumple", "No cumple"} \right)$$

Donde:

- $\phi M_{nb}$ : Resistencia nominal a flexión de viga

L. Relación entre compresión y flexión

$$R_{ef} = \text{Si } \left( \frac{P_{ub}}{\phi P_{nb}} \leq 0.2, \frac{P_{ub}}{2 * \phi P_{nb}} + \frac{M_{ub}}{\phi M_{nb}}, \frac{P_{ub}}{\phi P_{nb}} + \frac{8}{9} * \frac{M_{ub}}{\phi M_{nb}} \right) (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $P_{ub}$ : Fuerza axial última de diseño
- $M_{ub}$ : Momento último de diseño
- $\phi P_{nb}$ : Capacidad axial nominal de viga
- $\phi M_{nb}$ : Capacidad a flexión nominal de viga

M. Relación especial en la viga fuerza del enlace

- Corte máximo probable (amplificado)

$$V_{mpe} = 0.88 * 1.25 * R_{yb} * V_n \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $V_{mpe}$ : Corte máximo probable en enlace
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia de enlace
- $V_n$ : Corte nominal de enlace
- Momento en el extremo del enlace provocado por el corte máximo probable y la excentricidad.

$$M_e = V_{mpe} * \frac{e}{2} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $V_{mpe}$ : Corte máximo probable en enlace
- $e$ : Factor de sobre resistencia de enlace
- $M_e$ : Momento en el extremo del enlace
- Largo de la viga fuera del enlace

$$L_{bfe} = \frac{L-e}{2} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_{bfe}$ : Largo de la viga fuera del enlace
- $e$ : Factor de sobre resistencia de enlace
- $L$ : Largo de viga
- Largo del arriostre

$$L_a = \sqrt{H^2 + L_{bfe}^2} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_{bfe}$ : Largo de la viga fuera del enlace
- $L_a$ : Largo de arriostre
- $H$ : Altura de marco arriostrado excéntricamente
- Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace

$$S_{bfe} = \frac{E \cdot I_{xb}}{L_{bfe}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_{bfe}$ : Largo de la viga fuera del enlace
- $S_{bfe}$ : Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $I_{xb}$ : Inercia sobre el eje fuerte de la viga
- Módulo de rigidez del arriostre

$$S_a = \frac{E \cdot I_{xa}}{L_a} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $S_a$ : Módulo de rigidez del arriostre
- $I_{xb}$ : Inercia sobre el eje fuerte de la viga
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $L_a$ : Largo de arriostre
- Factor de distribución de la viga fuera del enlace

$$F_{dbfe} = \frac{S_{bfe}}{(S_{bfe} + S_a)} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $F_{dbfe}$ : Factor de distribución de la viga fuera del enlace
- $S_{bfe}$ : Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace
- $S_a$ : Módulo de rigidez del arriostre

- Momento sísmico amplificado de la viga fuera del enlace

$$M_{sabfe} = F_{dbfe} * M_e \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $F_{dbfe}$ : Factor de distribución de la viga fuera del enlace
- $M_e$ : Momento en el enlace
- $M_{sabfe}$ : Momento sísmico amplificado de la viga fuera del enlace

- Fuerza axial sísmica amplificada en la viga fuerza del enlace

$$P_{sabfe} = V_{mpe} * \frac{L}{2*H} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $V_{mpe}$ : Corte máximo probable en enlace
- $L$ : Largo de viga
- $H$ : Altura del marco arriostrado excéntricamente
- $P_{sabfe}$ : Fuerza axial sísmica amplificada en la viga fuerza del enlace

N. Ductilidad moderada en patines

$$\text{Si} = \left( \frac{b_{fb}}{2 * t_{fb}} \leq 0.4 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}}, \text{"cumple"}, \text{"cambiar viga"} \right)$$

Donde:

- $b_{fb}$ : Base del patín de viga
- $t_{fb}$ : Espesor del patín de viga
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga

O. Ductilidad moderada en el alma

$$P_y = R_{yb} * F_{yb} * A_b \quad C_a = \frac{P_{uab}}{0.9 * P_y} \quad \lambda = \frac{h_b}{t_{wb}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $h_b$ : Distancia entre centroides de patines de viga
- $t_{wb}$ : Espesor del alma de viga
- $P_{uab}$ : Fuerza axial sobre en el alma de viga
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga
- $P_y$ : Capacidad axial de fluencia en viga

para  $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{md1} = 3.96 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} * (1 - 3.04 * C_a) \quad (\text{AISC 341-16})$$

para  $C_a \geq 0.114$

$$\lambda_{md2} = \text{Si} \left( 1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} * (2.12 - C_a) > 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}}, 1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} * (2.12 - C_a), 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} \right)$$

(AISC 341-16)

$$\lambda_{md} = \text{Si} (C_a \leq 0.114, \lambda_{md1}, \lambda_{md2})$$

Donde:

- $C_a$ : Relación demanda/capacidad axial
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga
- $P_y$ : Capacidad axial de fluencia en viga
- $\lambda$ : Relación ancho/grosor

P. Longitud sin soporte lateral

- Largo sin soporte máximo

$$L_{bmax} = 0.19 * r_{yb} * \frac{E}{R_{yb} * F_{yb}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$Si = (L_b \leq L_{bmax}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"})$$

Donde:

- $L_{bmax}$ : Largo sin soporte máximo
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

Q. Relación entre compresión y flexión.

$$R_{ef} = \text{if} \left( \frac{P_{uab}}{\phi P_{nb}} \leq 0.2, \frac{P_{uab}}{2 * \phi P_{nb}} + \frac{M_{uab}}{\phi M_{nb}}, \frac{P_{uab}}{\phi P_{nb}} + \frac{8}{9} * \frac{M_{uab}}{\phi M_{nb}} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $P_{uab}$ : Fuerza axial última de diseño
- $M_{uab}$ : Momento último de diseño
- $\phi P_{nb}$ : Capacidad axial nominal de viga
- $\phi M_{nb}$ : Capacidad a flexión nominal de viga
- $R_{ef}$ : Relación de esfuerzo de compresión y flexión

#### 4.9.5 Verificación del arriostre

##### R. Resistencia a compresión

- Longitud el arriostre

$$L_a = \sqrt{H^2 + \left(\frac{L-e}{2}\right)^2} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L$ : Largo de la viga
- $L_a$ : Largo de arriostre
- $H$ : Altura de marco arriostrado excéntricamente
- $e$ : Largo de enlace

##### S. Relación entre compresión y flexión

- Longitud del arriostre estimando reducción por uniones

$$L_{ba} = L_a * 0.85 \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_{ba}$ : Largo del arriostre estimando reducción por uniones
- $L_a$ : Largo de arriostre

$$E_{max} = \text{if} \left( \frac{K_x * L_{ba}}{r_{xa}} > \frac{K_y * L_{ba}}{r_{ya}}, \frac{K_x * L_{ba}}{r_{xa}}, \frac{K_y * L_{ba}}{r_{ya}} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_{ba}$ : Largo del arriostre estimando reducción por uniones
- $r_{xa}$ : Radio de giro del arriostre sobre su eje fuerte
- $r_{ya}$ : Radio de giro del arriostre sobre su eje débil
- $k_x$ : Factor de longitud libre sobre el eje fuerte
- $k_y$ : Factor de longitud libre sobre el eje débil

$$\lambda_c = \frac{E_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_{ya}}{E}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Si ( $\lambda_c < 1.5$ , "pandeo inelástico", "Pandeo elástico")

Donde:

- $E_{max}$ : Esbeltez máxima
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero para arriostre
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $\lambda_c$ : Relación ancho/grosor

$$F_{cr} = \text{Si} \left( \lambda_c \leq 1.5, 0.658\lambda_c^2 * F_{ya}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_{ya} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $E_{max}$ : Esbeltez máxima
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero para arriostre
- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $\lambda_c$ : Relación ancho/grosor

$$P_{nb} = F_{cr} * A_a \quad \emptyset P_{na} = 0.9 * P_{nb} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\text{Si} \left( \frac{P_{ua}}{\emptyset P_{na}} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right)$$

Donde:

- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $\emptyset P_{nb}$ : Capacidad axial nominal de arriostre
- $P_{ua}$ : Carga axial última de diseño sobre arriostre

$$L_b = L_{ba} \quad L_p = 1.76 * r_{ya} * \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_b$ : Longitud sin arriostrear del arriostre
- $L_p$ : Longitud sin arriostrear con comportamiento plástico total

- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $r_{ya}$ : Radio de giro del arriostre sobre su eje débil
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero para arriostre

$$L_r = 1.95 * r_{tsa} * \frac{E}{0.7 * F_{ya}} * \sqrt{\frac{J_a * c}{S_{xa} * h_{oa}} + \sqrt{\left(\frac{J_a * c}{S_{xa} * h_{oa}}\right)^2 + 6.76 * \left(0.7 * \frac{F_{ya}}{E}\right)^2}}$$

(AISC 341-16)

Donde:

- $L_r$ : Longitud sin arriostar donde ocurrirá pandeo lateral torsional inelástico
- $J_a$ : Inercia polar del arriostre
- $c$ : coeficiente de flexión
- $S_{xa}$ : Módulo de sección del eje fuerte de arriostre
- $h_{oa}$ : Distancia entre centroides del patín de arriostre
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $r_{ya}$ : Radio de giro del arriostre sobre su eje débil
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero para arriostre

$$M_p = Z_{xa} * F_{ya} \quad M_r = 0.7 * S_{xa} * F_{ya} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $M_p$ : Momento plástico
- $Z_{xa}$ : Módulo plástico sobre el eje fuerte de arriostre
- $M_r$ : Momento crítico
- $J_a$ : Inercia polar del arriostre
- $S_{xa}$ : Módulo de sección del eje fuerte de arriostre
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero para arriostre

$$F_{cr} = C_b * \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{tsa}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_a * c}{S_{xa} + h_{oa}} * \left(\frac{L_b}{r_{tsa}}\right)^2} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $M_p$ : Momento plástico
- $r_{tsa}$ : Radio de giro efectivo de arriostre
- $C_b$ : Coeficiente de flexión
- $Z_{xa}$ : Módulo plástico sobre el eje fuerte de arriostre
- $M_r$ : Momento crítico
- $J_a$ : Inercia polar del arriostre
- $S_{xa}$ : Módulo de sección del eje fuerte de arriostre
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero para arriostre

$$\text{si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} = M_p$$

$$\text{si } L_p < L_b < L_r \quad M_{n2} = C_b * \left( M_p - (M_p - 0.7 * S_{xb} * F_{yb}) * \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$$

$$\text{si } L_r < L_b \quad M_{n3} = S_{xb} * F_{cr}$$

(AISC 341-16)

Donde:

- $L_r$ : Longitud sin arriostar donde ocurrirá pandeo lateral torsional inelástico
- $L_b$ : Longitud sin arriostar del arriostre
- $L_p$ : Longitud sin arriostar con comportamiento plástico total
- $M_n$ : Momento nominal
- $M_p$ : Momento plástico
- $J_a$ : Inercia polar del arriostre
- $c$ : coeficiente de flexión
- $S_{xa}$ : Módulo de sección del eje fuerte de arriostre
- $r_{ya}$ : Radio de giro del arriostre sobre su eje débil
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero para arriostre

$$M_{na} = \text{Si} \left( L_b \leq L_p, M_{n1}, \text{Si} \left( L_b \leq L_r, \min(M_{n1}, M_{n2}), \min(M_{n1}, M_{n3}) \right) \right)$$

$$\phi M_{na} = 0.9 * M_{na}$$

(AISC 341-16)

Donde:

- $L_r$ : Longitud sin arriostrar donde ocurrirá pandeo lateral torsional inelástico
- $L_b$ : Longitud sin arriostrar del arriostre
- $L_p$ : Longitud sin arriostrar con comportamiento plástico total
- $M_n$ : Momento nominal
- $M_p$ : Momento plástico
- $J_a$ : Inercia polar del arriostre
- $c$ : coeficiente de flexión
- $S_{xa}$ : Módulo de sección del eje fuerte de arriostre
- $r_{ya}$ : Radio de giro del arriostre sobre su eje débil
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero para arriostre

$$\text{Si} \left( \frac{M_{ua}}{\phi M_{na}} < 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right)$$

Donde:

- $M_{ua}$ : Momento último de diseño sobre arriostre
- $\phi M_{na}$ : Momento nominal del arriostre

T. Relación entre compresión y flexión

$$R_{ef} = \text{Si} \left( \frac{P_{ua}}{\phi P_{na}} \leq 0.2, \frac{P_{ua}}{2 * \phi P_{na}} + \frac{M_{ua}}{\phi M_{na}}, \frac{P_{ua}}{\phi P_{na}} + \frac{8}{9} * \frac{M_{ua}}{\phi M_{na}} \right) \text{ (AISC 341-16)}$$

Donde:

- $M_{ua}$ : Momento último de diseño sobre arriostre
- $\phi M_{na}$ : Momento nominal del arriostre
- $\phi P_{na}$ : Capacidad axial nominal de arriostre
- $P_{ua}$ : Carga axial última de diseño sobre arriostre

U. Revisión especial del arriostre

- Resistencia esperado por corte en el enlace

$$V_{MP} = 1.25 * R_{yb} * V_n \text{ (AISC 341-16)}$$

Donde:

- $V_{MP}$ : Corte máximo probable
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia
- $V_n$ : Corte nominal

- Momento en el inicio del enlace

$$M_{en} = V_{MP} * \frac{e}{2} \text{ (AISC 341-16)}$$

Donde:

- $V_{MP}$ : Corte máximo probable
- $M_{en}$ : Momento en el inicio del enlace
- $e$ : Longitud del enlace

- Largo de viga fuera del enlace

$$L_v = \frac{L-e}{2} \text{ (AISC 341-16)}$$

Donde:

- $L_v$ : Largo de viga fuera del enlace
- $L$ : Largo de viga
- $e$ : Longitud del enlace

- Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace

$$S_v = \frac{E * I_{xa}}{L_v} \text{ (AISC 341-16)}$$

Donde:

- $L_v$ : Largo de viga fuera del enlace
- $S_v$ : Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace
- $I_{xa}$ : Inercia sobre el eje fuerte del enlace
- $E$ : Esfuerzo de fluencia del acero

- Módulo de rigidez del arriostre

$$S_a = \frac{E \cdot I_{xa}}{L_a} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_a$ : Largo del arriostre
- $S_a$ : Módulo de rigidez del arriostre
- $I_{xa}$ : Inercia sobre el eje fuerte del enlace
- $E$ : Esfuerzo de fluencia del acero

- Factor de distribución del arriostre

$$Fd_a = \frac{S_a}{S_v + S_a} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $Fd_a$ : Factor de distribución del arriostre
- $L_a$ : Largo del arriostre
- $S_a$ : Módulo de rigidez del arriostre
- $L_v$ : Largo de viga fuera del enlace
- $S_v$ : Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace

- Momento sísmico amplificado

$$M_{Emha} = Fd_a * M_{en} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $Fd_a$ : Factor de distribución del arriostre
- $M_{en}$ : Momento en el inicio del enlace
- $M_{Emha}$ : Momento sísmico amplificado
- Fuerza axial en el arriostre

$$P_{MP} = V_{MP} * \frac{L}{2*H} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $P_{MP}$ : Fuerza axial en el arriostre
- $V_{MP}$ : Corte máximo probable
- $L$ : Largo de la viga
- $H$ : Altura del marco
- Ángulo respecto a la horizontal

$$\theta = \sin^{-1}\left(\frac{H}{L_v}\right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\theta$ : Ángulo respecto a la horizontal
- $H$ : Altura del marco
- $L_v$ : Largo de viga fuera del enlace
- Fuerza axial sísmica amplificada

$$P_{Emha} = P_{MP} * \cos(\theta) + V_{MP} * \sin(\theta) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\theta$ : Ángulo respecto a la horizontal
- $P_{Emha}$ : Fuerza axial sísmica amplificada
- $V_{MP}$ : Corte máximo probable

- $P_{MP}$ : Corte máximo probable

Aplicando las combinaciones con sismo amplificado

#### V. Ductilidad moderada en patines

$$\text{Si } \left( \frac{b_{fa}}{2 \cdot t_{fa}} \leq 0.4 * \sqrt{\frac{E}{R_{ya} * F_{ya}}}, \text{ "cumple", "cambiar viga"} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\lambda b_{fa}$ : Base del patín de arriostre
- $t_{fa}$ : Espesor del patín de arriostre
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero
- $R_{ya}$ : Factor de sobre resistencia del acero de arriostre
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de arriostre

#### W. Ductilidad moderada en el alma

$$P_y = R_{ya} * F_{ya} * A_a \quad C_a = \frac{P_{uaa}}{0.9 * P_y} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $P_y$ : Capacidad axial de fluencia del arriostre
- $A_a$ : Área del arriostre
- $P_{uaa}$ : Fuerza última de diseño sísmicamente amplificada en arriostre
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{ya}$ : Factor de sobre resistencia del acero de arriostre
- $F_{ya}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de arriostre

para  $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{md1} = 3.96 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} * (1 - 3.04 * C_a) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\lambda_{md}$ : Relación ancho / grosor de modera ductilidad
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

para  $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{md2} = \text{Si} \left( 1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} * (2.12 - C_a) > 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}}, 1.29 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}}, (2.12 - C_a), 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yb} * F_{yb}}} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\lambda_{md}$ : Relación ancho / grosor de modera ductilidad
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yb}$ : Factor de sobre resistencia del acero de viga
- $F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de viga
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$\lambda_{md} = \text{Si} (C_a \leq 0.114, \lambda_{md1}, \lambda_{md2})$$

$$\text{Si} \left( \frac{h_b}{t_{wb}} \leq \lambda_{md}, \text{"cumple"}, \text{"cambiar riostra"} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\lambda_{md}$ : Relación ancho / grosor de modera ductilidad
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $h_b$ : Altura del alma de viga
- $t_{wb}$ : Espesor del alma de viga

## X. Relación entre compresión y flexión

$$R_{ef} = \text{Si} \left( \frac{P_{uaa}}{\phi P_{na}} \leq 0.2, \frac{P_{uaa}}{2 \cdot \phi P_{na}} + \frac{M_{uaa}}{\phi M_{na}}, \frac{P_{uaa}}{\phi P_{na}} + \frac{8}{9} * \frac{M_{uaa}}{\phi M_{na}} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $M_{uaa}$ : Momento último de diseño sísmicamente amplificado en arriostre
- $\phi M_{na}$ : Momento nominal del arriostre
- $\phi P_{na}$ : Capacidad axial nominal de arriostre
- $P_{uaa}$ : Fuerza última de diseño sísmicamente amplificado en arriostre
- $R_{ef}$ : Relación de esfuerzos

### 4.9.6 Verificación de la columna

#### Y. Ductilidad alta en patinas

$$\text{Si} \left( \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} \leq 0.4 * \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}}, \text{"cumple"}, \text{"cambiar columna"} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $b_{fc}$ : Ancho del patín de columna
- $t_{fc}$ : Espesor del alma de columna
- $R_{yc}$ : Factor de sobre resistencia del acero de columna
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$P_y = R_{yc} * F_{yc} * A_c \quad C_a = \frac{P_{uc}}{0.9 * P_y} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $P_y$ : Capacidad axial de columna
- $P_{uc}$ : Fuerza última de diseño sobre columna
- $R_{yc}$ : Factor de sobre resistencia del acero de columna
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna

- $A_c$ : Área de columna
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia

para  $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{md1} = 3.96 * \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}} * (1 - 1.04 * C_a) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\lambda_{md}$ : Relación ancho / grosor de modera ductilidad
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yc}$ : Factor de sobre resistencia del acero de columna
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

para  $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{md2} = \text{Si} \left( 0.88 * \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}} * (2.68 - C_a) > 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}}, 0.88 * \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}}, (2.68 - C_a), 1.57 * \sqrt{\frac{E}{R_{yc} * F_{yc}}} \right)$$

(AISC 341-16)

Donde:

- $\lambda_{md}$ : Relación ancho / grosor de modera ductilidad
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia
- $R_{yc}$ : Factor de sobre resistencia del acero de columna
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna
- $E$ : Módulo de elasticidad del acero

$$\lambda_{md} = \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{md1}, \lambda_{md2})$$

$$\text{Si} \left( \frac{h_b}{t_{wb}} \leq \lambda_{md}, \text{"cumple"}, \text{"cambiar breiza"} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $\lambda_{md}$ : Relación ancho / grosor de modera ductilidad
- $C_a$ : Relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia de fluencia

- $t_{wb}$ : Espesor del alma de viga
- $h_b$ : Distancia entre centroides de patines de viga

Z. Resistencia a compresión

$$L_{bc} = H - d_b \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $L_{bc}$ : Longitud de la columna sin arriostrar
- $H$ : Altura de entrepiso
- $d_b$ : Peralte de viga

$$E_{max} = \text{Si} \left( \frac{K_x * L_{bc}}{r_{xc}} > \frac{K_y * L_{bc}}{r_{yc}}, \frac{K_x * L_{bc}}{r_{xc}}, \frac{K_y * L_{bc}}{r_{yc}} \right) \quad \lambda_c = \frac{E_{max}}{\pi} * \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}}$$

(AISC 341-16)

Si ( $\lambda_c < 1.5$ , "pandeo inelástico", "Pandeo elástico") (AISC 341-16)

Donde:

- $L_{bc}$ : Largo sin arriostrar de la columna
- $r_{xc}$ : Radio de giro de la columna sobre su eje fuerte
- $r_{yc}$ : Radio de giro de la columna sobre su eje débil
- $k_x$ : Factor de longitud libre sobre el eje fuerte
- $k_y$ : Factor de longitud libre sobre el eje débil

$$F_{cr} = \text{Si} \left( \lambda_c \leq 1.5, 0.658 \lambda_c^2 * F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} * F_{yc} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$P_{nc} = F_{cr} * A_c \quad \phi P_{nc} = 0.9 * P_{nc} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$\text{Si} \left( \frac{P_{uc}}{\phi P_{nc}} < 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right)$$

Donde:

- $P_{uc}$ : Capacidad axial nominal de columna
- $P_{uc}$ : Fuerza última de diseño sobre columna
- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $R_{yc}$ : Factor de sobre resistencia del acero de columna
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna
- $A_c$ : Área de columna

AA. Resistencia a flexión

$$L_b = L_{bc} \quad L_p = 1.76 * r_{yc} * \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$L_r = 1.95 * r_{tsc} * \frac{E}{0.7 * F_{yc}} * \sqrt{\frac{J_c * c}{S_{xc} * h_{oc}} + \sqrt{\left(\frac{J_c * c}{S_{xc} * h_{oc}}\right)^2 + 6.76 * \left(0.7 * \frac{F_{yc}}{E}\right)^2}}$$

(AISC 341-16)

Donde:

- $L_r$ : Longitud sin arriostrar donde ocurrirá pandeo lateral torsional inelástico
- $L_b$ : Longitud sin arriostrar de la columna
- $L_p$ : Longitud sin arriostrar con comportamiento plástico total
- $J_c$ : Inercia polar de la columna
- $c$ : coeficiente de flexión
- $r_{tsc}$ : Radio de giro efectivo de columna
- $E$ : Módulo elástico del acero
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna

$$M_p = Z_{xc} * F_{yc} \quad M_r = 0.7 * S_{xc} * F_{yc} \quad (\text{AISC 341-16})$$

$$F_{cr} = C_b * \pi^2 * \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{tsc}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J_c * C}{S_{xc} * h_{oc}} * \left(\frac{L_b}{r_{tsc}}\right)^2} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $M_p$ : Momento plástico
- $M_r$ : Momento crítico
- $L_r$ : Longitud sin arriostrar donde ocurrirá pandeo lateral torsional inelástico
- $L_b$ : Longitud sin arriostrar de la columna
- $L_p$ : Longitud sin arriostrar con comportamiento plástico total
- $J_c$ : Inercia polar de la columna
- $c$ : coeficiente de flexión
- $r_{tsc}$ : Radio de giro efectivo de columna
- $E$ : Módulo elástico del acero
- $F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de columna

$$\begin{aligned} & \text{si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} = M_p \\ & \text{si } L_p < L_b < L_r \quad M_{n2} = C_b * \left( M_p - (M_p - 0.7 * S_{xc} * F_{yc}) * \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \\ & \text{si } L_r < L_b \quad M_{n3} = S_{xc} * F_{cr} \end{aligned}$$

(AISC 341-16)

Donde:

- $M_p$ : Momento plástico
- $L_r$ : Longitud sin arriostrar donde ocurrirá pandeo lateral torsional inelástico
- $L_b$ : Longitud sin arriostrar de la columna
- $L_p$ : Longitud sin arriostrar con comportamiento plástico total
- $F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo
- $S_{xc}$ : Módulo de sección de la columna sobre eje fuerte

$$M_{nc} = \text{Si} \left( L_b \leq L_p, M_{n1}, \text{if} (L_b \leq L_r, \min(M_{n1}, M_{n2}), \min(M_{n1}, M_{n3})) \right)$$

$$\phi M_{nc} = 0.9 * M_{nc}$$

$$\text{Si} \left( \frac{M_{uc}}{\phi M_{nc}} < 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right)$$

(AISC 341-16)

Donde:

- $M_p$ : Momento plástico
- $M_{uc}$ : Momento ultimo de diseño sobre la columna
- $\phi M_{nc}$ : Momento nominal resistente de columna
- $L_r$ : Longitud sin arriostrar donde ocurrirá pandeo lateral torsional inelástico
- $L_b$ : Longitud sin arriostrar de la columna
- $L_p$ : Longitud sin arriostrar con comportamiento plástico total

BB. Relación entre compresión y flexión

$$R_{ef} = \text{Si} \left( \frac{P_{uc}}{\phi P_{nc}} \leq 0.2, \frac{P_{uc}}{2 * c} + \frac{M_{uc}}{\phi M_{nc}}, \frac{P_{uc}}{\phi P_{nc}} + \frac{8}{9} * \frac{M_{uc}}{\phi M_{nc}} \right) \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $M_p$ : Momento plástico
- $M_{uc}$ : Momento ultimo de diseño sobre la columna
- $\phi M_{nc}$ : Momento nominal resistente de columna
- $P_{uc}$ : Carga axial última de diseño sobre columna
- $\phi P_{nc}$ : Capacidad axial nominal de columna
- $R_{ef}$ : Relación de esfuerzos

### CC. Revisión especial de la columna

- Corte máximo probable en cada enlace considerando la deformación por endurecimiento del material.

$$V_{MP} = 0.88 * 1.25 * R_{yc} * V_n \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $V_{MP}$ : Corte máximo probable
  - $R_{yc}$ : Factor de sobre resistencia del acero de columna
  - $V_n$ : Capacidad nominal de corte de columna
- 
- Máxima fuerza axial de compresión que ocurrirá en la columna si todos los enlaces fluyeran juntos por corte

$$P_{Emhc} = n_e * V_{MP} \quad (\text{AISC 341-16})$$

Donde:

- $P_{Emhc}$ : Máxima fuerza axial de compresión
- $n_e$ : Número de enlaces
- $V_{MP}$ : Corte máximo probable

$$\text{Si } \left( \frac{P_{uac}}{\phi P_{nc}} < 1, \text{"cumple", "no cumple"} \right)$$

Donde:

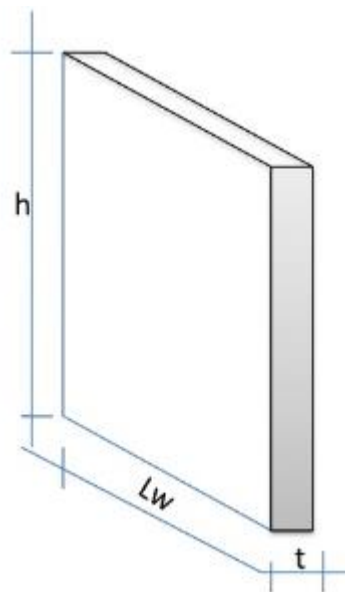
- $P_{uac}$ : Carga última sísmica amplificada sobre columna
- $\phi P_{nc}$ : Capacidad axial nominal de columna

## 4.10 Diseño y verificación de muros de corte de concreto armado

### 4.10.1 Descripción

Los muros de corte, son elementos estructurales generalmente elaborados de concreto armado, que poseen una dimensión mayor a sus demás dimensiones, lo cual le proporciona a este una gran resistencia y rigidez lateral ante movimientos laterales (Vásquez, 2012).

**Figura 26. Dimensiones de un muro de concreto armado**

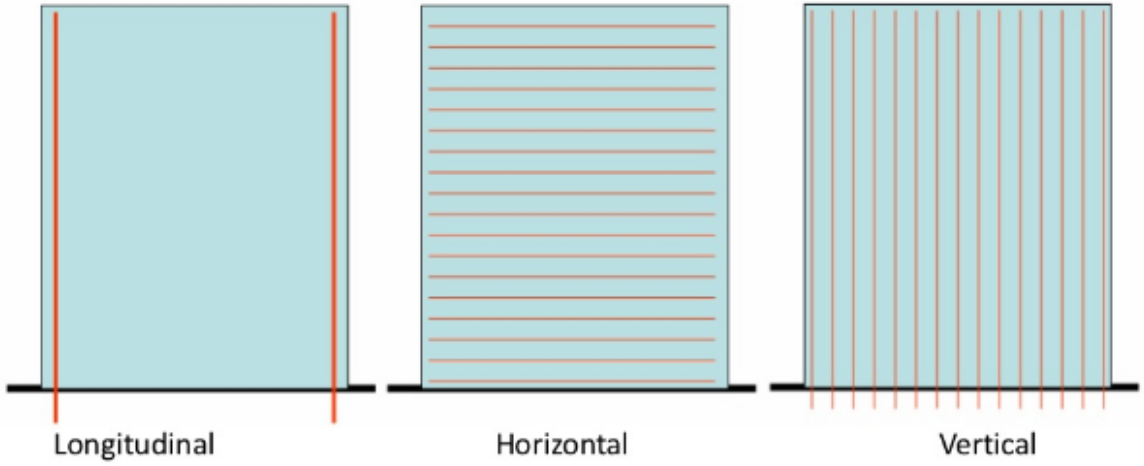


Fuente: (Chero, 2011)

Por otro lado, se distinguen 3 clases de refuerzo dentro del muro:

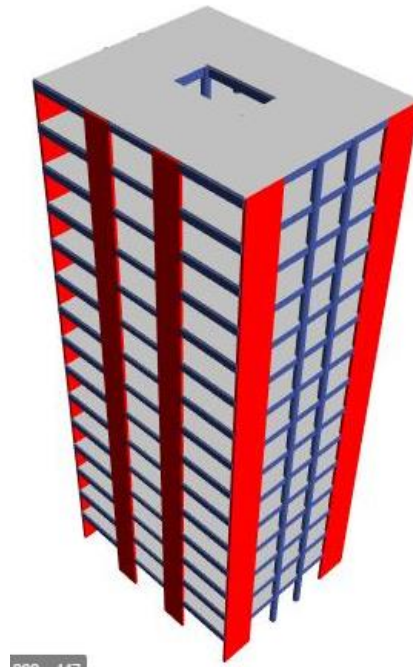
- Refuerzo longitudinal: Ubicado en los extremos del muro, se encarga de asumir los esfuerzos de tensión y compresión, debido a la flexión. Este puede incluir el refuerzo de confinamiento y colaborar en tomar el corte en la base, el cual tiende a generar deslizamiento (Vásquez, 2012).
- Refuerzo Horizontal: Se encarga de tomar el corte en el alma del muro (Vásquez, 2012).
- Refuerzo Vertical: Se encarga de tomar la carga axial, además del deslizamiento por corte en el alma del muro (Vásquez, 2012).

Figura 27. Tipos de refuerzo en muros de concreto armado



Fuente: (Vásquez, 2012)

Figura 28. Edificio modelado con muros de corte de concreto armado



Fuente: (Chero, 2011)

#### 4.10.2 Diseño

- Propuesta de acero transversal

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * 0.9 * L_w} \text{ (Blanco, 2007)}$$

Donde:

- $A_s$ : Área de acero transversal del muro
- $Mu$ : Momento último de diseño
- $f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
- $L_w$ : Largo del muro

- Revisión de uso de elementos de borde

$$c \geq \frac{L_w}{600 * (1.5 * displ.ult / h_w)} \text{ (ACI, 2014)}$$

Donde:

- $c$ : Altura del bloque de esfuerzos de compresión en el muro
- $Displ. ult$ : Desplazamiento último de diseño
- $h_w$ : Altura del muro
- $L_w$ : Largo del muro

- Relación de aspecto del muro

$$\alpha_c = 0.80 \text{ para } \frac{h_w}{L_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_w}{L_w} \geq 2.0$$

Donde:

- $\alpha_c$ : Relación de aspecto del muro
- $h_w$ : Altura del muro
- $L_w$ : Largo del muro

- Acero de confinamiento en elemento de borde

La cuantía mínima deberá ser como mínimo, el mayor entre:

$$\frac{A_{sh}}{S*bc} = \min \left\{ 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} \text{ (ACI, 2014)}$$

Donde:

- $A_{sh}$ : Área de acero de confinamiento en elemento de borde
- $bc$ : Ancho del elemento de borde
- $S$ : Separación entre estribos de elemento de borde
- $A_g$ : Área gruesa de elemento de borde
- $A_{ch}$ : Área confinada de elemento de borde
- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a 28 días
- $f_{yt}$ : Esfuerzo de fluencia del acero del estribo a utilizar

- Separación de estribos de elemento de borde

La cuantía mínima deberá ser como mínimo, el mayor entre:

$$S = \min \left\{ 10 \text{ cm}, 6db, \frac{b_w}{3} \right\} \text{ (ACI, 2014)}$$

Donde:

- $A_{sh}$ : Área de acero requerida para el estribo
- $S$ : Separación entre estribos de elemento de borde
- $b_w$ : Ancho del muro
- $db$ : Diámetro de la menor varilla longitudinal

- Capacidad nominal de corte en el alma del muro

$$V_n = A_{cv} * (\alpha c * \lambda * \sqrt{f'_c} + p_t * f_{yt}) \leq 0.83 * A_{cw} * \sqrt{f'_c} \text{ (ACI, 2014)}$$

Donde:

- $V_n$ : Capacidad nominal de corte en el alma del muro
- $f'_c$ : Resistencia a compresión del concreto a 28 días
- $f_{yt}$ : Esfuerzo de fluencia del acero del estribo a utilizar
- $\alpha c$ : Relación de aspecto del muro
- $p_t$ : Cuantía de acero transversal del muro

- Hipótesis para el cálculo de cortante en el muro
1. El muro alcanza su máxima resistencia a flexión para los rangos de  $P_u$  encontrados bajo los distintos casos de carga.
  2. La máxima resistencia a flexión encontrada en el diagrama se multiplicará por 1.25 para considerar el endurecimiento del acero de refuerzo durante su incursión en el rango inelástico.
  3. El corte último de diseño se obtiene asumiendo un brazo de palanca de  $2/3 H_w$ , desde el nivel del suelo. Por la distribución de las fuerzas provenientes del sismo.
  4. El corte último debe ser mayor a 50% del corte asumido por el concreto

- Separación máxima del acero de refuerzo longitudinal en el alma del muro

$$\min \left( 3t_w, \frac{l_w}{3}, 45cm \right) \text{ (ACI, 2014)}$$

Donde:

- $t_w$ : Espesor del muro
  - $l_w$ : Largo del muro
- Separación máxima del acero de refuerzo transversal en el alma del muro

$$\min \left( 3t_w, \frac{l_w}{5}, 45cm \right) \text{ (ACI, 2014)}$$

Donde:

- $t_w$ : Espesor del muro
- $l_w$ : Largo del muro

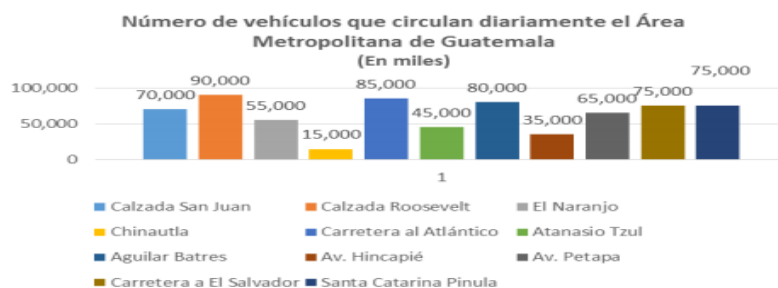


Contexto vehicular

5.1 Red vial y parque vehicular

Según estadísticas de la Superintendencia de Administración Tributaria (S.A.T.), dentro de la región central del país, la cual incluye a la ciudad de Guatemala y sus municipios aledaños, en 2018 circulaban a diario 1.7 millones de vehículos, y solo en la ciudad de Guatemala 1.1 millones, lo cual, según la PMT es más de tres veces la capacidad construida dentro de ella para soportar satisfactoriamente la carga vehicular sin tráfico, 350 mil vehículos (Diario La Hora, 2018).

Figura 27. Número de vehículos que circulan diariamente en el área metropolitana de Guatemala



Fuente: (ONSET, 2017)

Así mismo, estas estadísticas indican que el parque vehicular desde 2008 a 2018 creció en un 68.96%, cuando aún era de 893 mil vehículos. Esto indica que a lo largo de diez años creció en promedio 6.9 % por año, alrededor de 61,620 vehículos (Diario La Hora, 2018).

Finalmente, se tiene registrado que cada día se suman al parque vehicular 220 vehículos, entre los que se encuentran: carros recién adquiridos, motocicletas, transporte pesado, entre otros (Diario La Hora, 2018).

**Cuadro 13. Porcentaje de números de vehículos en circulación en cada vía principal dentro de la Ciudad de Guatemala.**

Vía	Número de vehículos en circulación	Porcentaje
Calzada San Juan	70000	10.14%
Chinautla	15000	2.17%
Carretera a El Salvador	75000	10.87%
Aguilar Batres	80000	11.59%
Carretera al Atlántico	85000	12.32%
Avenida Hincapié	35000	5.07%
Santa Catarina Pinula	75000	10.87%
El Naranjo	55000	7.97%
Atanasio Tzul	45000	6.52%
Avenida Petapa	65000	9.42%

Fuente: (ONSET, 2017)

## 5.2 Estacionamientos dentro de la ciudad de Guatemala

A pesar que la ciudad de Guatemala tiene 24 zonas, el mayor foco de actividad económica y administrativa se localiza en las zonas: 1, 4, 9, 10, 13 y 14. Es por ello que la mayoría de estacionamientos públicos se encuentre en estas zonas. Por otro lado, existen grandes estacionamientos dentro de la ciudad, pero son privados, ya que pertenecen a centros comerciales, a los cuales acuden grandes cantidades de personas.

### 5.2.1 Caracterización de los edificios de estacionamientos más relevantes

Algunos de los estacionamientos más característicos dentro de la ciudad de Guatemala son:

- Torre de estacionamiento ubicada en la 5ta calle y 11 av. de la zona 1

Edificio caracterizado por ser el primer único en su tipo en la Ciudad de Guatemala, ya que posee una rampa de acceso y egreso helicoidal, así mismo, de poseer nueve niveles de estacionamiento.

**Figura 28. Vista frontal y lateral de torre de estacionamientos 5ta calle y 11 Av. zona 1**



Fuente: (Getty Images, 2019)

- **Estacionamiento Centro Comercial Miraflores**

Estacionamiento caracterizado por ser uno de los que mayor cantidad de área poseen, debido a la gran cantidad de personas que visitan el lugar. Por otro lado, resaltan los últimos pisos que poseen una geometría diferente a los primeros pisos.

Por otro lado, rampas de acceso y egreso a los extremos de cada nivel del estacionamiento.

**Figura 29. Vista superior izquierda del Centro Comercial Miraflores.**



Fuente: (Getty Images, 2019)

- **Estacionamiento iglesia Mega Fráter San Cristóbal**

A pesar que no se encuentra dentro de la Ciudad de Guatemala, se ubica a pocos minutos de la zona 11; cuenta con 7 plantas y se caracteriza por la inclinación ascendente de estas y por la rampa de acceso y egreso en forma helicoidal.

**Figura 30. Vista lateral iglesia Mega Fráter San Cristóbal**



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Torre de estacionamiento Banco Industrial zona 4

Estacionamiento que forma parte de las tres torres que conforman la Plaza Industrial de la zona 4. Posee nueve plantas, las se caracterizan por su inclinación ascendente, además posee una rampa de acceso y egreso interna.

**Figura 31. Torre de estacionamiento Banco Industrial zona 4**

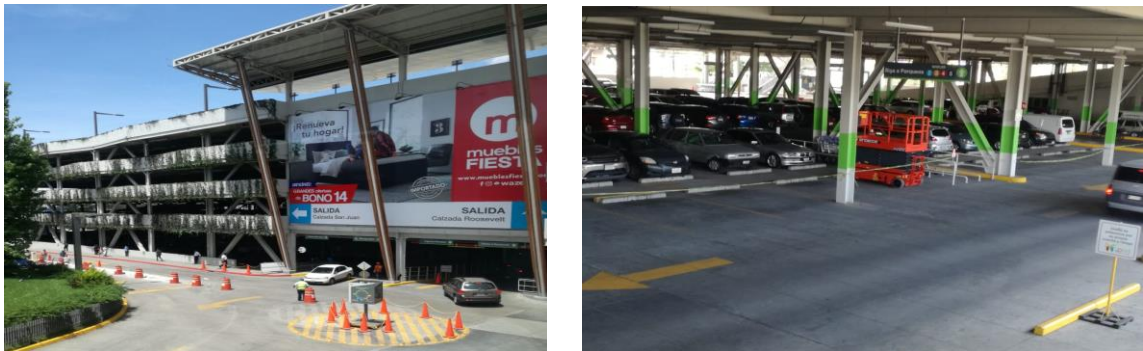


Fuente: (3D Warehouse, 2019)

- Torre de estacionamiento Centro Comercial Peri-Roosevelt

Esta torre de estacionamientos es una nueva incorporación al centro comercial, ya que en el año 2018 se realizó una remodelación a dicho lugar. El parqueo cuenta con cinco plantas y una única rampa de ingreso y egreso. Cabe destacar que, se destaca por estar totalmente construida en acero, así como por sus conexiones columna-columna, así como utilizar perfiles W como riostras, lo cual no es común.

**Figura 32. Vista lateral e interior de la planta baja de la torre de estacionamientos C.C. Peri Roosevelt**



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

### 5.3 Aspectos reglamentarios relevantes en el diseño de espacios de estacionamientos Split Level

El diseño del espacio de circulación de parqueos en la Ciudad de Guatemala se rige a través de: “Guía de aplicación para el diseño y dotación de estacionamientos”. Está a cargo de la Municipalidad de la Ciudad de Guatemala.

En ella se pueden recabar aspectos importantes que son necesarios para el diseño del espacio vehicular de estacionamientos Split Level. Dentro de ellos se pueden mencionar:

#### A. Cálculo de plazas de aparcamiento

La dotación de estacionamientos se determina a través del uso de suelo primario al que se destine la estructura. Entre ellos se puede mencionar:

- Apartamentos
- Viviendas individuales
- Oficinas
- Locales comerciales

- Restaurantes
- Pasillos o vestíbulos que superen el 20% del suelo primario

**a. Dotación para uso de suelo residencial**

Aplica para vivienda en propiedad horizontal (apartamentos), en donde se distinguen:

- **Unidades habitacionales con una superficie individual de hasta 75m<sup>2</sup>.**

En áreas donde la topografía posee características de conservación del medio ambiente y por ello se considera como zonas propensas a desastres naturales. Es decir, zonas con baja demanda de construcción de edificaciones se requerirá 1 plaza por cada 100 m<sup>2</sup> del área total del suelo primario.

Por otro lado, en zonas urbanas en donde la intensidad de edificaciones es mayor, se deberá considerar una plaza por cada 300 m<sup>2</sup> del área total del suelo primario.

- **Unidades habitacionales con una superficie individual mayor de 75m<sup>2</sup>.**

En este tipo de áreas, se requerirá al menos de 1 plaza de estacionamiento por cada 100m<sup>2</sup> del área total del suelo primario.

- **Plazas destinadas a visitas**

Se deberá contar con la cantidad necesaria de aparcamientos dependiendo de las siguientes condiciones:

**Cuadro 14. Plazas para visitas en suelo residencial**

Condición	Requerimiento
En proyectos con un área menor a 500m <sup>2</sup> .	No se requieren plazas de aparcamiento.
En proyectos con un área entre 500 hasta 1500m <sup>2</sup> .	Se requerirán al menos 3 plazas de aparcamiento.
En proyectos con una superficie entre 1500 hasta 3000m <sup>2</sup> .	Se requerirán al menos 4 plazas de aparcamiento.
En proyectos con una superficie entre 3000 hasta 4500m <sup>2</sup> .	Se requerirán al menos 6 plazas de aparcamiento.
En proyectos con una superficie mayor a 4500m <sup>2</sup> .	Se requerirá 1 plaza de aparcamiento por cada 800m <sup>2</sup> del área total de uso de suelo primario.

Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

**b. Dotación para uso de suelo no residencial**

Se deberá de diseñar en base a la categoría en que se ubica de acuerdo al cuadro de abajo:

**Cuadro 15. Cantidad de aparcamientos para categorías de suelo no residencial**

Categoría	Requerimiento
Venta de productos o prestación de servicios	1 plaza de aparcamiento por cada 24 m <sup>2</sup> .
Consumo de comidas y bebidas	1 plaza de aparcamiento por cada 10 m <sup>2</sup> .
Oficinas	1 plaza de aparcamiento por cada 35 m <sup>2</sup> .
Superficies dedicadas a la educación preprimaria y primaria	1 plaza de aparcamiento por cada 73 m <sup>2</sup> .
Superficies dedicadas a la educación básica y diversificada	1 plaza de aparcamiento por cada 52 m <sup>2</sup> .
Universidades, escuelas vocacionales, escuelas técnicas, etc.	1 plaza de aparcamiento por cada 18 m <sup>2</sup> .
Superficies dedicadas a espectadores sentados	1 plaza de aparcamiento por cada 6 m <sup>2</sup> .
Superficies dedicadas a la práctica de deportes	1 plaza de aparcamiento por cada 130 m <sup>2</sup> .
Producción, reparación o almacenamiento de productos	1 plaza de aparcamiento por cada 200 m <sup>2</sup> .
Asilos de ancianos	1 plaza de aparcamiento por cada 9 m <sup>2</sup> .
Hospitales, hoteles, residenciales estudiantiles, etc.	1 plaza de aparcamiento por cada 33 m <sup>2</sup> .
Gimnasios, salas de baile, etc.	1 plaza de aparcamiento por cada 9 m <sup>2</sup> .
Museos, galerías, bibliotecas y salas de exposición.	1 plaza de aparcamiento por cada 50 m <sup>2</sup> .

Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

**c. Dotación de plazas para discapacitados**

Según la Guía de aplicación para dotación y diseño de estacionamientos, 2010:

- Para los proyectos en donde el uso de suelo primario sea residencial, se deberá contar con 2% del total de plazas de aparcamiento para ello, siempre que existan más de 50 plazas de ellas. De lo contrario, no se necesitarán plazas para discapacitados.
- Para los proyectos en donde el uso de suelo primario sea no residencial, y esté dedicado a brindar atención al público y sea concurrido, se deberá contar con 2% del total de plazas

de aparcamiento para ello, siempre que existan más de 50 plazas de ellas. De lo contrario, no se necesitarán plazas para discapacitados.

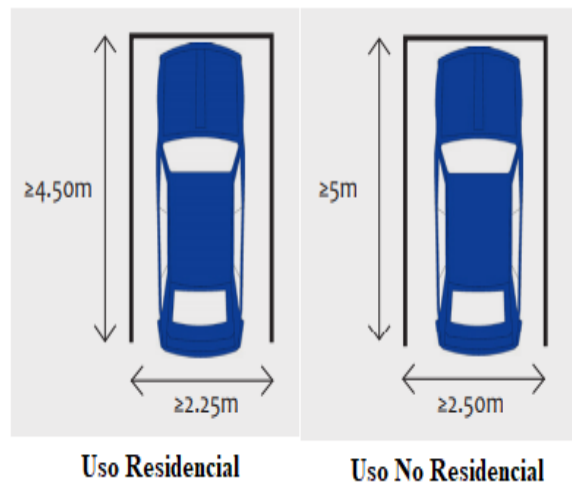
- Para los proyectos en donde el uso de suelo primario sea no residencial, y esté dedicado a áreas de espectadores sentados, se deberá contar con un 5% del total de plazas.

## 5.4 Dimensiones del espacio vial

### 5.4.1 Plazas de aparcamiento

- a) Plazas para automóviles

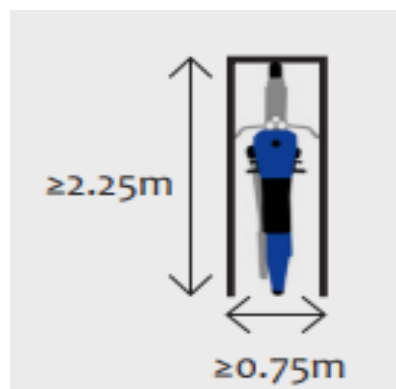
Figura 33. Dimensiones para plazas de aparcamientos



Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

- b) Plazas para bicicletas y motocicletas

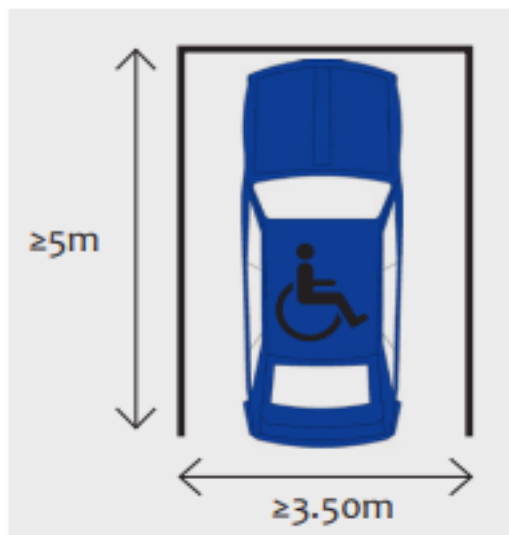
Figura 34. Dimensiones para plazas de bicicletas y motocicletas



Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

c) Plazas para discapacitados

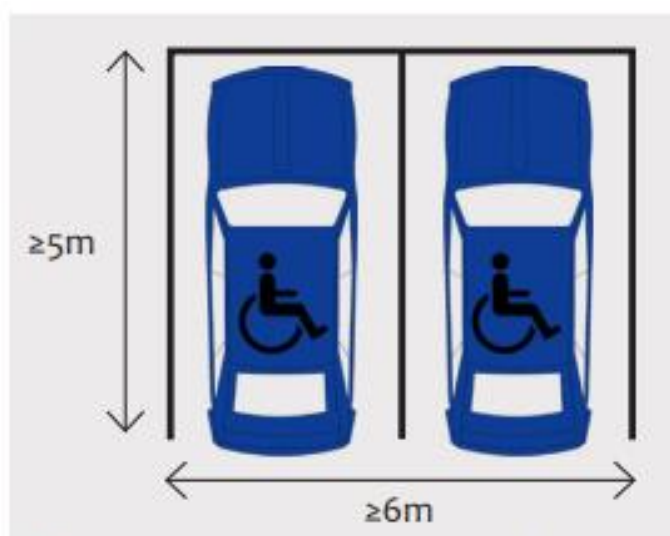
Figura 35. Dimensiones para plazas de discapacitados aislada



**Plaza para discapacitados  
aislada**

Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

Figura 36. Dimensiones para plazas de discapacitados adjuntas



**Plazas para discapacitados adjuntas**

Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

### 5.4.2 Anchos máximos y mínimos de entrada y salida

Se determinarán a partir de las características del predio donde se planea construir el estacionamiento, como se muestra a continuación:

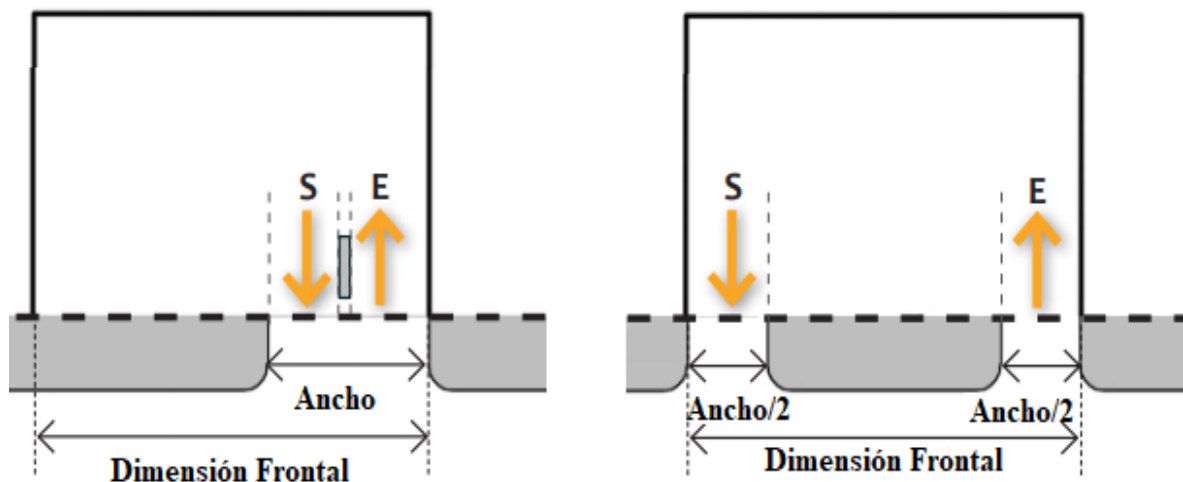
**Cuadro 16. Anchos necesarios de acuerdo a dimensión frontal del estacionamiento**

Característica	Requerimiento
Estacionamientos con una dimensión frontal máxima de 14.49m	Ancho máximo de 6m
Estacionamientos con una dimensión frontal máxima entre 14.50m a 19.49m	Ancho máximo de 9m
Estacionamientos con una dimensión frontal máxima entre 19.50m a 29.49m	Ancho máximo de 12m
Estacionamientos con una dimensión frontal máxima igual o mayor a 29.50m	Ancho máximo de 18m

Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

Las dimensiones del cuadro anterior se podrán disponer dentro del diseño del espacio vehicular de las siguientes dos maneras:

**Figura 37. Disposición de entradas y salidas de acuerdo a la dimensión frontal del predio de estacionamiento**



Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

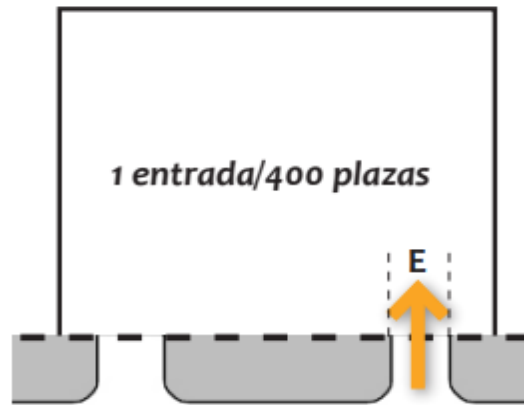
Es importante tomar en cuenta que para estacionamientos Split Level no se puede

combinar la entrada y salida en un mismo carril; la entrada y salida toma un carril por separado.

#### 5.4.3 Número mínimo de entradas al estacionamiento

Un estacionamiento tendrá que poseer por lo menos 1 entrada por cada 400 plazas de aparcamiento.

Figura 38. Número mínimo de entradas al estacionamiento

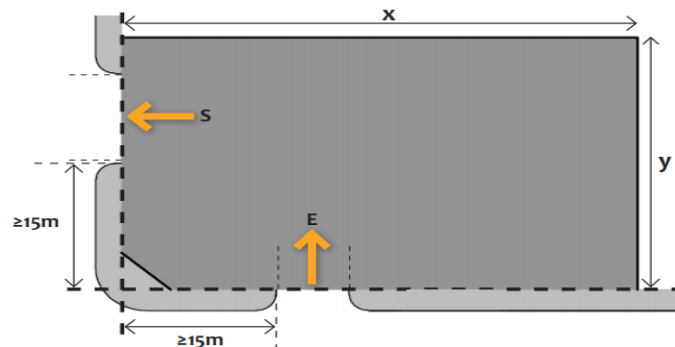


Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

#### 5.4.4 Distancia mínima de entradas y salidas desde esquinas

La distancia mínima deberá ser de 15m. Como lo muestra la figura de abajo:

Figura 39. Distancia mínima de entradas y salidas desde esquinas



Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

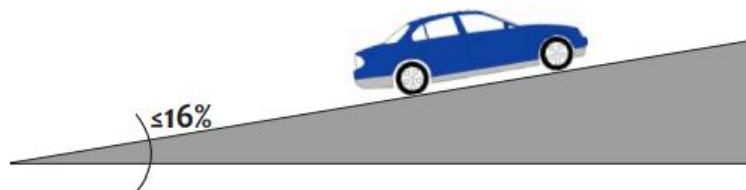
### 5.4.5 Pendientes de rampas

Una rampa podrá ser diseñada de acuerdo a las necesidades o requerimientos para cada proyecto, de acuerdo a:

- Rampa simple

Este tipo de rampa no podrá exceder el 16% de pendiente para que sea agradable a los usuarios y las llantas de los vehículos no presenten problemas de deslizamiento.

**Figura 40. Pendiente de rampa simple**

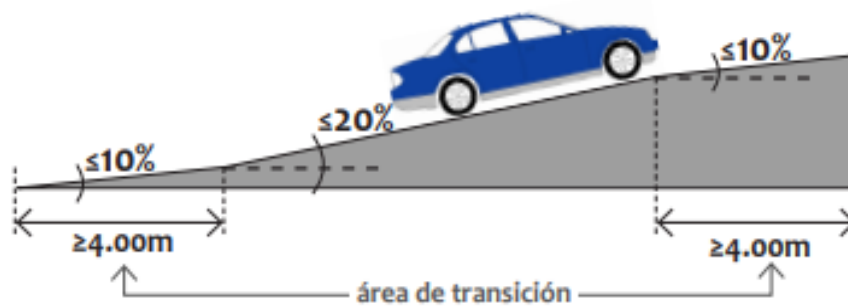


Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

- Rampa con transiciones

Usualmente se utilizan para resolver problemas con la pendiente de ascenso cuando esta es muy pronunciada. Sin embargo, no deben de exceder 20% de pendiente, además de poseer rampas de transición de al menos 10% de pendiente, cada una con una longitud de al menos 4m.

**Figura 41. Pendiente de rampa con transiciones**

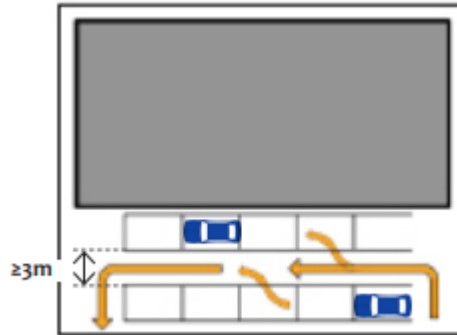


Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

#### 5.4.6 Anchos de pasillos de circulación vehicular interna

En los pasillos en los que el estacionamiento cuente con estacionamientos en posición paralela uno de otro, se deberá proporcionar al menos 3m, siendo este carril en un solo sentido como se muestra en la imagen de abajo:

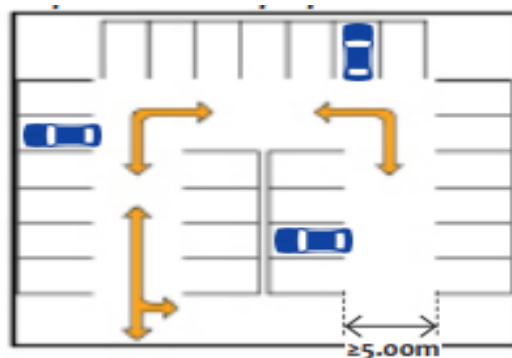
**Figura 42. Ancho de pasillo de circulación para parqueos paralelos**



Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

Por otro lado, los estacionamientos Split Level por lo general cuentan en la mayoría de los casos únicamente con plazas de estacionamiento en forma perpendicular, 90°, por ello se debe de diseñar estos con pasillos de al menos 5m, en los cuales podrá contar con vías de uno o dos sentidos de circulación. La figura de abajo explica esta situación:

**Figura 43. Ancho de pasillo de circulación para parqueos perpendiculares**



Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

### 5.4.7 Radio de giro de entradas y salidas

El radio de giro se deberá de diseñar de acuerdo a las siguientes condiciones:

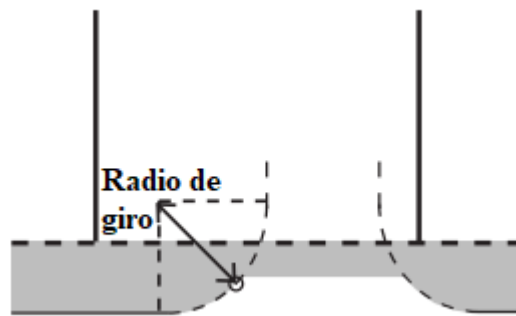
**Cuadro 17. Radio de giro de entradas y salidas**

Característica	Dimensión de radio de giro
Si el estacionamiento se encuentra en un núcleo urbano, la cual es cercan a las vías de mayor acceso del municipio en donde se ubican edificaciones de alta intensidad como apartamentos y suelo no residencial (A. O. Hartleben et al., 2009). Donde las vías tienen entre 40m a 50m de ancho.	$\geq 8m$
Si el estacionamiento se encuentra en un área considerada como central, la cual es cercan a las vías de mayor acceso del municipio en donde se ubican edificaciones de alta intensidad como apartamentos y suelo no residencial (A. O. Hartleben et al., 2009). Las vías tienen entre 30m y 40m de ancho.	$\geq 5m$
Si el estacionamiento se encuentra en un área considerada como urbana en donde se ubican edificaciones de mediana intensidad y donde predominan viviendas unifamiliares y apartamentos (A. O. Hartleben et al., 2009). Es cercan a las vías de mayor acceso del municipio, donde las vías tienen entre 30m y 40m de ancho.	$\geq 3m$
En el resto de vías	$\geq 2m$

Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)

Así mismo, la figura de abajo expone el concepto de radio de giro:

**Figura. 44** Radio de giro en estacionamientos



Fuente: (O. Hartleben & Velásquez, 2010)



---

## Criterios estructurales en estacionamientos de acero “Split-Level”

---

### 6.1 Cargas de diseño a considerar

#### 6.1.1 Carga muerta

Las cargas muertas consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en la estructura incluyendo, pero no limitado a, muros, losas, techos, cielos falsos, escaleras, particiones, acabados, tabiquería y otros ítems similares incorporados arquitectónicamente o estructuralmente. Así mismo, se debe de tomar en cuenta el peso de los equipos fijos y el de las grúas que se utilizan para la construcción de la misma (Asce & Sei, 2010).

A continuación, se muestran algunas de las cargas muertas comunes para edificios de estacionamiento:

- Pisos: Se debe de considerar el peso propio de los pisos y además del mortero de nivelación que se utiliza para nivelar la superficie. Solamente cuando los planos especifiquen un coeficiente  $FF \leq 30$  de la superficie estructural, se deberán considerar rellenos de nivelación de menos de  $25 \text{ kg/m}^2$  (AGIES, 2018).

Figura 44. Listado de cargas muertas provenientes de pisos

PISOS	kg/m2
Baldosas de cemento	40
Entablado	
de 19 mm	12
Entablado	
de 25 mm	15
Parquet	16
Peso total sobre la losa:	
parquet	70-80
Peso total sobre la losa:	
baldosas de cemento	100-110
Radier de hormigón de 10 cm	220

Fuente: (ConstruAprende, 2019)

- Tabiques y particiones: Se encuentran principalmente en los módulos de gradas, con el objetivo de aislar dichos ambientes. Se discretizan como cargas uniformemente distribuidas sobre el entrepiso (AGIES, 2018).

Figura 45. Listado de cargas muertas provenientes de tabiques y particiones

DIVISIONES	kg/m2
Pandereta:	
sin estuco	105-120
con estuco	140-190
Plancha de asbesto- cemento:	
de 3 mm	6
de 5 mm	9
de 8 mm	11,5
Vidrio:	
simple	6
doble	8
triple	10,5
Yeso cartón de 15 mm	15

Fuente: (ConstruAprende, 2019)

- Fachadas y cerramientos perimetrales: Estas se aplicarán como cargas lineales uniformemente distribuidas sobre el perímetro del entrepiso. Sin embargo, si se toma en cuenta como paredes estructurales, estas podrán no aplicar como tales, ya que se considerará como peso propio (AGIES, 2018).

Figura 46. Listado de cargas muertas provenientes de fachadas y cerramientos

MUROS	kg/m <sup>2</sup>
Bloque hueco de hormigón:	
de 15 cm sin estuco	200-250
de 15 cm con estuco	230-310
de 20 cm sin estuco	225-250
Hormigón armado	
de 15 cm	360-390
Ladrillo:	
de 15 cm de ancho, sin estuco	230-260
de 15 cm de ancho, con estuco	270-300
de 20 cm de ancho, sin estuco	300-340
de 20 cm de ancho, con estuco	340-380
hueco de 15 cm, sin estuco	195-215
hueco de 15 cm, con estuco	235-255

Fuente: (ConstruAprende, 2019)

### 6.1.2 Cargas viva

Las cargas vivas son cargas producidas por la ocupación de la estructura u otra estructura que no incluya cargas de construcción o ambientales. Debido a la circulación de vehículos, se generan cargas de impacto y cargas dinámicas, las cuales deben de tomarse. Es por ello que, para simular estas cargas se verificará que la estructura soporte localmente un par de cargas concentradas separadas 1.5 m. Cada una de estas cargas será de al menos 900 kg, o bien el 40% del peso del vehículo más pesado que esté proyectado a utilizar el área (AGIES, 2018).

A continuación, se muestran las cargas mínimas para estacionamientos que sugiere AGIES. Cabe resaltar que los estacionamientos Split-Level están concebidos para automóviles de pasajeros y no para automóviles de carga (al menos no entre los entrepisos).

Cuadro 18. Cargas vivas mínimas para estacionamientos

Carga viva en estacionamientos	Magnitud (kgf/m <sup>2</sup> )
Garages para automóviles de pasajeros	250
Garages para automóviles de carga (2000 kgf)	500
Rampas vehiculares de uso colectivo	500
Áreas de circulación vehicular	250

Fuente: (AGIES. 2018)

### 6.1.3 Cargas ambientales

Las cargas ambientales que rigen la NSE 2 2018 de AGIES, especifica 3 cargas ambientales a las cuales puede estar sometida una estructura. De estas, se debe considerar la mayor de todas, la cual será la carga que se utilizará para realizar las combinas de carga que se mencionan más adelante en este capítulo. A continuación, se menciona cada una de ellas:

- Carga viva de techo: Esta carga se produce en las cubiertas de la estructura. Toma relevancia debido a que en vez de considerarse como un sobre piso más de la estructura, usualmente se restringe el acceso a ella. Es por ello que se distinguen dos posibles usos:

- A. Azotea con acceso: Se destina principalmente a espacios de eventos o celebraciones u otra actividad que implique la presencia de varias personas.

- B. Azotea sin acceso: Usualmente únicamente se dedica a esta área a tareas de limpieza. Por tanto, generalmente permanece sin acceso.

- Carga de lluvia: Esta carga se considera dentro de la estructura debido al empozamiento que ocurre en las cubiertas de las edificaciones al fallar los sistemas de drenaje. Así mismo, la ASCE especifica una cantidad de diseño de 120mm de lluvia por hora en caso de una tormenta considerable, sin embargo, esto queda a criterio del diseñador estructural. De acuerdo a la NSE 2 de AGIES 2018, la carga de lluvia se calcula como:

$$W_p = 10 * d_h \text{ (kgf/m}^2\text{)}$$

Donde  $d_h$  es la profundidad en cm del agua, la cual se empozará en el instante en que el sistema principal de drenaje falle.

- Carga de tefra volcánica: Guatemala es un país con más de 30 volcanes, de los cuales 3 están actualmente activos, estos son: Fuego, Pacaya y Santiaguito. A pesar que no se encuentran en la Ciudad de Guatemala, sus cenizas han alcanzado a cubrir toda el área de la ciudad.

El efecto de la ceniza en las cubiertas de las estructuras es el de una sobrecarga uniformemente distribuida. En la NSE 2 2018 de AGIES, se considera las siguientes alturas de columnas, con al menos una densidad de  $1700 \text{ kg/m}^3$ :

**Cuadro 19. Carga distribuida de tefra volcánica a 10km del foco eruptivo**

Clase de obra	Carga aplicada a la estructura
Ordinaria	85 kgf/m <sup>2</sup>
Importante	125 kgf/m <sup>2</sup>
Esencial	150 kgf/m <sup>2</sup>

Fuente: (AGIES, 2018)

Para edificios de estacionamientos Split Level, si el diseñador estructural posiciona a la estructura como ordinaria, deberá de aplicar una altura mínima de 5cm de tefra volcánica, usando la carga del cuadro superior.

Así mismo, si se obtuviera un mapa de amenaza de la última erupción de alguno de los tres volcanes que antes se mencionaron, se podrá hacer uso de estos para determinar la altura de tefra volcánica seleccionando la isopaca que tenga una probabilidad anual de 0.05 para obras ordinarias, 1.5 para obras importantes y 1.75 para obras esenciales (AGIES, 2018).

#### 6.1.4 Cargas laterales

##### A. Carga de sismo para la Ciudad de Guatemala

El procedimiento para obtener las cargas sísmicas verticales y horizontales provenientes del análisis modal espectral se han tratado con mayor detalle en el marco teórico de este documento. Sin embargo, Cabe resaltar que la NSE 2 y 3 del 2018 de AGIES, varían con algunos de los factores de ASCE/SEI 7-16 para definir el espectro de diseño. A continuación, se nombran los aspectos que se deben de modificar para “adaptar” ambas normativas:

- Parámetro  $S_s = S_{cr}$  : Parámetro mapeado de aceleración del espectro de respuesta para el máximo sismo considerado para períodos cortos (ASCE/SEI 7-16 11.4.2 y 11.4.4).
- ASCE/SEI 7-16 presenta el coeficiente de sitio ( $F_a$ ) en función del parámetro  $S_s$ , por lo cual se debe de usar la tabla 4-10 de la NSE 2-18.
- Parámetro  $S_{MS} = S_s * F_a$ . Parámetro de aceleración del espectro de respuesta para períodos cortos del máximo sismo considerado ajustado con efectos de sitio, con un 5% de amortiguamiento.
- Parámetro  $S_{DS} = \frac{2}{3} * S_s * F_a$ . Parámetro de aceleración del espectro de diseño para períodos cortos. Este parámetro es la adaptación de  $S_{CR}$  de NSE 3-18 de AGIES.

##### B. Peso sísmico efectivo

Es importante tomar en cuenta el porcentaje de masa sísmica participante, ya que de este

dependerá el corte basal de la estructura. De acuerdo al inciso 1.11.3 de la NSE 3-18 de AGIES se deberá incluir en él:

- El 100% de la carga muerta del total de la edificación.
- El 25% de la carga viva si esta sobrepasa  $500 \frac{kgf}{m^2}$ . Este parámetro de porción de carga viva se define en el ASCE/SEI 7-16 como “ $\gamma$ ”.
- Peso de fachadas
- Cargas que se consideren como vivas que excedan 1000 kgf.
- Se permite omitir las cargas vivas de azoteas sin acceso.
- Se permite omitir las cargas vivas que se clasifican como reducibles.

C. Coeficientes de amenaza sísmica para Ciudad de Guatemala

Así mismo, para Ciudad de Guatemala los parámetros sísmicos se obtienen del siguiente cuadro:

**Cuadro 20. Parámetros de amenaza sísmica para Ciudad de Guatemala**

Municipio	Departamento	Amenaza sísmica		
		Io	Scr	S1r
Guatemala	Guatemala	4.2	1.50g	0.55g

Fuente: (AGIES, 2018)

6.1.5 Cargas de impacto

A continuación, se describen las cargas de impacto que usualmente se desarrollan en un estacionamiento:

- Elevadores: Todos los elementos sujetos a carga dinámica de elevadores deberán ser diseñados para cargas de impacto y cumplir con las deflexiones permitidas de acuerdo al código de diseño que se siga para diseñar la estructura. En el caso de Guatemala, Norma AGIES NSE 7.5 2018 Y Código AISC 360-16 Y 341-16.
- Maquinaria: Según (Asce & Sei, 2010), para propósitos de diseño, el peso de la máquinas y cargas móviles se deberá incrementar como sigue:

**Cuadro 21. Incremento debido a la carga viva que es capaz de generar impacto**

<b>Tipo de carga de impacto</b>	<b>Porcentaje de incremento</b>
Vigas de puentes grúas con cabina de operación y conexiones	100%
Vigas de puentes grúas operadas por control remoto y sus conexiones	10%
Apoyos de maquinaria liviana, movida mediante motes eléctricos o ejes	20%
Apoyos de maquinaria de émbolo o movida por motor a pistón, mínimo.	50%
Tensores que sirvan de apoyo a pisos o balcones suspendidos o escaleras	33%

Fuente: (AGIES, 2018)

## **6.2 Configuración estructural del edificio**

### **6.2.1 Longitud de luces permisibles**

Uno de los primeros pasos que se debe de tomar en cuenta en el proceso de diseño, especialmente en un edificio de estacionamientos, es el de establecer las características más resaltantes que debe de proyectar el edificio, tales como: tipo de rampa vehicular, altura del edificio, cantidad de entradas y salidas, fachadas, cantidad de vehículos que podrá contener el mismo, entre otras.

Por ello, es importante la compatibilidad de la propuesta arquitectónica proyectada con las soluciones estructurales que se plantean, debido a que un mal planteamiento de los elementos estructurales tendrá como consecuencia: problemas en el montaje de la estructura (proceso de construcción dificultoso), alto coste del edificio frente a otras propuestas, elementos sobredimensionados o por su contraparte sub dimensionados, fallas en elementos estructurales.

Uno de los mayores inconvenientes que se debe solucionar es la magnitud de la luz del claro del pasillo central de circulación de vehículos. Ya que, se deben configurar adecuadamente las columnas y riostras que conformarán los marcos interiores de dicha luz, como se expone en la siguiente página.

Por otro lado, no es recomendable construir un marco rígido resistente a momento con una luz demasiado amplia (18m en adelante) debido a los problemas de transporte que implica movilizar dichos elementos estructurales, además del coste económico que implica fabricar una pieza con dimensiones fuera de lo común y el peso de dicha sección como tal.

**Figura 47. Pasillo central de un estacionamiento**



Fuente: (SMART PARKING, 2019)

Así mismo, la idea de proyectar luces amplias (12m a 18m) en estacionamientos, es una idea costosa. Sin embargo, si se utilizan otros sistemas estructurales duales, en donde existen elementos de concreto que logren rigidizar adecuadamente la estructura, esta idea puede ser viable. No obstante, la idea de solo utilizar elementos estructurales de acero para construir estos claros no es recomendable, especialmente en países altamente sísmicos, como lo es Guatemala.

**Figura 48. Marcos rígidos con longitudes largas**



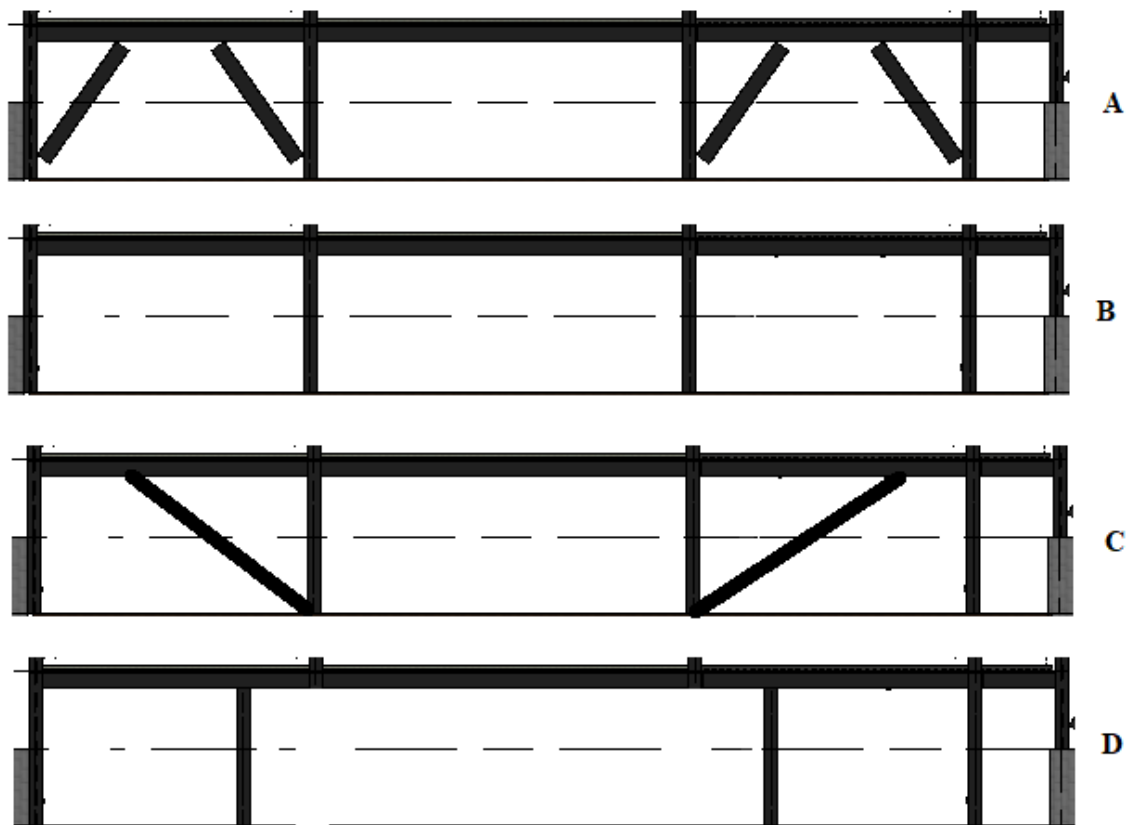
Fuente: (Arcelor Mittal, 2019)

Así mismo, AGIES en la NSE 2 de 2018, define el índice de sismicidad del país entre los siguientes rangos:

### 6.2.2 Configuración estructural de marcos

Por ello, se recomienda dividir el marco transversal del estacionamiento (dirección corta) en al menos 3 marcos, de los cuales dos de ellos pueden ser marcos arriostrados excéntricamente, o bien ser ambos marcos rígidos resistentes a momento. El diseñador estructural, deberá evaluar cuál de las alternativas es más conveniente en el aspecto económico. Como se expone en la imagen inferior.

Figura 50. Distintas configuraciones de marcos para el pasillo central de un estacionamiento "Split-Level"



Fuente: (Elaboración propia, 2019).

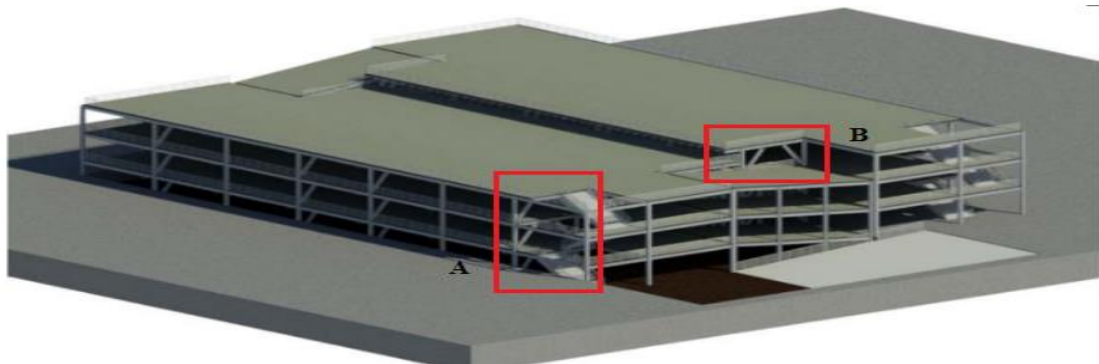
Por otro lado, los marcos arriostrados concéntricamente, se podrán utilizar para resistir las fuerzas sísmicas a las cuales estará sometida el estacionamiento, sin embargo, deberá ser

configurado en la dirección larga. Esta premisa esta fundamenta en el radio de giro que desarrollan las puertas de los automóviles al ser abiertas, ya que se protege a estas de chocar con las riostras si están son excéntricas, como se expone en la figura de abajo.

Es además importante, considerar la correcta configuración dentro de la estructura de los marcos excéntricos, debido a que ellos requieren un arriostamiento lateral en ambas direcciones perpendiculares al enlace del marco. Por ello, se prohíbe colocarlos en cercanías de rampas o escaleras, como se muestra en la figura de la siguiente página.

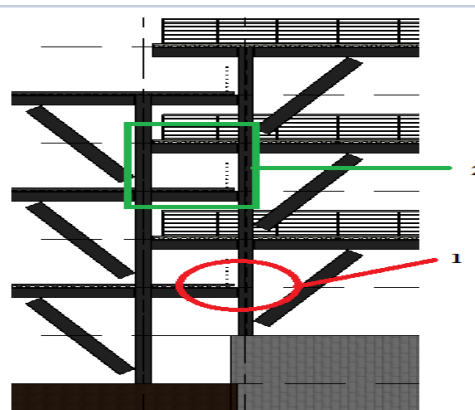
Uno de los criterios más importantes que debe tomar en cuenta el diseñador estructural, es el de separar cada una de las torres de estacionamiento como estructuras independientes. Esto se debe a que, es mucho más fácil diseñar cada una de ellas por separado, ya que son estructuras idénticas, lo cual ahorrará tiempo de trabajo y complejidad al ser analizadas, en vez de si fuera una sola estructura, como se muestra en la figura inferior.

**Figura 51. Configuración incorrecta de marcos excéntricos dentro de estacionamientos “Split – Level”.**



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Figura 52. Separación entre torres de estacionamientos “Split – Level”.**



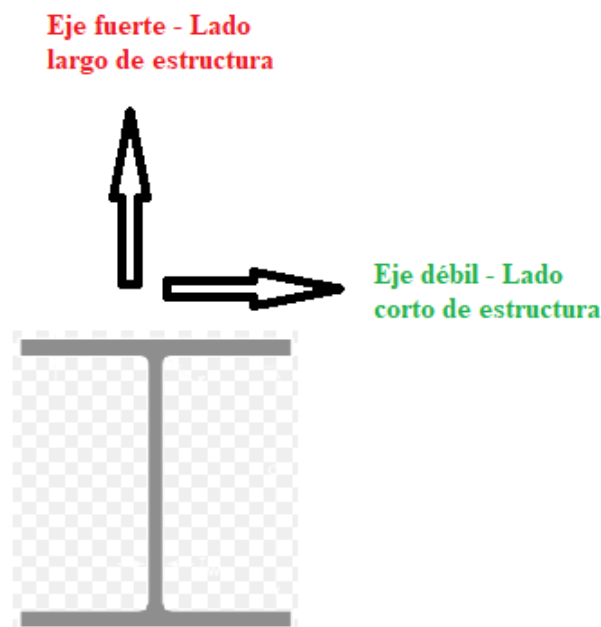
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

### 6.2.3 Configuración de columnas

Es importante, además, procurar alinear el eje fuerte de las vigas con la dirección larga de la estructura, por ello sobre esta dirección se configuran marcos resistentes a momento, ya que el eje fuerte de las columnas provee mayor inercia, aportando mayor rigidez a la estructura en ese sentido, lo que conlleva a menores desplazamientos laterales, como se muestra en la figura de la siguiente página.

Así mismo, sobre el eje débil de la columna, se deberá de configurar la dirección corta de la estructura, para que en este eje se situé un sistema estructural que permita contrarrestar la falta de rigidez provocada por la poca inercia de las columnas en ese eje. Dichos sistemas estructurales son los marcos arriostrados excéntricamente y concéntricamente. Sin embargo, para esta clase de estructuras se deberá de utilizar el primero de ellos.

Figura 53. Configuración de columnas dentro de un estacionamiento “Split – Level



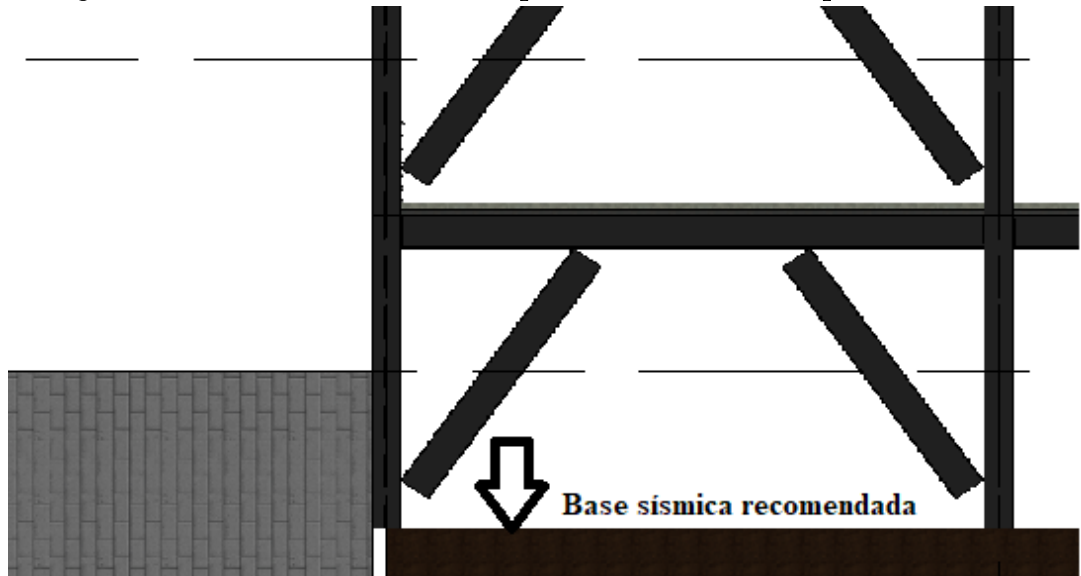
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

### 6.2.4 Base sísmica de la estructura

Finalmente, la base sísmica de la torre que estará bajo el nivel de calle deberá ser tomada desde el nivel de cimentación de la estructura y no sobre el nivel de rasante. Esto se debe a la incerteza del grado de restricción que provee el suelo a la estructura que está debajo de él. Sin embargo, si el diseñador estructural lo cree conveniente, deberá modelar el suelo

circundante como resortes a través de una prueba de balastro, para obtener el coeficiente del mismo, como se muestra en la figura inferior.

**Figura 54. Base sísmica recomendada para estacionamientos “Split – Level”**



Fuente: (Elaboración propia, 2019).

### 6.2.5 Disposición de rampas vehiculares

Por otro lado, se deberá separar las rampas vehiculares de las torres de estacionamiento, para que esta sea analizada y diseñada de manera individual. Con el fin de agilizar el proceso de análisis y diseño de la estructura.

**Figura 55. Rampa vehicular en estacionamiento “Split-Level”.**



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

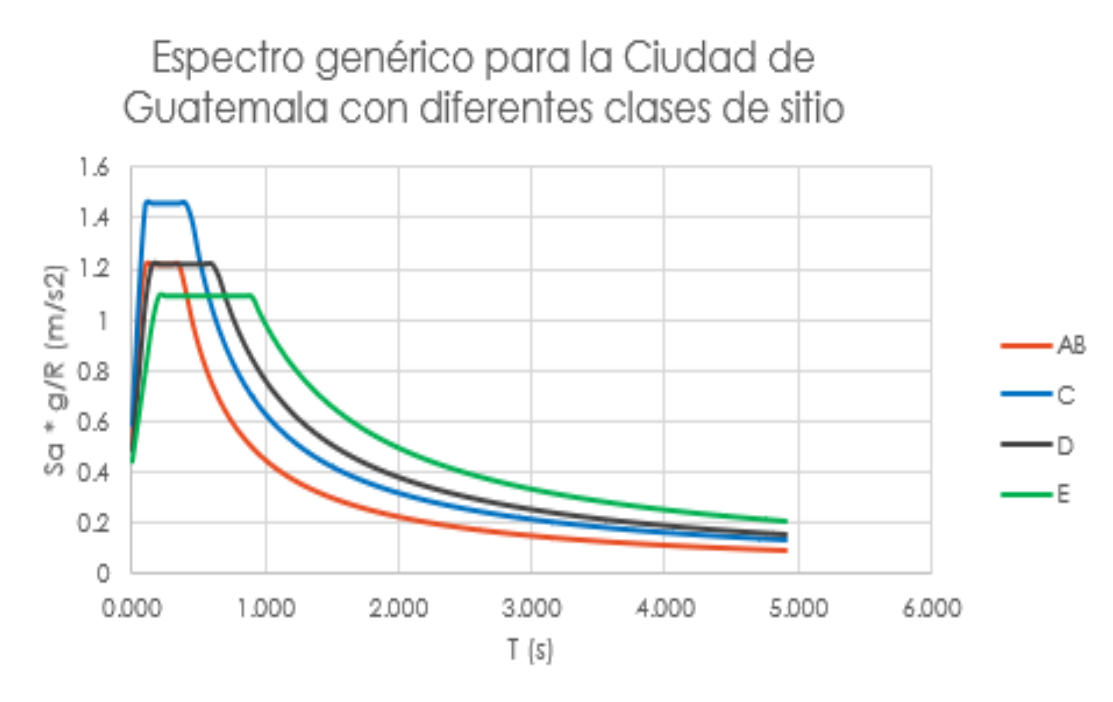
### 6.3 Clases de sitio para Ciudad de Guatemala

Uno de los aspectos más importantes que se deberá de tomar en cuenta es la clase de sitio sobre la cual se edifique el estacionamiento. Ya que, esta influye directamente en las aceleraciones espectrales del espectro de diseño. Por tanto, dependiendo de la capacidad soporte del suelo, así será la fuerza sísmica que asumirá la estructura.

En el gráfico inferior, se puede observar que a manera en que desciende la clase de sitio, la meseta del espectro se va ampliando. Por tanto, la probabilidad que el periodo natural de la estructural se encuentra en ella aumenta. Como consecuencia, la estructura tendrá periodos de oscilación cortos, provocando mayores ciclos de movimiento, o frecuencias elevadas, lo cual aumenta las solicitaciones sísmicas.

Finalmente, es necesario realizar un adecuado estudio de suelos, con el fin de determinar con exactitud la clase de sitio sobre la cual se construirá el estacionamiento.

Figura 56. Espectro genérico para la Ciudad de Guatemala



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 6.4 Diseño de losacero

En el diseño del entrepiso de una edificación realizada en acero, el primer elemento que se debe analizar es la losacero. A partir del análisis que se ha expuesto en el marco teórico de este documento, se han determinado algunas recomendaciones que son útiles para obtener una mejor perspectiva de análisis de esta clase de elemento estructural.

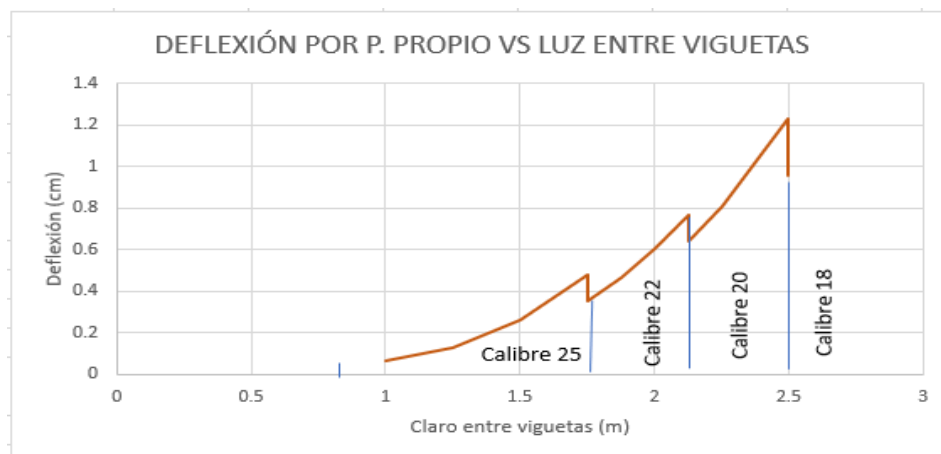
Es importante mencionar que, la orientación de la losacero debe ser perpendicular a las viguetas, a modo que estas funcionen como un apoyo, con el fin de analizar la losacero como una viga simplemente apoyada, como se ilustra en la figura inferior. Por otro lado, se puede realizar omitir el uso de vigas secundarias y hacer funcionar esta como viga secundaria, si embargo, el diseñador estructural deberá de evaluar esta solución estructural.

Así mismo, para una mejor comprensión del comportamiento de la losacero, las gráficas que siguen a continuación expondrán las variaciones de esfuerzos, deformaciones, cortes y momentos a lo largo de varios calibres de esta, los cuales forman parte de los chequeos de este elemento estructural. En este caso, se utilizará una losacero perfil 15 con variaciones de calibre: 25, 22, 20 y 18, sometida a una carga de diseño determinada.

- **Deflexión por peso propio y el concreto**

En la gráfica de abajo, se puede observar el incremento en la deflexión de la losacero a medida que el claro que cubre esta se va incrementando. Así mismo, entre cada diferencia de calibres se puede observar un aumento de capacidad de carga, a la vez que la deflexión disminuye, formando de esta manera varios interceptos escalonados.

**Figura 57. Variación en la deflexión por peso propio y el concreto en diferentes calibres de losacero.**

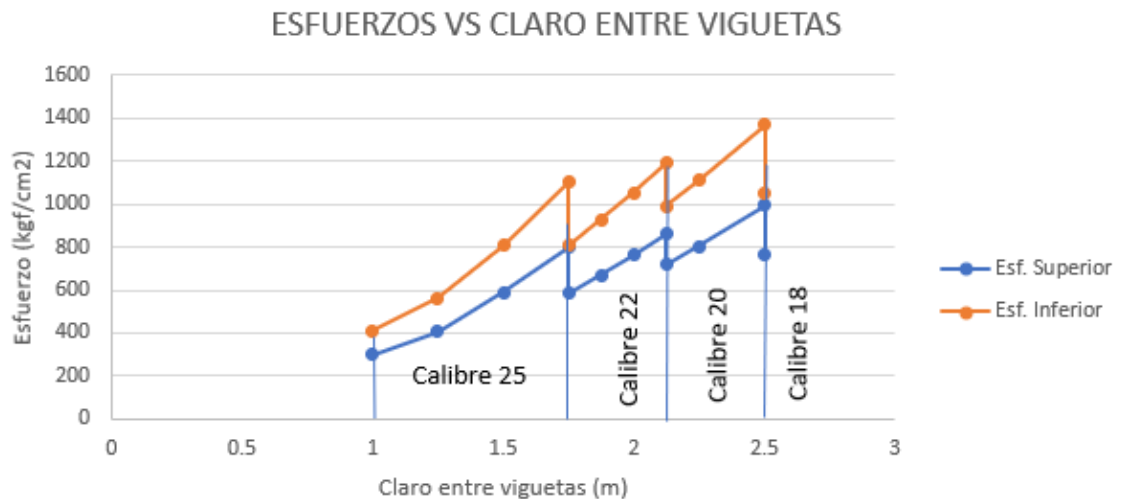


Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Esfuerzo ejercido por el peso propio (losacero y concreto) y una carga viva por instalación de  $100 \text{ kg/m}^2$

Se observa la diferencia de magnitud de esfuerzos inferior y superior, a medida que la luz entre apoyos se incrementa, siendo el primero de estos el mayor. Así mismo, se observa que la relación de estos es lineal.

Figura 58. Variación de esfuerzos ejercidos por el peso propio y carga viva de instalación

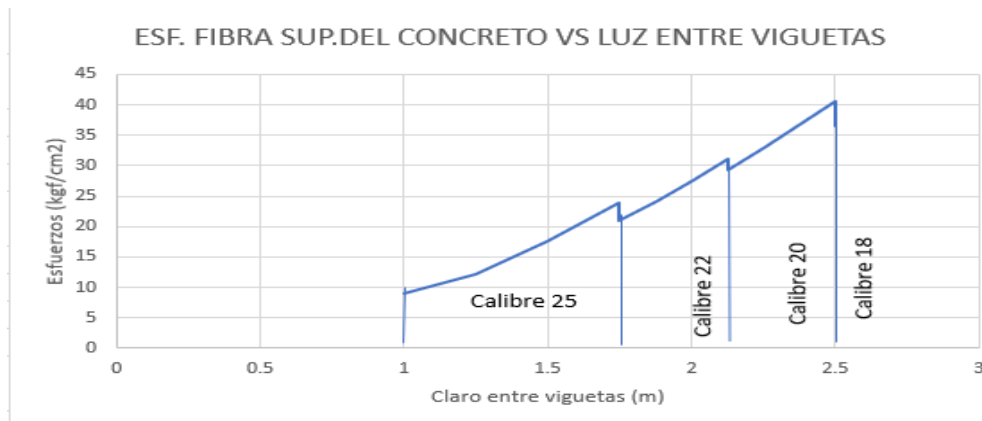


Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Esfuerzo en la fibra superior del concreto.

Los esfuerzos en la fibra superior del concreto se van incrementando de manera lineal a medida que la luz entre apoyos aumenta. Así mismo, el escalonamiento negativo corresponde en el aumento de resistencia que es capaz de aportar cada calibre de losacero.

Figura 59. Variación de esfuerzos en la fibra superior del concreto

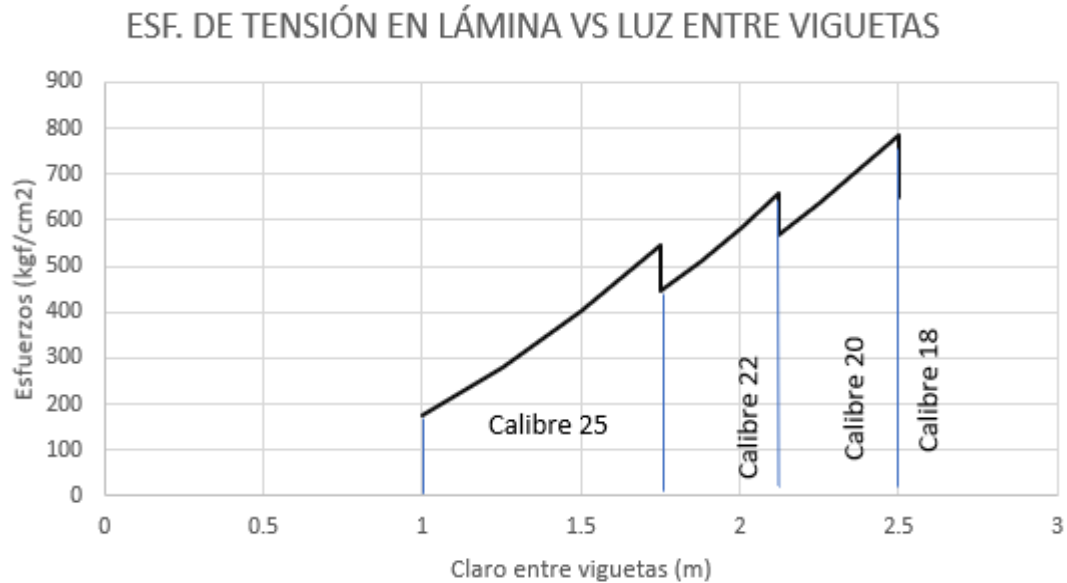


Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- **Esfuerzo de tensión en la lámina**

Los esfuerzos de tensión en la lámina se van incrementando de manera lineal a medida que la luz entre apoyos aumenta. Así mismo, el escalonamiento negativo corresponde en el aumento de resistencia que es capaz de aportar cada calibre de losacero.

**Figura 60. Variación de esfuerzos de tensión en la lámina**



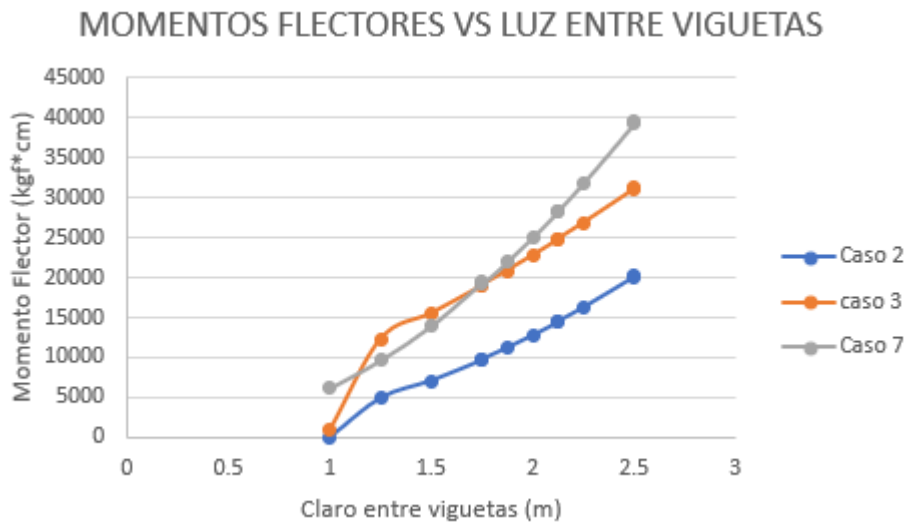
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- **Momentos flectores**

Se puede apreciar que los momentos flectores tienen curvas de comportamiento particulares. Cabe resaltar la inversión de concavidad de la curva en el chequeo 7, el cual se menciona en el marco teórico de este documento, lo cual propicia que para claros entre 1m y 1.75m gobierne el caso 3.

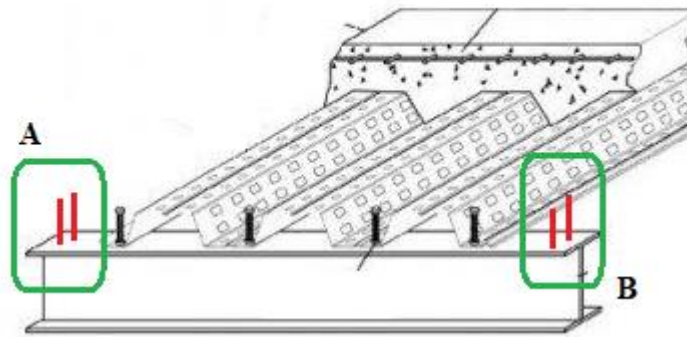
Esta gráfica nos proporciona una mejor idea del comportamiento de un calibre de losacero a medida que la luz entre apoyos aumenta.

Figura 61. Variación de momentos flectores a medida que la luz entre viguetas apoyos aumenta



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 62. Variación de momentos flectores a medida que la luz entre viguetas apoyos aumenta



Fuente: (Galvadeck, 2007)

### 6.5 Diseño de vigas secundarias

Para el diseño de vigas secundarias, o también conocida como viguetas, es importante recalcar que la gran mayoría de sistemas de entrepiso de acero, que utilizan los acero están conectados con pasadores de corte a las vigas secundarias, lo cual las vuelve vigas compuestas. En el caso de estacionamiento “Split-Level”, esta no es la excepción.

Siguiendo el procedimiento de diseño que se menciona en el marco teórico de este documento, se define el número de pasadores de corte que necesita una viga para soportar el flujo cortante, el cual se distribuye por unidad de longitud. Esta cantidad puede converger en inconvenientes si obtienen más conectores que los que pueden llegar a caber en la viga como tal, en especial si el arreglo transversal es de solo 1 pasador. En este caso se deberá de proponer el siguiente arreglo, el cual soluciona este inconveniente estructural.

Así mismo, cabe mencionar que la separación entre viguetas deberá ser un múltiplo conveniente entre la distancia entre costillas y la longitud de la viga. Dicha relación se modela a través de la siguiente ecuación:

Por otro lado, es importante que el diseñador estructural tome en cuenta algunos de los principales requerimientos para diseñar vigas compuestas:

- El espesor mínimo de concreto en el top de losacero deberá ser de 6cm.
- El diámetro mínimo de los conectores a corte deberá ser de 3/4in.
- El recubrimiento arriba de la cabeza del conector deberá ser de 0.5 in.
- La distancia entre conectores no deberá ser mayor a 18in o 45.75cm.

Así mismo, la selección inicial de una viga para chequear su comportamiento compuesto viene dado por las siguientes condiciones:

- El módulo plástico en función del momento último de construcción.
- El espesor del patín deberá ser mayor a un tercio de la altura del conector a corte.

Finalmente, uno de los chequeos más importante en un sistema de entrepiso es cumplir con las deflexiones de servicio, para cargas últimas en condición compuesta. Dichas deflexiones, para vigas simplemente apoyadas son:

$$\frac{5*W_D*L^4}{384*E*I} \leq \frac{L}{360} \quad (1)$$

$$\frac{5*W_L*L^4}{384*E*I} \leq \frac{L}{360} \quad (2)$$

$$\frac{5*(W_D+W_L)*L^4}{384*E*I} \leq \frac{L}{240} \quad (3)$$

Así mismo, para las vigas que se encuentran en el voladizo de los estacionamientos, estas deflexiones deberán ser:

$$\frac{W_D * L^4}{8 * E * I} \leq \frac{L}{360} \quad (1)$$

$$\frac{W_L * L^4}{8 * E * I} \leq \frac{L}{360} \quad (2)$$

$$\frac{(W_D + W_L) * L^4}{8 * E * I} \leq \frac{L}{240} \quad (3)$$

## 6.6 Diseño de marcos especiales resistentes a momento y arriostrados excéntricamente

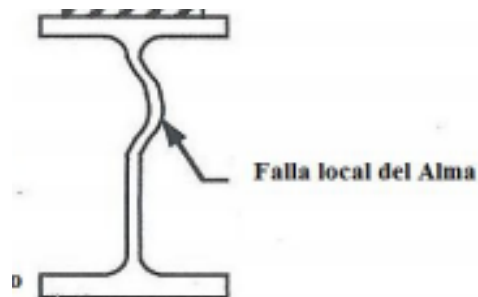
El diseño de marcos resistentes a momento, es un proceso que puede resultar complejo, debido a la cantidad de chequeos que se requieren sean cumplidos, en especial cuando se trata de diseñar elementos estructurales para una zona altamente sísmica.

Por ello, se mencionarán algunas consideraciones estructurales, aparte de los chequeos que se mencionan en el marco teórico de este documento, los cuales clarifican los parámetros que se deben tomar en cuenta para esta clase de elementos:

### 6.5.1 Miembros altamente compactos

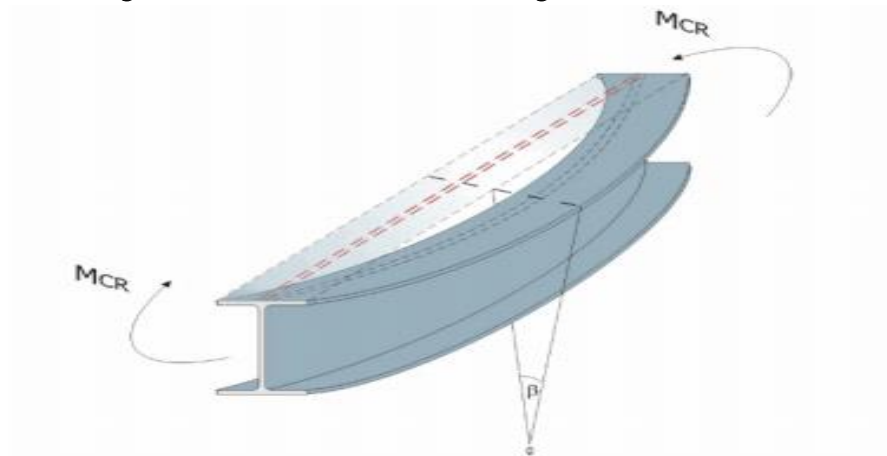
Con el fin de prevenir el pandeo local tanto de patines y el alma de columnas y la viga que conforman el marco, se deberá de salvaguardar la relación ancho/grosor, para evitar que se seleccionen elementos demasiado delgados que incurran a fallar debido a cargas de compresión que provoquen la deformación lateral de dichos elementos, incurriendo en esfuerzos de flexo-compresión. La figura de abajo ejemplifica esta forma de pandeo:

Figura 63. Falla por pandeo local del alma de una viga de perfil W



Fuente: (Ponte, 2014)

Figura 64. Pandeo lateral de una viga de acero



Fuente: (Universidad de Castilla-La Mancha, 2008)

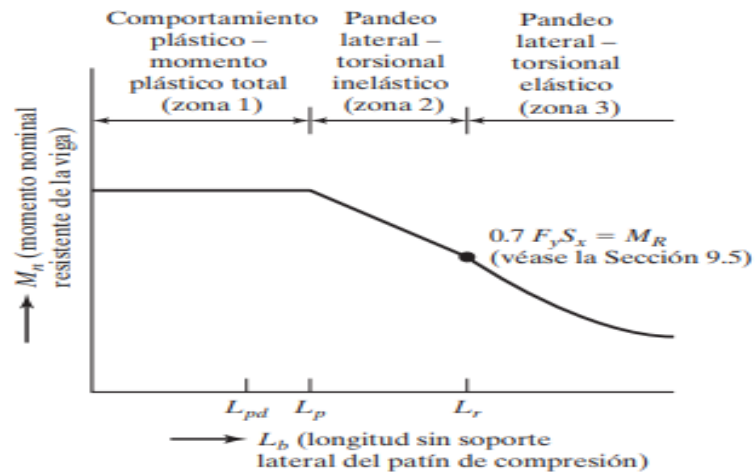
### 6.6.2 Longitud no arriostrada en vigas

Este es uno de los aspectos más importantes en el detallamiento de las vigas en estructuras de acero, debido a que la longitud no arriostrada indica la longitud permisible sin apoyos que es capaz de mantener una viga sin incurrir en pandeo flexo-torsional, como se muestra en la figura de abajo.

Así mismo, en el código AISC se contempla este fenómeno, por lo cual este lo modela a través de la gráfica que se expone abajo, en donde la longitud no arriostrada se divide en tres zonas de diseño, siendo la zona 1 la más segura, pero conservadora, hasta la zona 3, la zona más peligrosa y no recomendable para una viga.

Por ello, se recomienda que el diseñador o proyectista realice un proceso iterativo para lograr situar el comportamiento de la viga en la zona 2, el cual genera el fenómeno de pandeo lateral – torsional inelástico, lo cual permite al diseñador aumentar la capacidad a momento de la viga adicionando la misma cantidad de soportes laterales que en la zona 1.

Figura 65. Comportamiento a flexión de vigas en función de su longitud lateral sin soporte.



Fuente: (McCormack, 2010)

Esta distancia afecta directamente la capacidad nominal de flexión que es capaz de soportar una viga. Por ello, se recomienda el arriostramiento tanto del patín superior como del inferior, a través de placas diagonales soldadas a estos, o bien tomar en cuenta las vigas perpendiculares que se interceptan con el eje longitudinal de la esta, como se ejemplifica en la siguiente figura.

Figura 66. Viga principal de acero arriostrada lateralmente a través de vigas secundarias



Fuente: (E-Construir, 2019)

### 6.6.3 Factor de modificación de pandeo lateral torsional en vigas y columnas ( $C_b$ )

Este factor rige una importante función en los chequeos de compresión debido a que toma en cuenta la influencia de gradientes o diferencias de momento sobre el pandeo de torsión

lateral, ya que este puede verse afectado por las condiciones en los extremos, y las condiciones de carga en un elemento estructural.

Así mismo, en el Comentario F1 del AISC 360-16, se presentan algunos de los factores  $C_b$  para los casos más comunes de carga, sin embargo, hay que señalar que en vigas con soportes laterales se debe de seleccionar el mayor valor, el cual se da en los extremos de los elementos estructurales, para el diseño de estos.

Este factor está determinado por la ecuación F1-1 del AISC 360-16, la cual es válida para miembros de simetría simple en curvatura sencilla y todos los miembros de simetría doble. Por tanto, se recomienda que para el diseño de estacionamientos “Split-Level” se utilicen esta clase de perfiles, para tener una mejor certeza del análisis y comportamiento de sus elementos estructurales.

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

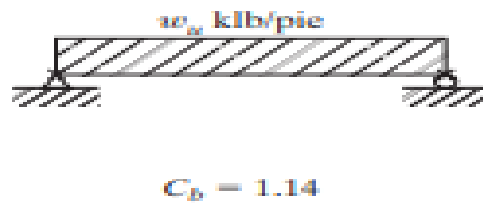
Así mismo, se cita el comentario de la sección F1 del AISC 360-16. respecto al valor de  $C_b$  para casos especiales:

*“Para miembros doblemente simétricos sin carga transversal entre los puntos de refuerzo, la ecuación F1-1 se reduce a 1.0 para el caso de momentos finales iguales del signo opuesto (momento uniforme), 2.27 para el caso de momentos finales iguales del mismo signo (curvatura de curvatura inversa) y a 1.67 cuando un extremo momento es igual a cero. Para miembros simétricos individuales, se presenta un análisis más detallado para  $C_b$  en el Comentario. El Comentario proporciona ecuaciones adicionales para  $C_b$  que proporcionan una caracterización mejorada de los efectos de una variedad de condiciones de límites de miembros”.*

A continuación, se ejemplifican el factor  $C_b$  en algunas de las condiciones más comunes en estacionamientos “Split-Level” que deben de tomarse en cuenta:

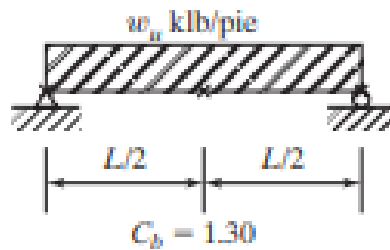
- Vigas simplemente apoyadas

Figura 67. Coeficiente de flexión de viga simplemente apoyada, sin soportes laterales.



Fuente: (McCormack, 2010)

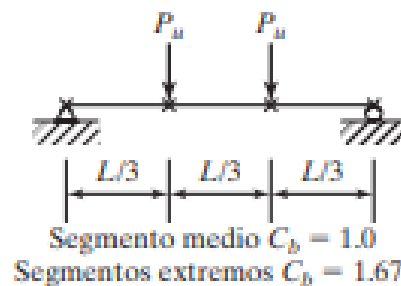
Figura 68. Coeficiente de flexión de viga simplemente apoyada, en su soporte lateral central



Fuente: (McCormack, 2010)

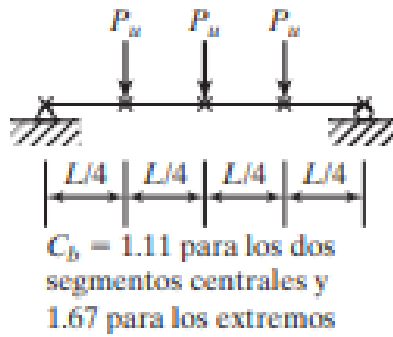
- Vigas principales

Figura 69. Coeficiente de flexión de viga simplemente apoyada con dos cargas puntuales, en susoporte lateral central.



Fuente: (McCormack, 2010)

Figura 70. Coeficiente de flexión de viga simplemente apoyada con tres cargas puntuales, en su soporte lateral central



Fuente: (McCormack, 2010)

Figura 71. Coeficiente de flexión de viga doblemente empotrada



$$C_b = 2.38$$

Fuente: (McCormack, 2010)

- Vigas en voladizo

Figura 72. Coeficiente de flexión en una viga en voladizo



$$C_b = 1.0$$

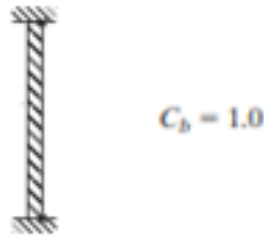
Fuente: (McCormack, 2010)

- Columnas

Este valor depende de la geometría de la sección que se está utilizando, sin embargo para estacionamientos “Split-Level”, los perfiles que se recomiendan utilizar son los que posean doble simetría. Por esto, se pueden mencionar algunos de los siguientes casos:

- ❖ Perfiles W

**Figura 73. Coeficiente de para una columna de acero**



Fuente: (McCormack, 2010)

- ❖ Perfiles C

El valor  $C_b$  está determinado por la ecuación F2-8b del ASIC 360-16, la cual se menciona a continuación:

$$C_b = \frac{h_o}{2} * \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

#### 6.6.4 Flexión en columnas

A partir de los chequeos que se citan en el marco teórico de este documento, se pueden mencionar las siguientes observaciones:

1. Para el chequeo de esfuerzos combinados (flexión y compresión) el valor de carga axial con sismo que genera compresión, se deberá de tomar de las combinaciones de carga sin sismo amplificado.
2. El chequeo compresión utilizando la carga de sismo con sismo amplificado es un chequeo independiente.

3. En el chequeo de flexión respecto al eje fuerte, la longitud sin arriostrar de la columna se deberá de restringir para que esta no incurse en la zona 3, donde quedaría expuesta a pandeo lateral torsional elástico, quedando sujeta a la aparición de rótulas plásticas, lo que provocaría el colapso de la estructura.

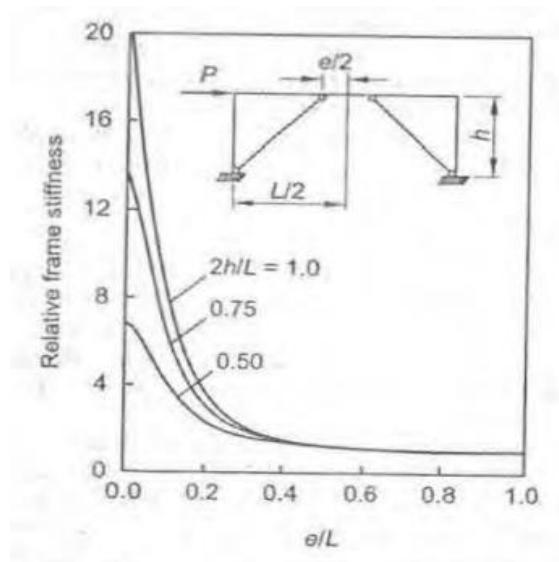
4. Para la flexión respecto al eje débil, se deberá de procurar todos los perfiles sean altamente compactos, con el objetivo de permanecer siempre en la zona 1.

### 6.6.5 Aspectos importantes para el diseño del enlace

Uno de los aspectos más importantes, en lo que respecta a la configuración de los marcos excéntricos, es la longitud del enlace. Debido a que esta longitud es de vital importancia en la disipación de energía.

En la gráfica inferior, proporcionada por el AISC 341-16, la relación entre la longitud del enlace y la luz total del marco, tiene una relación directa en la rigidez del marco. Por lo cual, entre mayor sea esta relación, menor rigidez tendrá el marco. Lo que conllevará a seleccionar perfiles más pesados que garanticen una doten de la rigidez a la estructura.

Figura 74. Rigidez de un marco excéntrico contra la relación  $e/L$

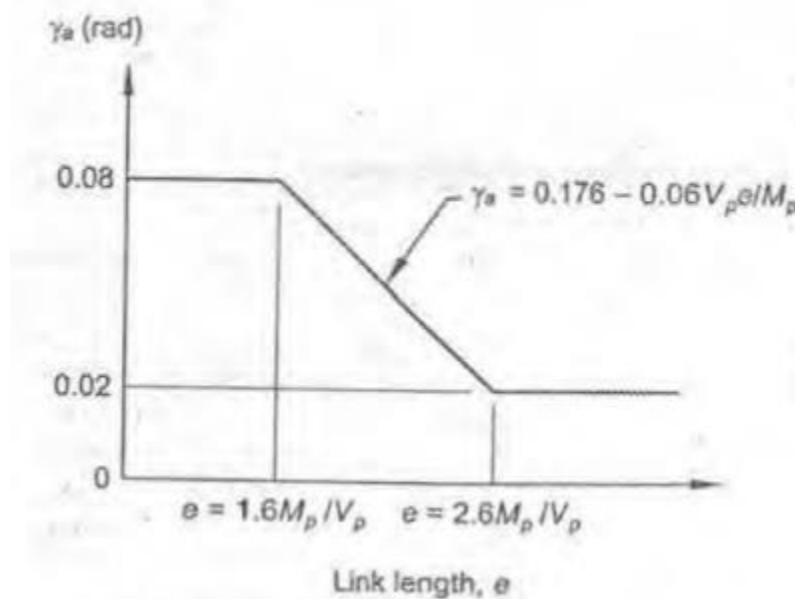


Fuente: (AISC, 2016)

Así mismo, una longitud excesiva del enlace provocará mayores desplazamientos rotacionales en el enlace. Lo que ocasionará que, el marco necesite un perfil más pesado para entrar dentro de los límites dictados por AISC 341-16. Dichos límites van desde 0.02 0.08 radianes, como se puede apreciar en la siguiente figura.

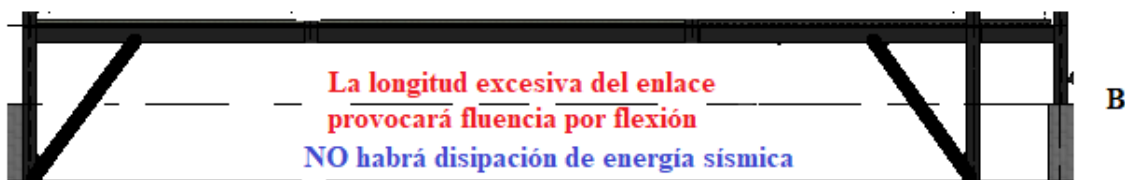
Otro aspecto, que es necesario mencionar es que una longitud inadecuada provocará un fallo provocado por fluencia por flexión. Lo cual, es un indicio que el marco en vez de cumplir su propósito como marco excéntrico, lo cumplirá como marco rígido.

Figura 75. Rotación permisible del enlace en función de su longitud



Fuente: (AISC 341-16)

Figura 76. Configuración inadecuada de un marco arriostrado excéntricamente



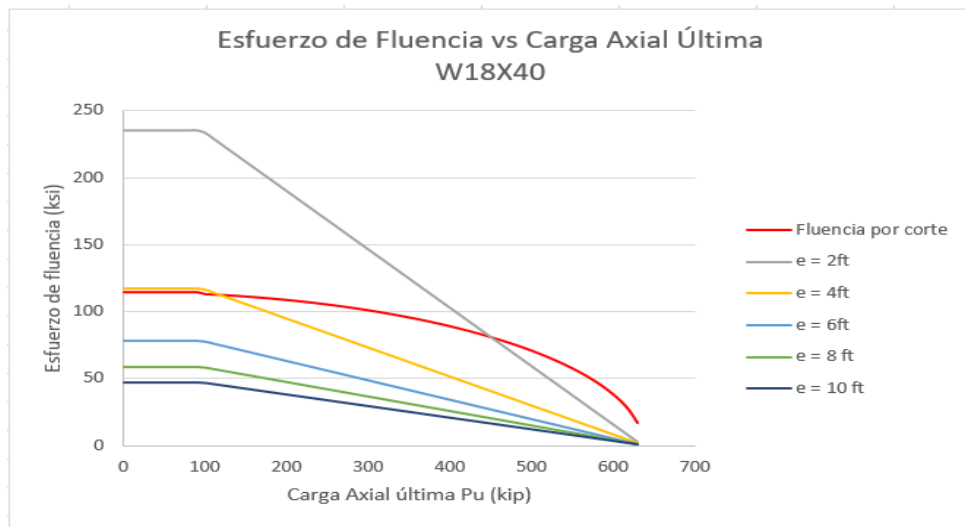
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Finalmente, a manera de ejemplificar las premisas que se han mencionado anteriormente, en las gráficas inferiores se compara la fuerza axial última que recibe el un enlace de un marco excéntrico, con un perfil con peralte de 18 in, a medida que su longitud se incrementa.

En ellas se observa que, para cumplir con el fallo de fluencia por corte, el peso del perfil no es el causante principal de esta premisa, sino el área del alma del enlace, ya que esta se relaciona directamente con el esfuerzo de fluencia de flexión. Como consecuencia, para mayores longitudes de enlace, el peso del perfil crece substancialmente.

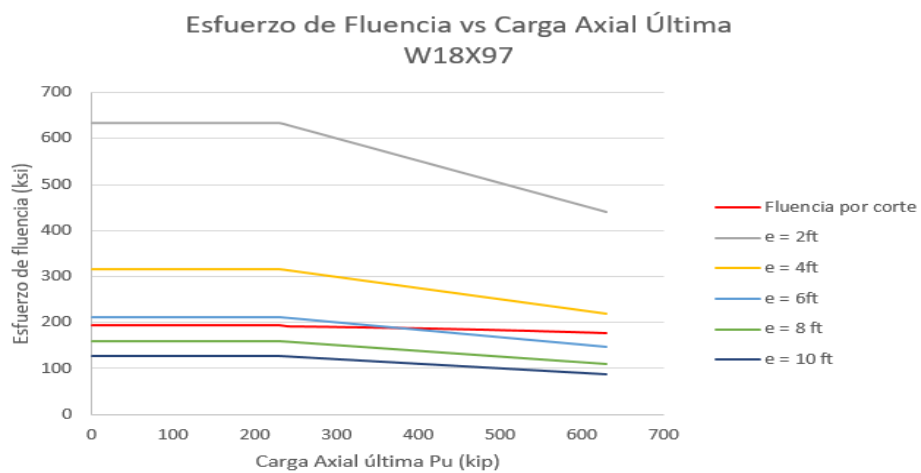
Finalmente, se puede concluir que a pesar existen perfiles que cumplan con longitudes de enlace largas, la sollicitación sísmica que provocará el peso del uso de perfiles de peso elevado repercutirá en toda la estructura. No será una solución estructural óptima, sino más bien contraproducente.

**Figura 77. Esfuerzo de fluencia contra carga axial en un enlace W18X40**



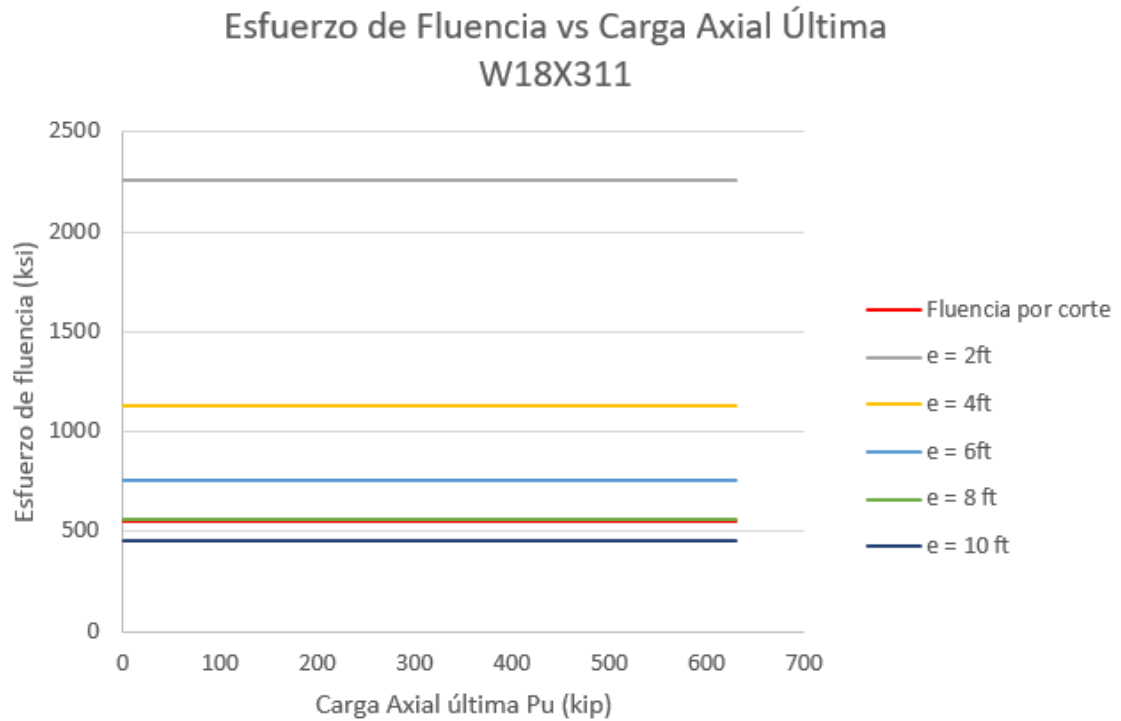
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Figura 78. Esfuerzo de fluencia contra carga axial en un enlace W18X97**



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 79. Esfuerzo de fluencia contra carga axial en un enlace W18X311



Fuente: (Elaboración propia, 2019).

### 6.7 Grados de acero para elementos estructurales

Una de las características más importantes que se deben tomar en cuenta en una estructura metálica, es el grado de acero con el que están fabricados los perfiles estructurales. Por ello, en la tabla, elaborada por el AISC a lo largo de varios años de investigación, se describen los grados de acero recomendado, dependiendo que sección metálica se utilice.

Sin embargo, el diseñador estructural podrá cambiar el grado de acero de las secciones dependiendo de criterios como: disponibilidad de secciones en el mercado, costo de perfiles, requisitos de incremento de resistencia, etc.

Figura 80. Perfiles más comunes rolados en caliente

Grado de acero	Fy (ksi)	Fu (ksi)	Rh
ASTM A36/A36M	36	58	1.5
ASTM A1043/A1043M Gr.36	36	58	1.3
ASTM A992/A992M	50	65	1.1
ASTM A572/A572M Gr.50	50	65	1.1
ASRM A913/A913M Gr. 50	50	65	1.1
ASTM A588/A588M			1.1
ASTM A1043/A1043M Gr. 50	50	65	1.2
ASTM A529 Gr. 50	50	65	1.2
ASTM A529 Gr. 55	55	70	1.1

Fuente: (AISC, 2016)

Figura 81. Especificaciones ASTM aplicables para varios tipos de perfiles estructurales

Table 2-4 Applicable ASTM Specifications for Various Structural Shapes														
Steel Type	ASTM Designation	F <sub>y</sub> Yield Stress <sup>a</sup> (ksi)	F <sub>u</sub> Tensile Stress <sup>a</sup> (ksi)	Applicable Shape Series										
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS			
											Rect.	Round	Pipe	
Carbon	A36	36	58-80 <sup>b</sup>											
	A53 Gr. B	35	60											
	A500	Gr. B	42	58										
			45	58										
		Gr. C	45	62										
			50	62										
	A501	Gr. A	36	58										
		Gr. B	50	78										
	A529 <sup>c</sup>	Gr. 50	50	65-100										
		Gr. 55	55	70-100										
	A709	36	36	58-80 <sup>b</sup>										
	A1042 <sup>d</sup>	36	36-52	58										
		50	50-65	65										
A1085	Gr. A	50	65											
High-Strength Low-Alloy	A572	Gr. 42	42	60										
		Gr. 50	50	65										
		Gr. 55	55	70										
		Gr. 60 <sup>e</sup>	60	75										
		Gr. 65 <sup>e</sup>	65	80										
	A618 <sup>f</sup>	Gr. 80, 80 & II	80 <sup>g</sup>	70 <sup>g</sup>										
		Gr. 11	50	65										
	A709	50	50	65										
		50S	50-65	65										
		50W	50	70										
	A913	50	50 <sup>g</sup>	65 <sup>g</sup>										
		60	60	75										
		65	65	80										
		70	70	90										
	A992	50 <sup>h</sup>	65 <sup>h</sup>											
A1009 <sup>i</sup>	Gr. 50 <sup>i</sup>	50	60											

= Preferred material specification.  
 = Other applicable material specification, the availability of which should be confirmed prior to specification.  
 = Material specification does not apply.

Fuente: (AISC, 2016)



---

## Diseño, análisis y discusión de un estacionamiento “Split-Level”

---

Con el objetivo de ejemplificar los parámetros que han sido señalados en los capítulos anteriores de este documento, se procederá a realizar el diseño en acero de los elementos principales de un edificio de estacionamientos tipo “Split Level”, dentro de la Ciudad de Guatemala. En este caso, solo se diseñarán las torres de estacionamientos, más no las rampas vehiculares.

### 7.1 Ubicación del inmueble

Para la ejemplificación del diseño de la estructura se tomará como área de ubicación el área que se muestra en la imagen inferior, la cual se ubica sobre la 6ta avenida de la zona 4 de la Ciudad de Guatemala; entre el edificio Italia y el Centro Comercial de la zona 4.

Se ha seleccionado, debido a la alta demanda de estacionamientos que se da en ella, ya que ahí se encuentran varios centros laborales y varias instituciones gerenciales y gubernamentales, lo cual implica una alta concentración de personas en este sector. El área seleccionada, donde hipotéticamente se ubicará la estructura, es actualmente un parqueo de terracería. Por tanto, el ejemplo está enfocado a una situación real.

Figura 83. Ubicación del área de parqueo, sobre la 6ta Avenida de la zona 4.



Fuente: (Google Earth, 2019)

Figura 84. Dimensiones del terreno donde se ubicará la estructura



Fuente: (Google Earth, 2019)

## 7.2 Cargas actuantes

A continuación, se expondrán las cargas gravitacionales que se tomarán en cuenta para el diseño de la estructura:

**Cuadro 23. Cargas gravitacionales que se ejercen sobre la estructura**

Carga	Denominación	Magnitud
Mortero de nivelación de 2cm	Muerta	48 (kgf/m <sup>2</sup> )
Instalaciones eléctricas	Muerta	35 (kgf/m <sup>2</sup> )
Fachada de ladrillo cerámico con grout de 1.5m	Muerta (perimetral)	405 (kgf/m)
Estacionamiento liviano	Viva	250 (kgf/m <sup>2</sup> )
Ceniza volcánica (5cm)	Ambiental	85 (kgf/m <sup>2</sup> )
Lluvia (10 cm)	Ambiental	100 (kgf/m <sup>2</sup> )

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 7.3 Especificaciones de elementos estructurales

A continuación, se presentan los requerimientos específicos de los materiales, con los cuales los elementos estructurales estarán

**Cuadro 24. Especificaciones de materiales estructurales**

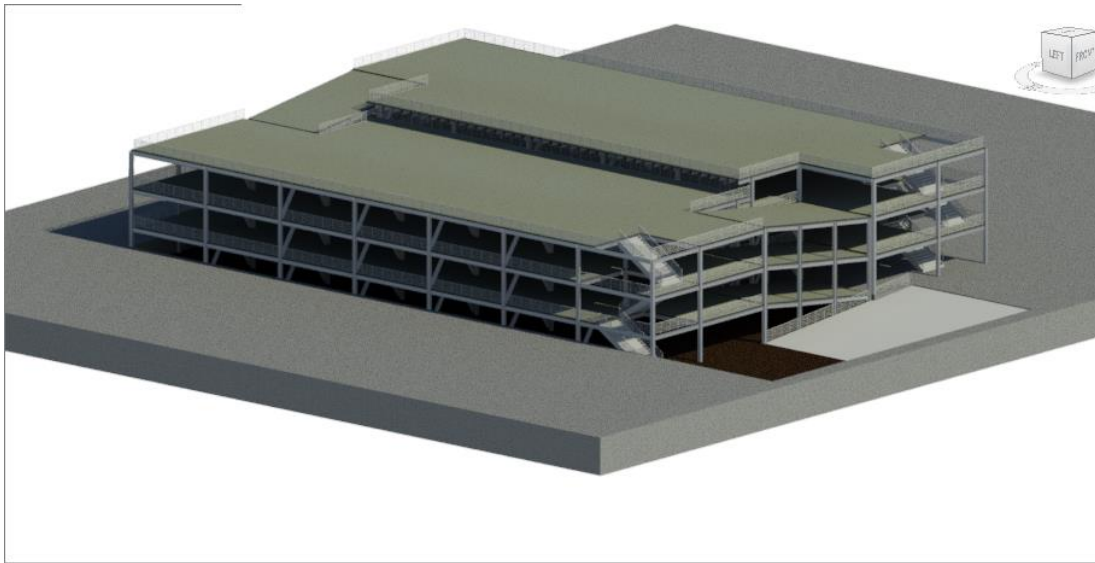
Elemento estructural	Especificación
Losa de concreto encima de lámina troquelada	Concreto con resistencia a la compresión a los 28 días de 4ksi.  Electro malla soldada 6in X 6in calibre 3/3 grado 70.
Lámina troquelada (metal deck)	Lámina galvanizada de acuerdo a la norma ASTM A-653 grado 37 (37 ksi)
Vigas Secundarias	Perfiles tipo W, Acero A992
Vigas Principales	Perfiles tipo W, Acero A992
Columnas	Perfiles tipo W, Acero A992
Riostras	Perfiles tipo W, Acero A992

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 7.4 Dimensiones preliminares de la estructura

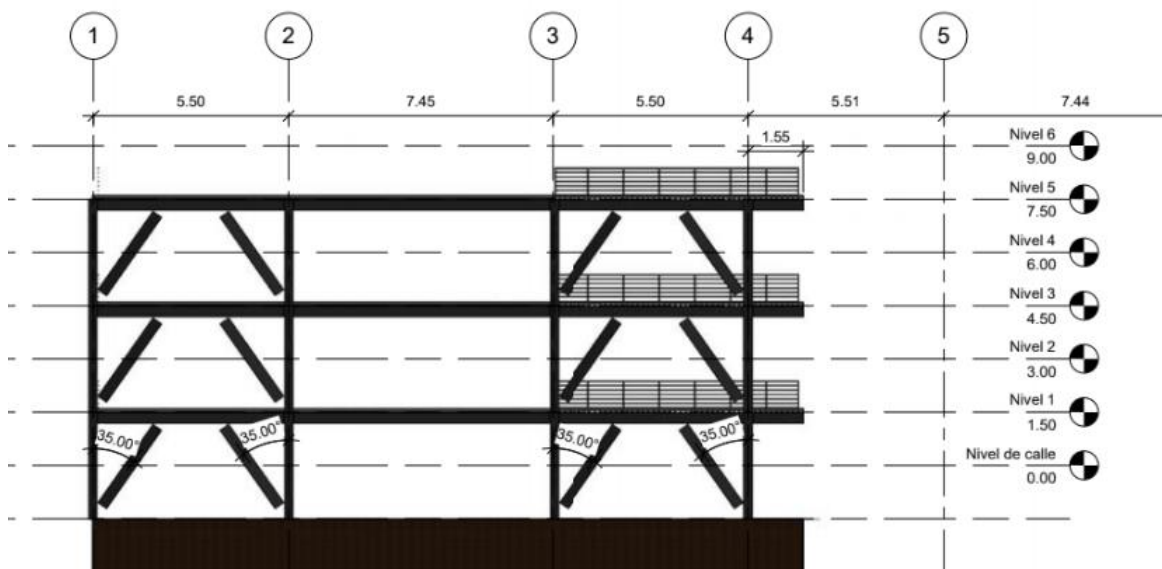
A continuación, se presentan las dimensiones del estacionamiento.

Figura 85. Vista isométrica del estacionamiento



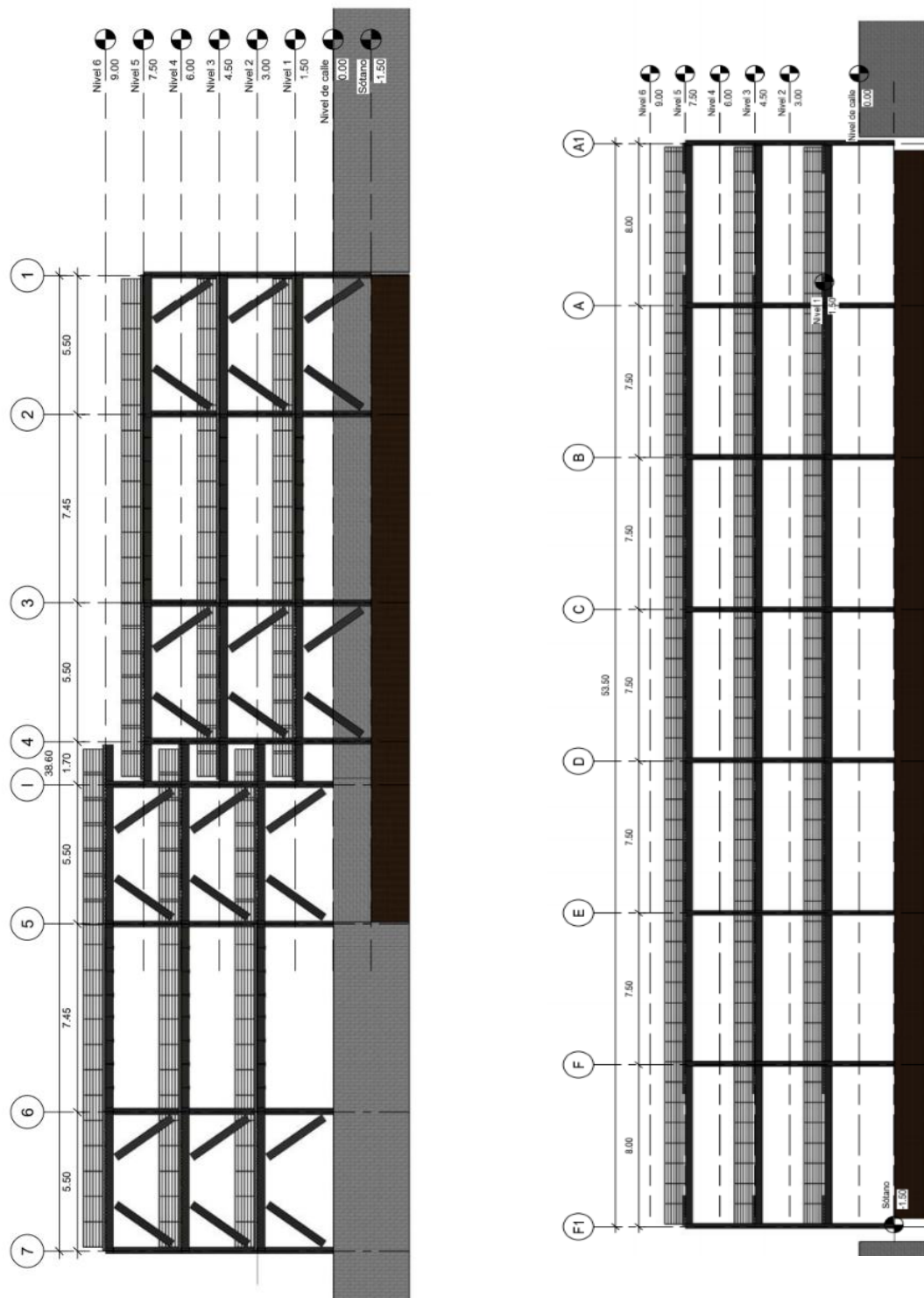
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 86. Vista en elevación de torre 1



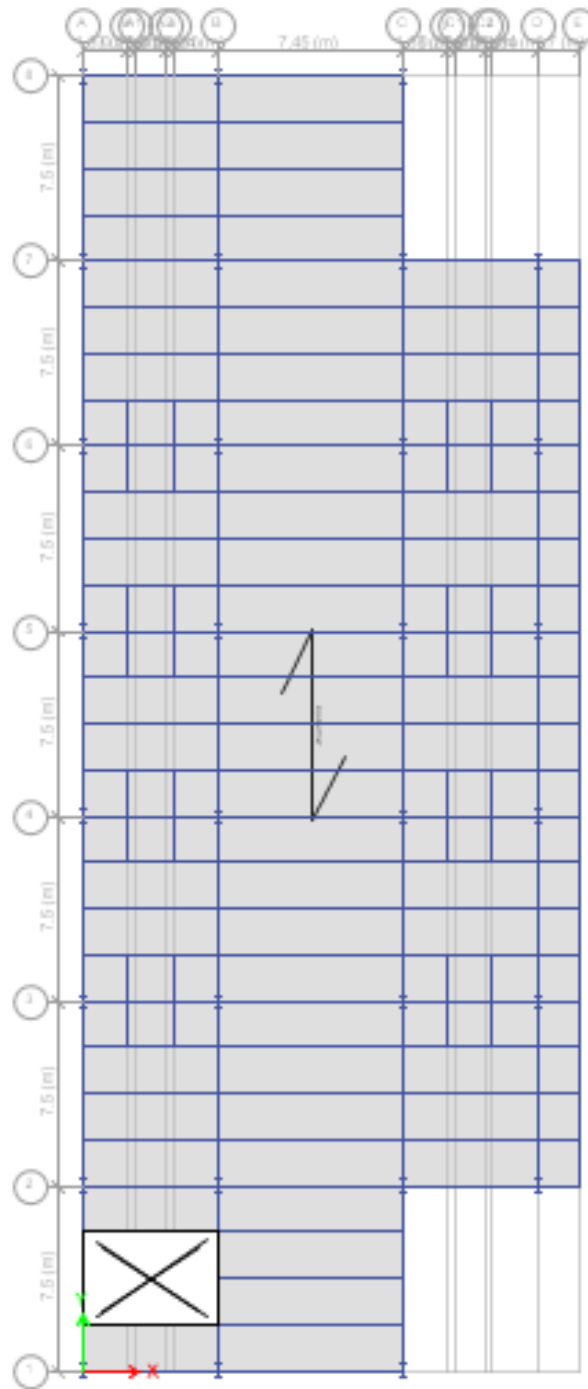
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 87. Vista en elevación y perfil de torre 1



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 88. Planta típica de estacionamientos



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 7.5 Parámetros sísmicos

A continuación, se describen los parámetros sísmicos necesarios que establece AGIES para la construcción de un espectro de respuesta de diseño. Sin embargo, para el diseño de estructuras de acero, de acuerdo al código de diseño AISC 341-16 es necesario adaptar algunos de estos factores para construir un espectro de diseño de acuerdo al código ASCE 7-16 (procedimientos que se ha detallado en el capítulo 5 de este documento). Por ello, se listan todos los factores de ambos códigos con ese fin.

**Cuadro 25. Parámetros sísmicos para la Ciudad de Guatemala**

<b>Ubicación</b>	
Municipio	Guatemala
Departamento	Guatemala
<b>Parámetros de acuerdo a ubicación e importancia de la misma</b>	
Io	4.20
Scr	1.50g
S1r	0.55g
Clase de obra	Ordinaria
Nivel de protección sísmica	D
Probabilidad de excedencia	10% en 50 años
<b>Clase de sitio y parámetros de calibración de este</b>	
Clase de Sitio	D
Fa	1.00
Fv	1.70
Kd	0.66
<b>Parámetros de ajuste por intensidades sísmicas especiales</b>	
Scs	1.50g
SMS	1.50g
SDS	1.00g
S1s	0.935g
S1	0.55g
SM1	0.935g
SD1	0.623g
<b>Períodos de vibración de transición</b>	
Ts	0.623s
To	0.125s

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Cabe resaltar que, los parámetros  $S_{cd}$  y  $S_{1d}$  son análogos a  $SDS$  y  $S_{1D}$ . Sin embargo, debido a que el factor  $K_d$  es igual a 0.66 y no  $2/3$ , como lo es en ASCE, se da una variación de resultados de 0.99g contra 1.00g ( $S_{1d}$  y  $S_{1D}$ ) y 0.617 contra 0.623 ( $S_{cd}$  y  $SDS$ ). Esto provoca que el espectro de diseño se incremente levemente.

## 7.6 Espectro genérico sobre la dirección “X” y “Y”

Debido a que en la dirección “X” de la torre 1 existen dos sistemas estructurales (marcos resistentes a momentos y marcos arriostrados excéntricamente) se utilizará el mismo espectro de diseño, debido a que coeficiente de factor de respuesta sísmica  $R$  es el mismo, 8. Sin embargo se deberá tomar en cuenta que, los factores:  $C_d$ ,  $\Omega_r$  y  $p$ , son distintos para ambos sistemas y para el espectro de derivas y demás cálculos en donde participen, se tendrán que usar sus respectivos valores.

Así mismo, en la figura de abajo se expone en el gráfico del espectro genérico que se utilizará, así como el cuadro que despliega las ordenadas espectrales de dicho espectro.

**Cuadro 26. Parámetros específicos del sistema estructural E1**

Sistema estructural	E1, sistema de marcos de acero estructural resistente a momento
R	8.00
$\Omega_r$	3.00
$C_d$	5.50
P	1.00

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

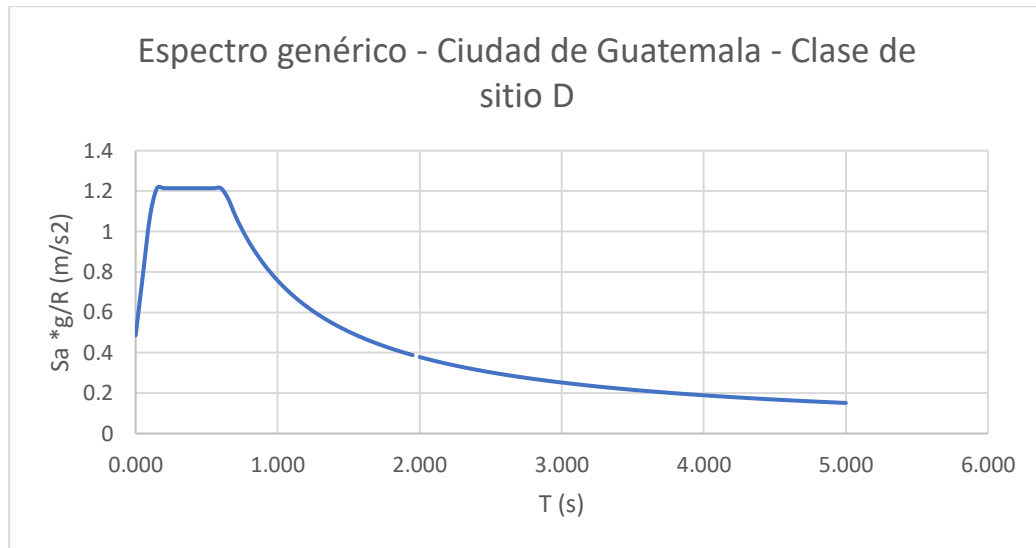
**Cuadro 27. Parámetros específicos del sistema estructural E3**

Sistema estructural	E3, sistema de marcos de acero estructural con tramos arriostrados excéntricamente
R	8.00
$\Omega_r$	2.00
$C_d$	4.00
P	1.00

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Como se aprecia en la gráfica de abajo, tanto el periodo corto como largos ( $T_o$  y  $T_s$ ) caen en la cola del espectro, por lo cual tienen periodos de vibración altos, lo que provocará que la estructura se desplace lentamente al ocurrir el sismo, con el que se pretenderá diseñar la estructura.

**Figura 89. Espectro genérico para sistema estructural E1 y E3, Ciudad de Guatemala**



Fuente: (Fuente propia, 2019)

**Cuadro 28. Ordenadas espectrales para espectro genérico de sistema estructural E1 y E3, Ciudad de Guatemala**

T (s)	Sa*g/R(m/s <sup>2</sup> )	T (s)	Sa*g/R(m/s <sup>2</sup> )	T (s)	Sa*g/R(m/s <sup>2</sup> )	T (s)	Sa*g/R(m/s <sup>2</sup> )	T (s)	Sa*g/R(m/s <sup>2</sup> )
0.000	0.486	0.950	0.797	1.950	0.388	2.950	0.257	3.950	0.192
0.050	0.778	1.000	0.757	2.000	0.378	3.000	0.252	4.000	0.189
0.100	1.070	1.050	0.721	2.050	0.369	3.050	0.248	4.050	0.187
0.150	1.214	1.100	0.688	2.100	0.360	3.100	0.244	4.100	0.185
0.200	1.214	1.150	0.658	2.150	0.352	3.150	0.240	4.150	0.182
0.250	1.214	1.200	0.631	2.200	0.344	3.200	0.236	4.200	0.180
0.300	1.214	1.250	0.605	2.250	0.336	3.250	0.233	4.250	0.178
0.350	1.214	1.300	0.582	2.300	0.329	3.300	0.229	4.300	0.176
0.400	1.214	1.350	0.561	2.350	0.322	3.350	0.226	4.350	0.174
0.450	1.214	1.400	0.541	2.400	0.315	3.400	0.223	4.400	0.172
0.500	1.214	1.450	0.522	2.450	0.309	3.450	0.219	4.450	0.170
0.550	1.214	1.500	0.504	2.500	0.303	3.500	0.216	4.500	0.168
0.600	1.214	1.550	0.488	2.550	0.297	3.550	0.213	4.550	0.166
0.650	1.164	1.600	0.473	2.600	0.291	3.600	0.210	4.600	0.165
0.700	1.081	1.650	0.459	2.650	0.286	3.650	0.207	4.650	0.163
0.750	1.009	1.700	0.445	2.700	0.280	3.700	0.205	4.700	0.161
0.800	0.946	1.750	0.432	2.750	0.275	3.750	0.202	4.750	0.159
0.850	0.890	1.800	0.420	2.800	0.270	3.800	0.199	4.800	0.158
0.900	0.841	1.850	0.409	2.850	0.266	3.850	0.197	4.850	0.156
		1.900	0.398	2.900	0.261	3.900	0.194	4.900	0.154

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 7.8 Diseño de lámina troquelada

La primera etapa del diseño de la estructura, consistió en diseñar adecuadamente la losacero del sistema de entrepiso. Por ello, en la tabla de abajo se mencionan las cargas y combinaciones que se han tomado en cuenta para el diseño de esta.

**Cuadro 29. Cargas gravitacionales sobre cubierta de la estructura**

Cargas sobre cubierta	Magnitud	Descripción
Carga muerta	83 ( $kgf/m^2$ )	Mortero de nivelación + instalaciones eléctricas
Carga viva	250 ( $kgf/m^2$ )	Carga viva para estacionamientos de vehículos livianos
Carga ambiental	100 ( $kgf/m^2$ )	Carga de 10 cm de lluvia

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 30. Cargas gravitacionales sobre entrepiso de la estructura**

Cargas sobre entrepiso	Magnitud	Descripción
Carga muerta	83 ( $kgf/m^2$ )	Mortero de nivelación + instalaciones eléctricas
Carga viva	250 ( $kgf/m^2$ )	Carga viva para estacionamientos de vehículos livianos
Carga ambiental	0 ( $kgf/m^2$ )	Sin exposición ambiental

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Posteriormente a ello, se realizaron las combinaciones de carga de servicio, las cuales se mencionan la NSE 2.1 del 2018 de AGIES.

**Cuadro 31. Combinaciones de servicio**

Combinación	Cubierta	Sobrepiso
CS1	333 ( $kgf/m^2$ )	333( $kgf/m^2$ )
CS2	183 ( $kgf/m^2$ )	83 ( $kgf/m^2$ )
CS3	345.5 ( $kgf/m^2$ )	270.5 ( $kgf/m^2$ )
Carga gobernante	345.5 ( $kgf/m^2$ )	333 ( $kgf/m^2$ )

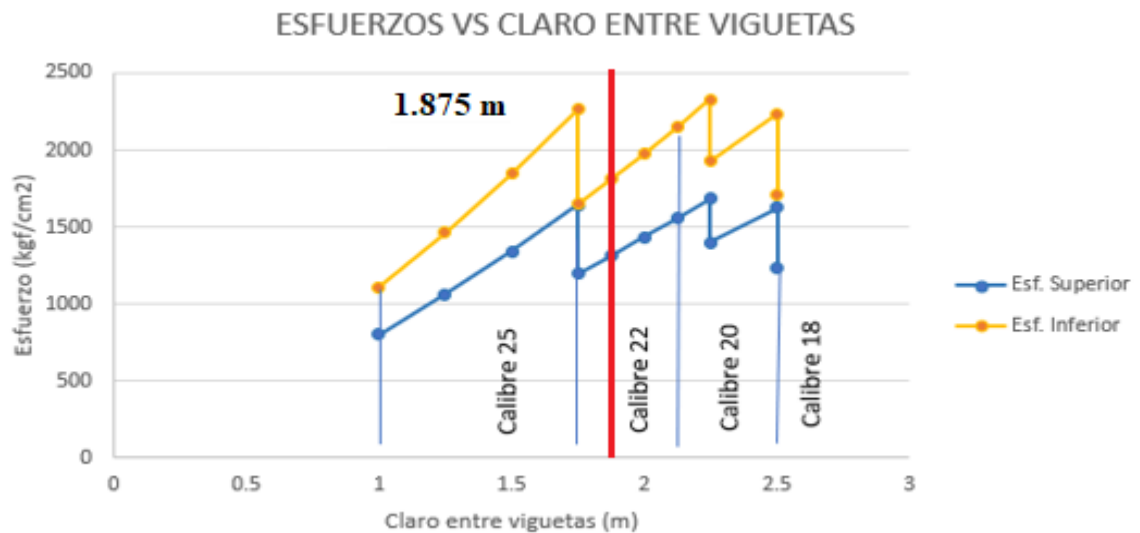
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Debido a que las cargas gobernantes son muy cercanas, se diseñó la losacero y el entrepiso con la carga de la cubierta, a manera de simplificar el proceso de cálculo. Cabe mencionar que, si estas hubieran diferido significativamente, el proceso de diseño se tendría que realizar por separado.

Posteriormente, se seleccionó la lámina de losacero para la combinación de carga gobernante, anteriormente mencionada. Para este fin, se utilizó la gráfica que se expone abajo.

Esta se ha mencionado en el capítulo anterior de este documento, la corresponde al chequeo más crítico para la selección de la losacero en función de la luz entre viguetas. Por ello es la manera más rápida y adecuada de seleccionar esta.

**Figura 90. Comparación de esfuerzos producidos por el peso propio de losacero más concreto de diferentes calibres de lámina**



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Debido a que la longitud entre todas las viguetas del entrepiso es de 1.875m, lo losacero elegida fue: **Perfil 15 – Calibre 22**.

Este perfil fue seleccionado debido a que presenta la mejor relación demanda/capacidad entre la luz entre viguetas y el perfil con el menor peso. Cabe resaltar que, los perfiles con calibre 20 y 18, también son válidos, sin embargo, son más pesados y representan un costo económico mayor.

**Cuadro 32. Comparación de esfuerzos producidos por el peso propio de losacero más 6cm de concreto de diferentes calibres de lámina**

Esfuerzo permitido	2078 kgf/cm <sup>2</sup>					
	Lámina	Claro (m)	Momento (kgf/cm <sup>2</sup> )	f superior (kgf/cm <sup>2</sup> )	D/C (%)	f inferior (kgf/cm <sup>2</sup> )
Perfil 15 - Calibre 24	1	9688	803.28	38.66	1107	53.28
	1.25	12790	1061	51.04	1462	70.36
	1.5	16170	1341	64.53	1848	88.94
	1.75	19820	1644	79.105	2266	109.03
Perfil 15 - Calibre 22	1.75	19940	1195	57.49	1648	79.3
	<b>1.875</b>	<b>21880</b>	<b>1311</b>	<b>63.1</b>	<b>1809</b>	<b>87.04</b>
	2	23900	1432	68.91	1975	95.054
	2.125	25980	1557	74.92	2148	103
	2.25	28140	1686	81.14	2326	111.91
Perfil 15 - Calibre 20	2.25	28270	1398	67.27	1928	92.786
	2.5	32810	1623	78.09	2238	107.71
Perfil 15 - Calibre 18	2.5	33130	1237	59.52	1707	82.13

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

### 7.9 Diseño de vigas secundarias

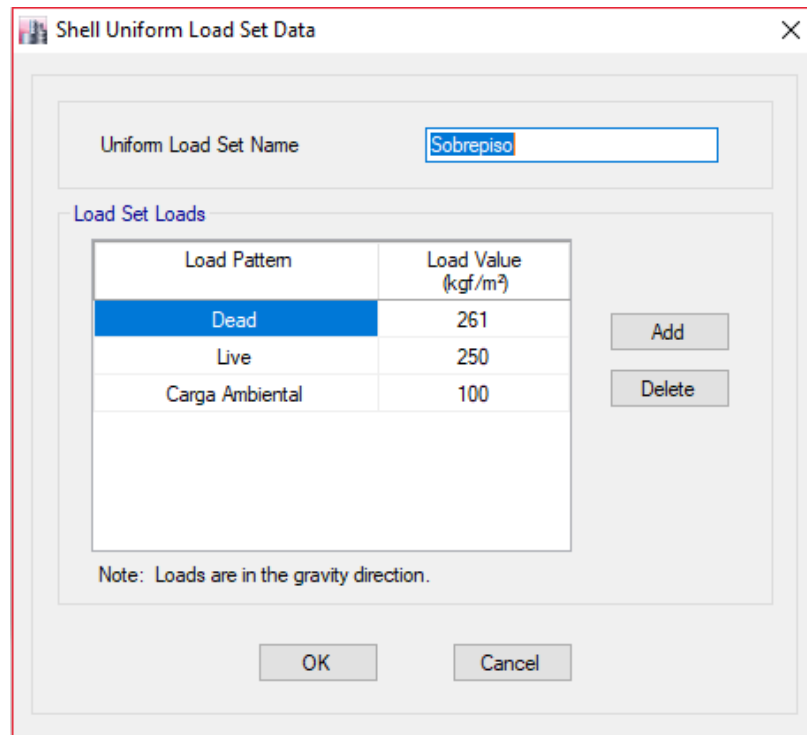
Para el diseño de las vigas secundarias, se dividieron en tres grupos distintos. Como se ha aclarado en el capítulo 6 de este documento, el diseño de esta clase de vigas se realiza solo con cargas gravitacionales. Cabe mencionar que, estos tres grupos se diseñaron como vigas compuestas a través de conectores a corte.

Se utilizó el software de análisis y diseño estructural ETABS 2016, debido a que es uno de los más comunes para diseñar estructuras metálicas. Así mismo, en la imagen de abajo se muestra la creación del conjunto de cargas gravitacionales de la estructura.

Cabe mencionar que el peso de la losacero a utilizar se ha asignado directamente como una

carga muerta junto con la carga muerta establecida para el diseño de la losacero. Por ello, esta última proviene de la suma de  $83(kgf/m^2)$  más  $178(kgf/m^2)$ , esta última carga es el peso propio de la losacero más 6cm de concreto.

**Figura 91. Asignación de cargas gravitacionales en el software ETABS 2016 para el diseño de vigas secundarias**



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Así mismo, se asignó a cada viga secundaria la propiedad de “viga compuesta”, lo que implicó que el software de análisis estructural diseñara dichas vigas como vigas compuestas, para finalmente desplegar el número necesario de conectores necesario para cada viga.

El objetivo de realizar esta acción, fue comparar los resultados obtenidos con el procedimiento mencionado en el marco teórico de este documento y los resultados desplegados por el software de análisis estructural.

Las vigas que fueron elegidas, se seleccionaron principalmente debido a que presentan la mejor relación demanda/capacidad entre el momento último y el momento resistente que aportan. Así mismo, es importante observar que la capacidad de las mismas se duplicaron al volverse compuestas.

Por otro lado, las deflexiones máximas por las cargas impuestas, representan un tercio de lo que serían si la viga no fuera compuesta. Esto es una gran ventaja en cuanto a servicio, debido a que brindarán mayor seguridad a los usuarios que estén en el estacionamiento.

Así mismo, se puede observar que la cantidad de conectores requeridos teóricamente para las vigas seleccionadas son menos que los que se ajustan a la viga, debido a la separación entre costillas de la losacero.

Otro aspecto que es importante mencionar, es el aumento en la inercia de la sección, ya que estas poseen un valor 3 veces mayor que las inercias de las vigas regulares.

Finalmente, en los cuadros de abajo se puede apreciar que las fuerzas cortantes son mínimas a comparación de la capacidad a corte que presentan las vigas. Dicha capacidad, no se aumentó por los conectores a corte.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en el proceso de diseño de esta clase de vigas:

**Cuadro 33. Comparación de alternativas de vigas secundarias para ejes A-B y C-D**

ID Vigueta	Vigueta A-B y C-D	Vigueta A-B y C-D	Vigueta A-B y C-D
Sección	W10X17	W12x14	<b>W12x16</b>
Longitud	5.50 m	5.50 m	5.50 m
Ancho tributario	1.88 m	1.88 m	1.88 m
Momento último	42.53 kip*ft	42.39 kip*ft	42.48 kip*ft
$\Phi M_n$ (sec compuesta)	136.74 kip*ft	129.26 kip*ft	146.31 kip*ft
$\Phi M_n$ (viga acero)	70.10 kip*ft	65.20 kip*ft	75.40 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.31 %	0.33 %	0.29 %
Aumento de capacidad	95.07 %	98.24 %	94.05 %
Deflexion máxima (viga acero)	0.66 in	0.61 in	0.53 in
Deflexion máxima (sec compuesta)	0.24 in	0.22 in	0.20 in
C	174.65 kip	145.60 kip	164.85 kip
a	1.27 in	1.05 in	1.19 in
Qn	17.23 kip	17.23 kip	17.23 kip
Cantidad de conectores necesarios	11.00 unidades	9.00	10.00 Unidades

ID Vigueta	Vigueta A-B	Vigueta C	Vigueta
Conectores que se ajustan a la viga	13.00 unidades	13.00 unidades	13.00 unidades
Separación	45.75 cm	45.75 cm	45.75 cm
Inercia (sec compuesta)	230.84 in <sup>4</sup>	242.94 in <sup>4</sup>	275.14 in <sup>4</sup>
Inercia (viga acero)	81.90 in <sup>4</sup>	88.60 in <sup>4</sup>	103.00 in <sup>4</sup>
Yena	8.64 in	9.93 in	9.93 in
Corte último	2.87 kip	2.86 kip	2.87 kip
$\Phi V_u$ (viga acero)	72.80 kip	64.30 kip	79.10 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 34. Comparación de alternativas de vigas secundarias para eje B-C**

ID Vigueta	Vigueta B-C	Vigueta B-C	Vigueta B-C
Sección	<b>W14X22</b>	W12X26	W14X26
Longitud	7.45 m	7.45 m	7.45 m
Ancho tributario	1.88 m	1.88 m	1.88 m
Momento último	78.49 kip*ft	78.84 kip*ft	78.84 kip*ft
$\Phi M_n$ (sec. compuesta)	222.05 kip*ft	238.12 kip*ft	263.58 kip*ft
$\Phi M_n$ (viga acero)	125.00 kip*ft	140.00 kip*ft	151.00 kip*ft
Aumento de capacidad	77.64 %	70.09 %	74.56 %
Deflexión máxima (viga acero)	0.93 in	0.91 in	0.76 in
Deflexión máxima (sec. compuesta)	0.38 in	0.39 in	0.32 in
C	227.15 kip	267.75 kip	269.15 kip
a	1.21 in	1.43 in	1.44 in
Cantidad de conectores necesarios	14.00 unidades	16.00 unidades	16.00 unidades
Conectores que se ajustan a la viga	17.00 unidades	17.00 unidades	17.00 unidades
Separación	45.75 cm	45.75 cm	45.75 cm
Inercia (sec. compuesta)	483.54 in <sup>4</sup>	480.04 in <sup>4</sup>	574.39 in <sup>4</sup>
Inercia (viga acero)	199.00 in <sup>4</sup>	204.00 in <sup>4</sup>	245.00 in <sup>4</sup>
Corte último	3.91 kip	3.93 kip	3.93 kip
$\Phi V_u$ (viga acero)	94.80 kip	84.30 kip	106.00 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 35. Comparación de alternativas de vigas secundarias para vigas en voladizo**

ID Vigueta	Viga en voladizo	Viga en voladizo	Viga en voladizo
Sección	W8X15	W10x15	12X16
Longitud	1.70 m	1.70 m	1.70 m
Momento último	16.22 kip*ft	16.22 kip*ft	16.22 kip*ft
$\Phi M_n$ (sec compuesta)	85.62 kip*ft	100.82 kip*ft	123.73 kip*ft
$\Phi M_n$ (viga acero)	51.00 kip*ft	60.00 kip*ft	75.40 kip*ft
Aumento de capacidad	67.88 %	68.04 %	64.09 %
Deflexion maxima (viga acero)	0.10 in	0.07 in	0.05 in
Deflexion maxima (sec compuesta)	0.04 in	0.03 in	0.02 in
C	93.48 kip	93.48 kip	93.48 kip
a	2.19 in	2.19 in	2.19 in
Q <sub>n</sub>	17.23 kip	17.23 kip	17.23 kip
Cantidad de conectores necesarios	6.00 unidades	6.00 unidades	6.00 unidades
Conectores que se ajustan a la viga	7.00 unidades	7.00 unidades	7.00 unidades
Separación	45.75 in	45.75 in	45.75 in
Inercia (sec compuesta)	114.33 in <sup>4</sup>	154.59 in <sup>4</sup>	214.32 in <sup>4</sup>
Inercia (viga acero)	48.00 in <sup>4</sup>	68.90 in <sup>4</sup>	103.00 in <sup>4</sup>
Yena	6.23 in	7.49 in	8.69 in
Corte último	1.77 kip	1.77 kip	1.77 kip
$\Phi V_u$ (viga acero)	59.60 kip	69.00 kip	79.10 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 36. Resumen de perfiles de vigas compuestas seleccionadas**

Ejes	Viga seleccionada
A-B y C-D	W12X16
B-C	14X22
C-D (vigas en voladizo)	10X15

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Cabe resaltar que existen perfiles más livianos que poseían capacidad para soportar los momentos últimos de diseño, sin embargo, debido a los requisitos que exige el ASIC para elementos compuestos, fueron descartados.

Posteriormente, se compararon los resultados obtenidos a través de un modelo estructural en el software ETABS. Por ello, las figuras de abajo exponen el proceso de asignación que se siguió.

La figura inferior, expone la capacidad a momento nominal de las vigas entre los ejes A-B y C-D, para un perfil W12X16. Esta capacidad nominal coincide con el resultado mencionado en el cuadro superior.

**Figura 92. Capacidad nominal a momento y corte de vigas secundarias entre ejes A-B y C-D obtenida del software ETABS 2016.**

Strength Checks			
	Factored	Design	Ratio
Shear at Ends (kgf)	4277.4467	33469.6748	0.128
Positive Bending (kip-ft)	42.1893	75.3750	0.560

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

De la misma manera, ocurre con la deflexión nominal para la misma viga.

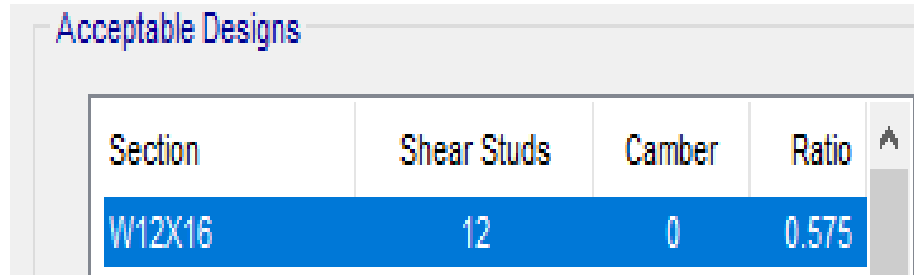
**Figura 93. Deflexión nominal de vigas secundarias entre ejes A-B y C-D obtenida del software ETABS 2016**

Constructability and Serviceability Checks			
	Actual	Allowable	Ratio
Dead Load Defl. (mm)	6.9	No Limit	N/A
SDL + LL Defl. (mm)	6.3	22.9	0.274
Live Load Defl. (mm)	6.3	15.3	0.411
<b>Total Defl. (mm)</b>	<b>13.2</b>	<b>22.9</b>	<b>0.575</b>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Finalmente, el requisito de conectores es de 1 conector menos. Lo cual sugiere que el diseño es correcto.

Figura 94. Cantidad requerida de conectores a corte de vigas secundarias entre ejes A-B y C-D obtenida del software ETABS 2016



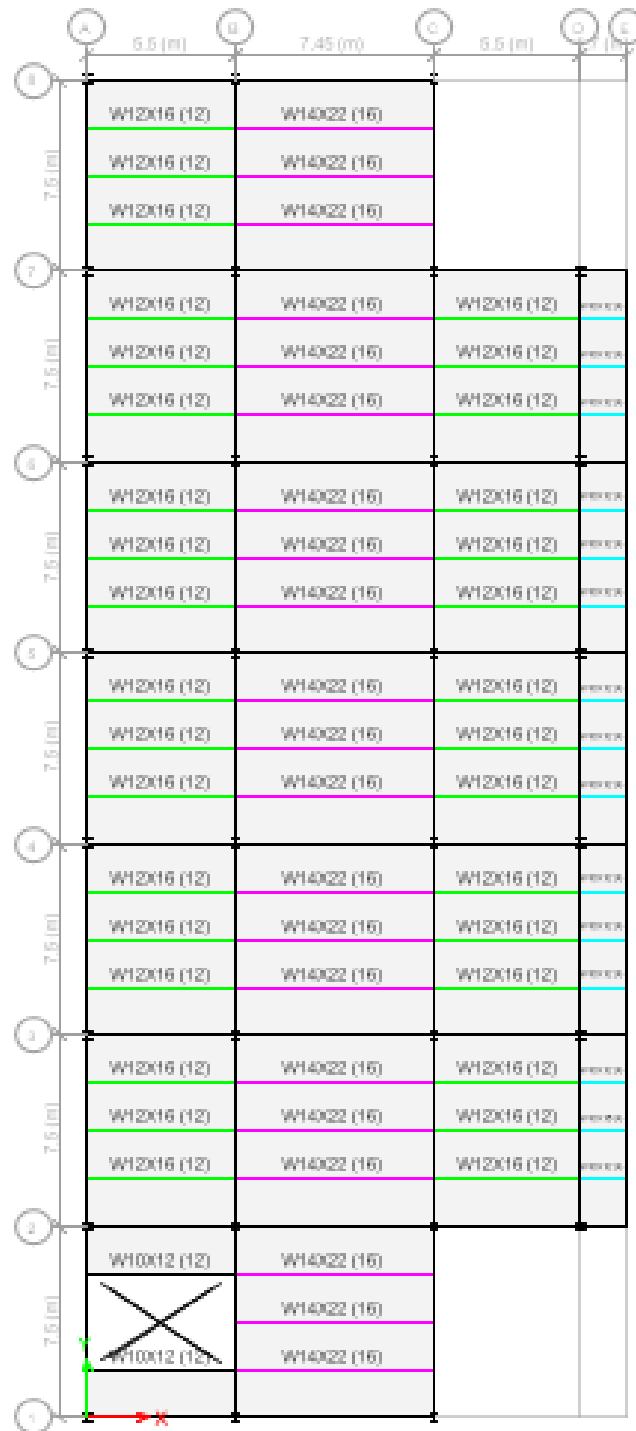
The image shows a screenshot of the 'Acceptable Designs' window in ETABS 2016. It displays a table with the following data:

Section	Shear Studs	Camber	Ratio
W12X16	12	0	0.575

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

En la siguiente imagen, se muestra una figura en planta, de las vigas secundarias compuestas para el entrepiso.

Figura 95. Vigas secundarias seleccionadas para el estacionamiento



Fuente: (Etabs, 2019)

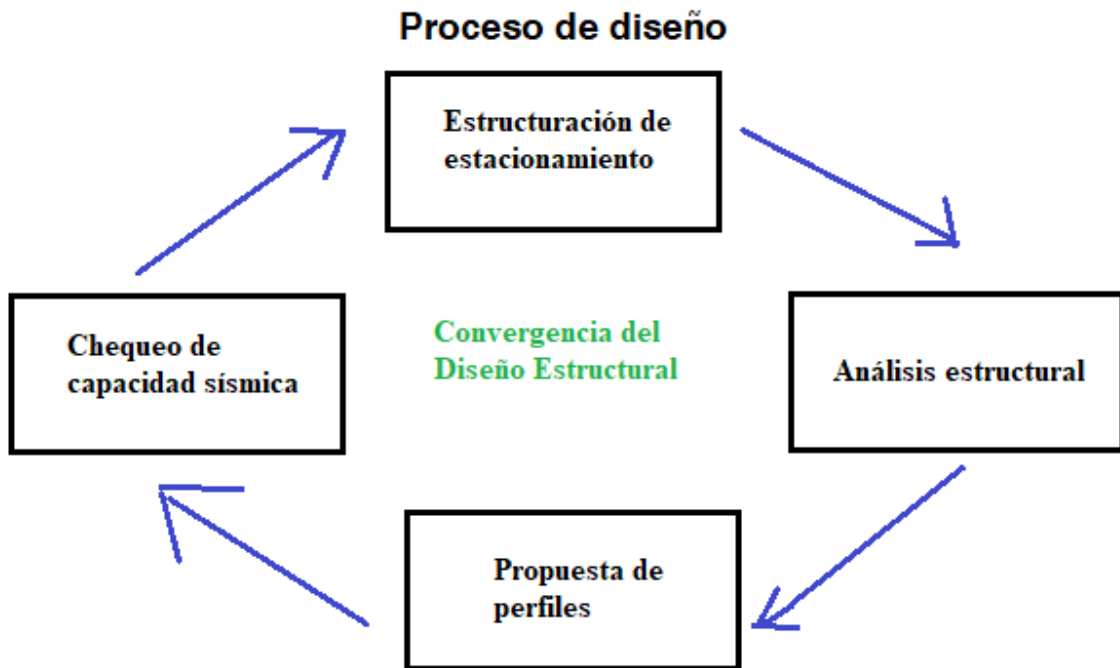
### 7.10 Proceso iterativo de diseño

El proceso iterativo de diseño consistió en seleccionar un prediseño, proporcionado por el software Etabs, e ir observando y cambiando las secciones de los perfiles que este proponía. Así mismo, se verificaban las relaciones de esfuerzos y derivas máximas, a través de hojas de cálculo.

En un proceso real de diseño, nunca se recomienda confiar al 100% los resultados proporcionados por un software de diseño, debido a que estos dependerán de la información ingresada por el usuario, lo cual provoca que se genera una probabilidad de error al ingresar datos erróneos.

Por ello, se expone a continuación un gráfico representativo que expone el proceso de diseño realizado hasta converger en la estructura final.

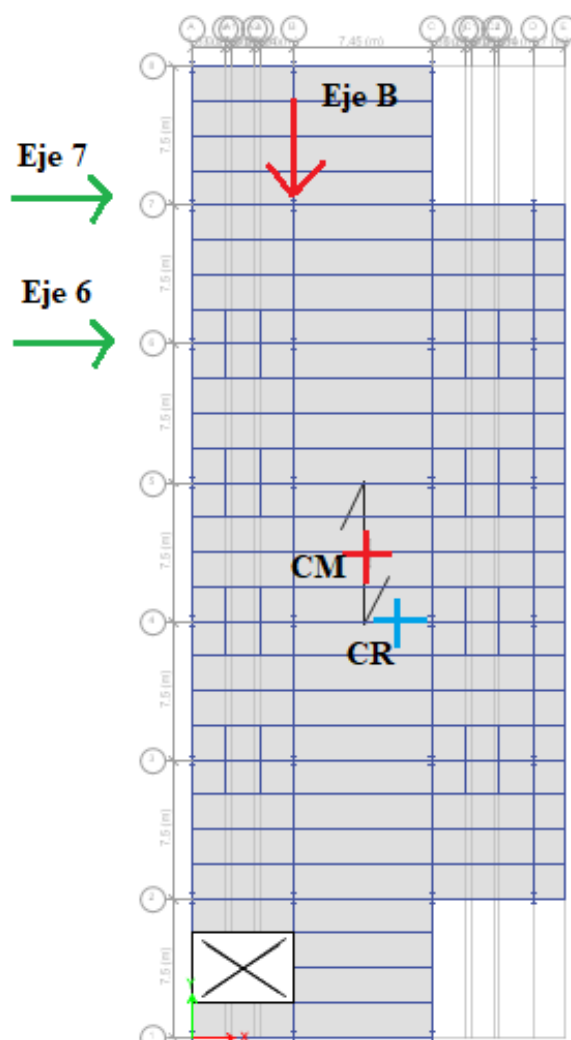
Figura 96. Proceso de diseño estructural llevado a cabo



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

El primer paso que se llevó a cabo, fue la determinación del centro de masa y de rigidez de la estructura, con el fin de determinar los ejes más demandados de la estructura. Por ello en la figura y cuadros inferiores se muestran dichos resultados.

Figura 97. Centros de masa, rigidez y ejes más demandados



Fuente: (Etabs, 2019)

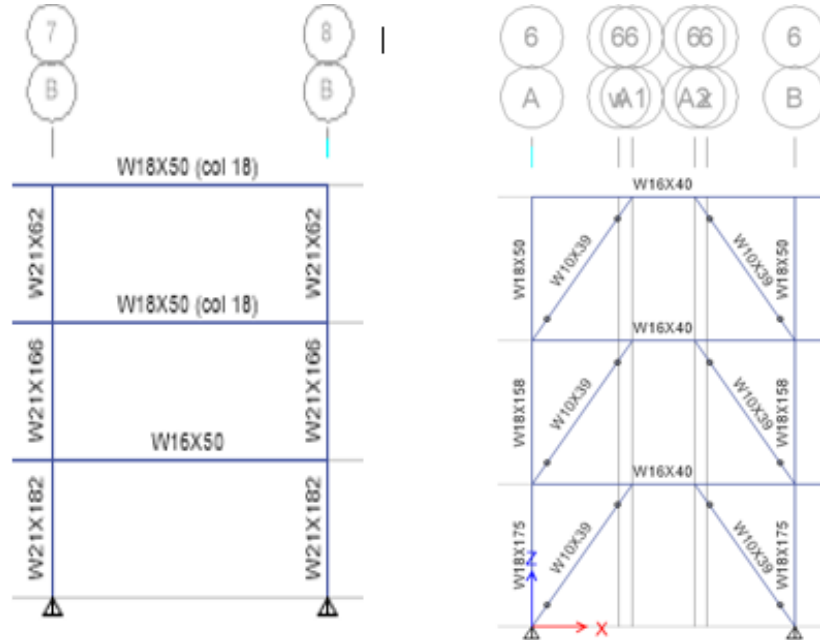
Cuadro 37. Centros de masa y rigidez de la estructura

Nivel	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m
nivel 3	9.4014	26.6751	8.6965	25.7785
nivel 2	9.3741	26.6501	8.7812	25.7835
nivel 1	9.3791	26.7179	8.7105	25.7982

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Así mismo, se determinó que los marcos más demandados serían los siguientes:

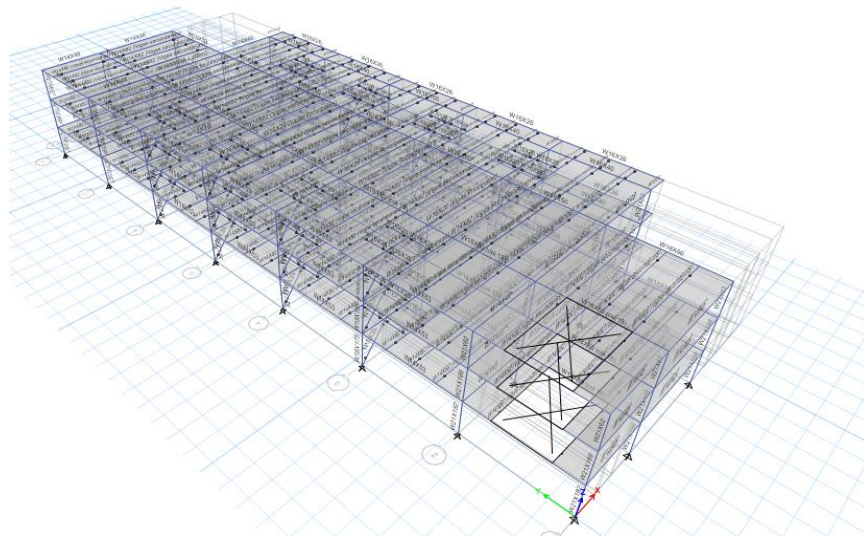
**Figura 98. Marco rígido y excéntrico más demandados en la estructura**



Fuente: (Etabs, 2019)

A continuación, se expone una vista superior del modelo estructural del estacionamiento, elaborados en el software Etabs 2016.

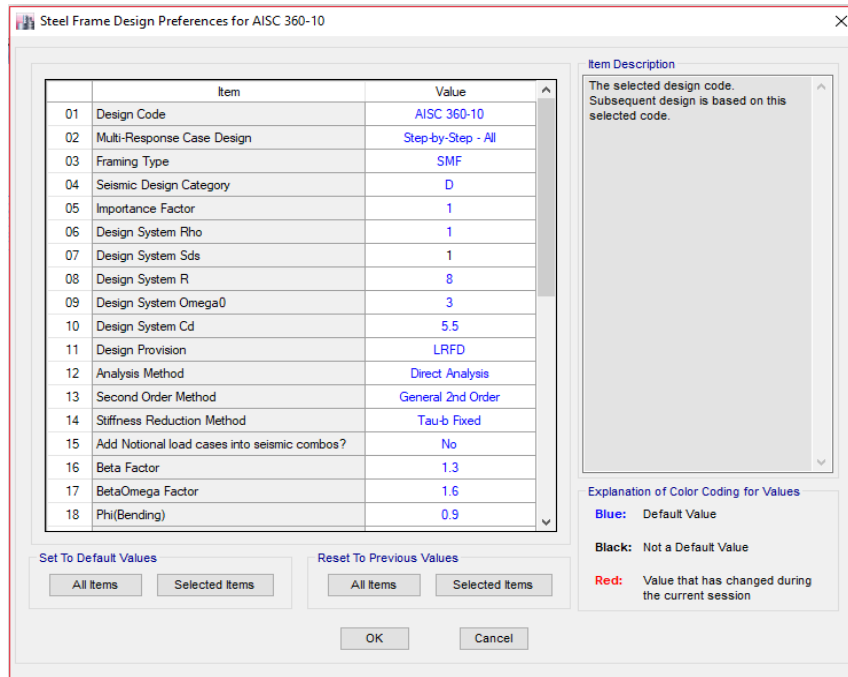
**Figura 99. Vista superior del modelo estructural en el software Etabs 2016**



Fuente: (Etabs, 2016)

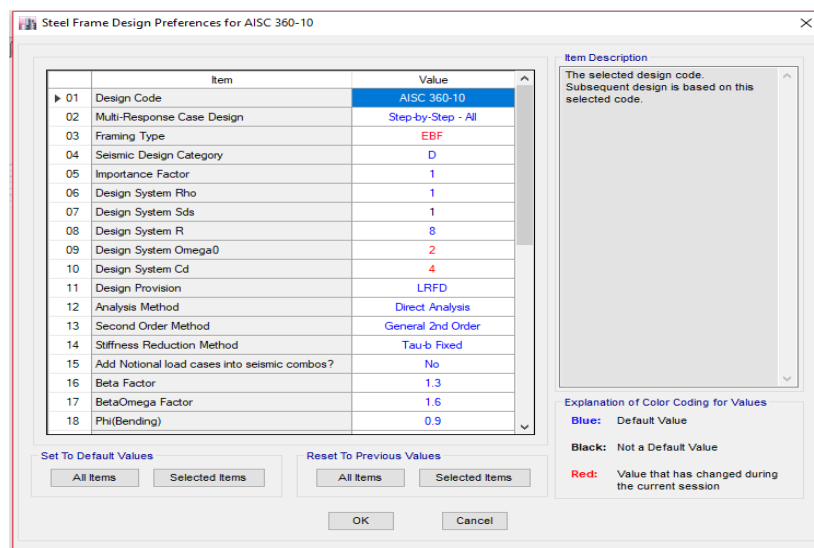
Así mismo, en las figuras inferiores se exponen las configuraciones que se indicaron en el software Etabs para que este propusiera perfiles que cumplieran con dichos requerimientos.

Figura 100. Especificación de diseño para SMF en Etabs 2016



Fuente: (Etabs, 2016)

Figura 101. Especificación de diseño para EBF en Etabs 2016



Fuente: (Etabs, 2016)

### 7.11 Calibración de corte sísmico

- **Peso sísmico**

Para el diseño del estacionamiento se tomó como criterio por parte del autor agregar 25% de la carga viva total de la estructura. Sin embargo, esta acción se pudo obviar y tomar 0% de esta. Esta decisión, se basa en la probabilidad que un sismo se genere con la estructura completamente llena, para lo cual es muy arriesgado suponer que esto no sucederá en su totalidad.

**Cuadro.38. Peso sísmico total**

Tipo de carga	Magnitud
Carga muerta (100%)	1032.62 ton
Carga viva (25%)	172.23 ton
<b>Peso sísmico total</b>	<b>1204.85 ton</b>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- **Corrección para corte sísmico**

En el cuadro inferior, se exponen los coeficientes sísmicos finales. Estos surgieron a partir de la pseudo aceleración para los periodos de la estructura, tanto en el eje X como en el Y, los cuales se exponen abajo.

**Cuadro 39. Coeficientes sísmicos en la dirección X y Y**

Coeficiente Sísmico	Magnitud
Cs(X)	0.12375
Cs(Y)	0.12375

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Así mismo, se calibraron los espectros de diseño para cumplir con la NSE 3 del 2018 de AGIES. Calibrándolos con los factores que se muestran en el cuadro de abajo. Cabe resaltar que, en la primera iteración el cortante basal dinámico fue menor que el estático.

**Cuadro 40. Corte de diseño y factor de calibración para corte sísmico**

Corte	Magnitud	Corte	Magnitud
V estático (X)	147.10004 ton	V estático (Y)	149.1004 ton
V1 corrida (X)	132.8094 ton	V 1 corrida (Y)	129.6460 ton
V diseño (X)	147.10004 ton	V diseño (Y)	149.1004 ton
F(X)	1.12664238	F(Y)	1.150055

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Cabe mencionar que ambos periodos fueron mayores a  $T_0$  y menores a  $T_1$ , por lo cual su valor de pseudo aceleración,  $S_a$ , correspondió a SDS.

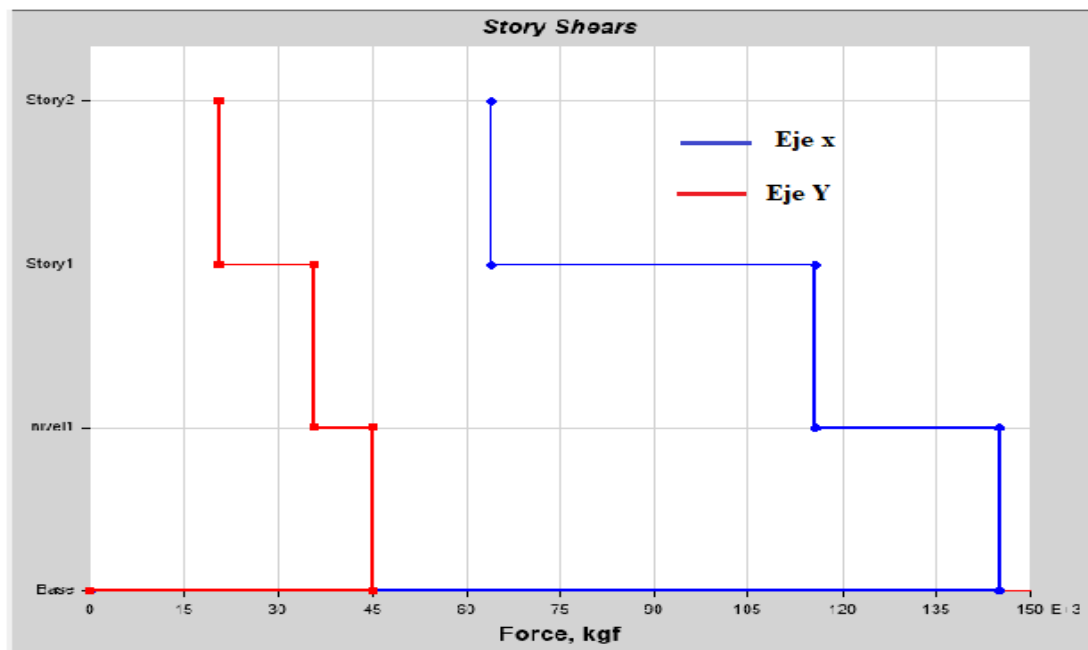
**Cuadro 41. Modos de vibración provenientes del análisis dinámico**

Eje	Número de modo	Periodo (s)	Porcentaje de masa participante
X	3	0.323	0.9002
Y	1	0.612	0.9014

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

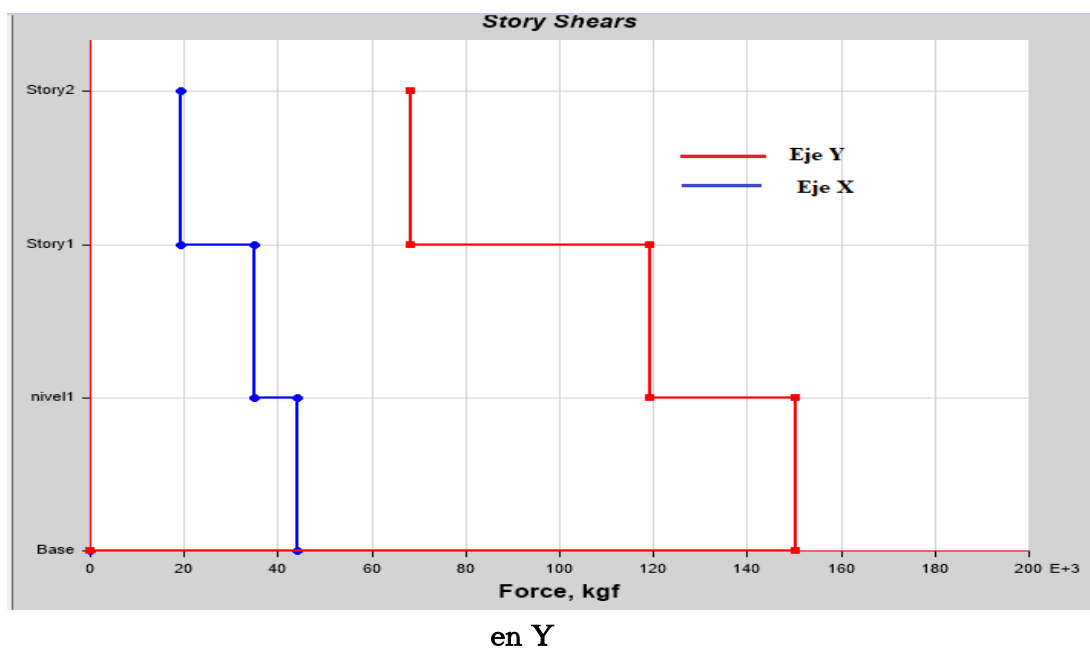
Finalmente, se obtuvieron las fuerzas sísmicas en cada piso, con los espectros de diseño calibrados adecuadamente, como se observa en las gráficas inferiores.

**Figura 102. Corte sísmico en cada nivel de la estructura provocado por espectro de diseño en X**



Fuente: (Etabs, 2019)

Figura 103. Corte sísmico en cada nivel de la estructura provocado por espectro de diseño



Fuente: (Etabs, 2019)

### 7.12 Chequeo de derivas de la estructura

Después de calibrar los cortes estáticos, se procedió a chequear las derivas en ambos ejes de la estructura, con el fin de que estas no exceden la deriva inelástica permisible.

En los dos cuadros inferiores, se verificó el cumplimiento de las derivas en el eje X. Cabe resaltar que en ese eje existen dos tipos de sistemas estructurales: E1 y E3, por lo cual fue necesario amplificar las derivas máximas elásticas por distintos valores del coeficiente  $C_d$ ,

Es importante resaltar que, las derivas inelásticas para el sistema E1 son más críticas, debido a que el factor  $C_d$  es mayor para este sistema estructural.

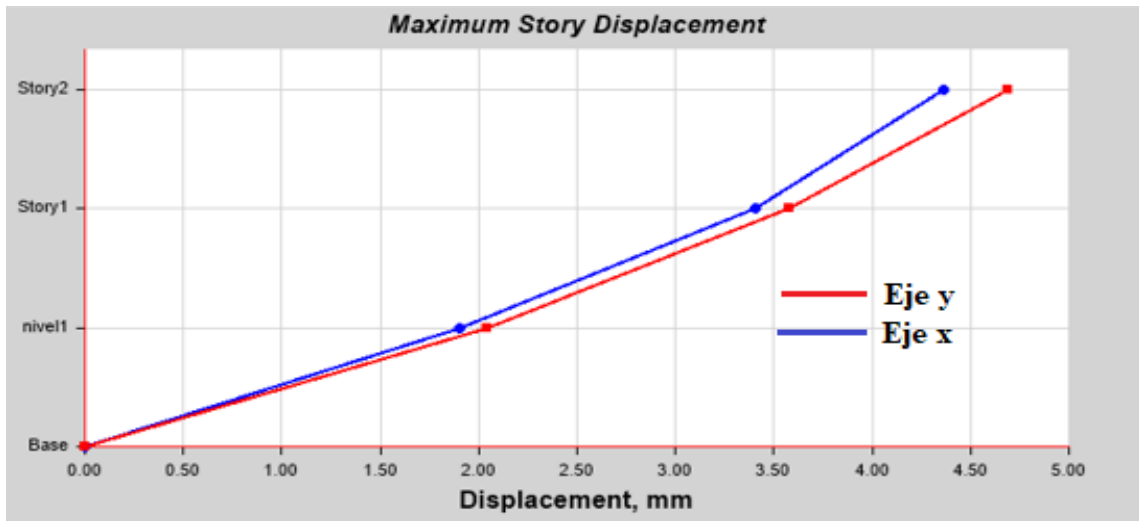
**Cuadro 42. Chequeo de derivas en el eje X, para el sistema E3**

Nivel	Deriva máxima en X	Deriva inelástica	Deriva permisible	Chequeo
	mm	mm	mm	
nivel3	0.95	3.8	60	O.K.
nivel2	1.51	6.04	60	O.K.
nivel1	1.9	7.6	60	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

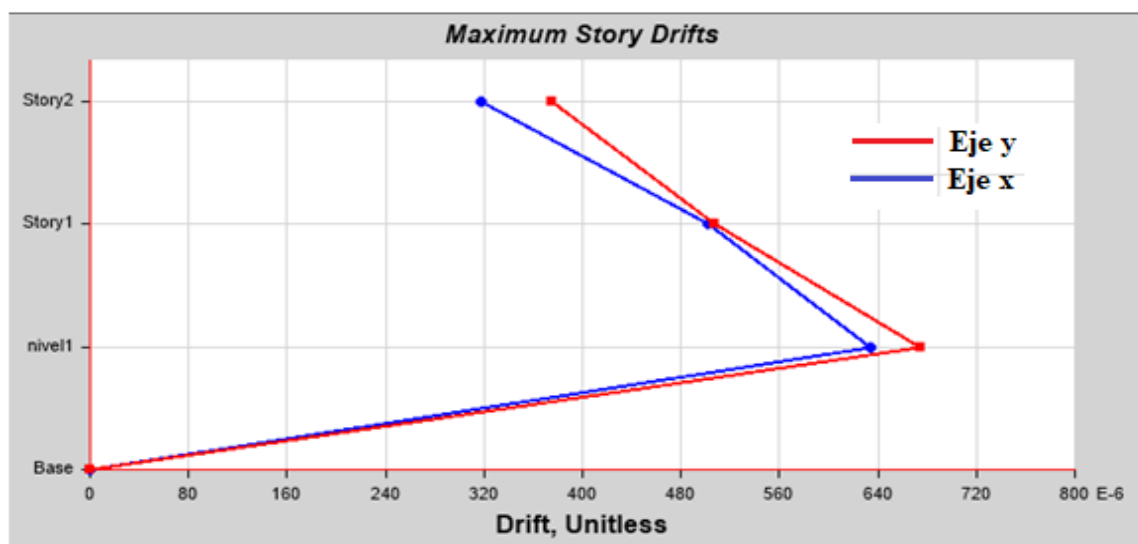
Así mismo, se graficaron tanto los desplazamientos laterales como las derivas generadas por el espectro de diseño en X. Se puede observar mayor desplazamiento lateral en el eje Y, a pesar que la dirección de análisis fue en X. Esto corresponde a una mayor inestabilidad lateral en ese eje, debido a que no existen sistemas de rigidez lateral además de los marcos rígidos.

Figura 104. Desplazamiento lateral debido a espectro de diseño en X



Fuente: (Etabs, 2019)

Figura 105. Derivas laterales debido a espectro de diseño en X



Fuente: (Etabs, 2019)

En el cuadro inferior, se verificó el cumplimiento de las derivas en el eje Y. Cabe resaltar que, en ese eje, cabe resaltar que en ese eje solo existía el sistema estructural E1, por lo cual no fue necesario amplificar las derivas máximas elásticas por distintos valores del coeficiente  $C_d$ . Es interesante resaltar que, las derivas inelásticas en este eje son mayores al triple de las que se generaron en el eje X, lo cual denota mayores solicitaciones en este eje.

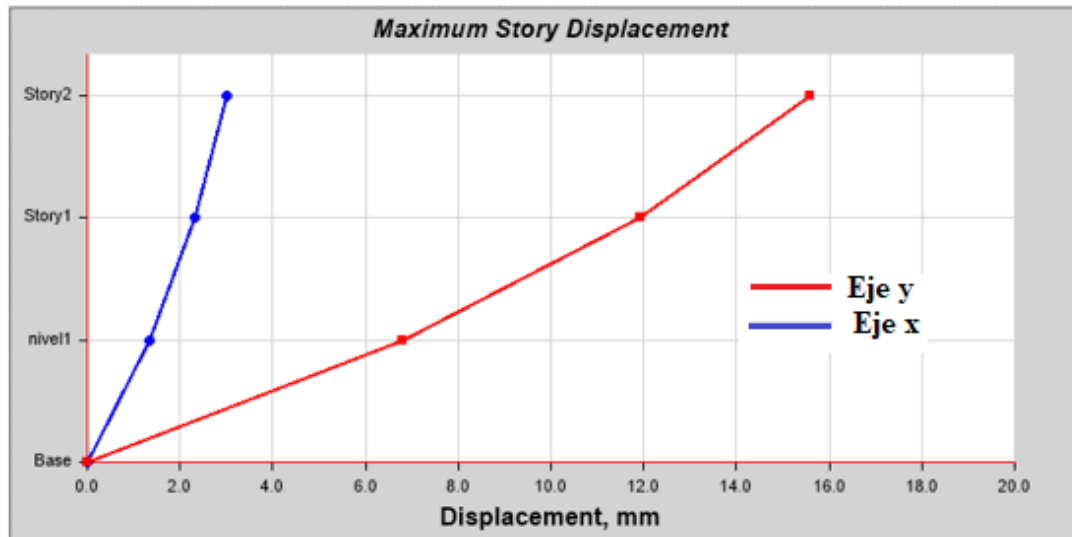
Cuadro 44. Chequeo de derivas en el eje Y, para el sistema E1

Nivel	Deriva máxima en Y	Deriva inelástica	Deriva permisible	Chequeo
	mm	mm	mm	
nivel3	3.68	20.24	60	O.K.
nivel2	5.12	28.16	60	O.K.
nivel1	6.8	37.4	60	O.K..

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

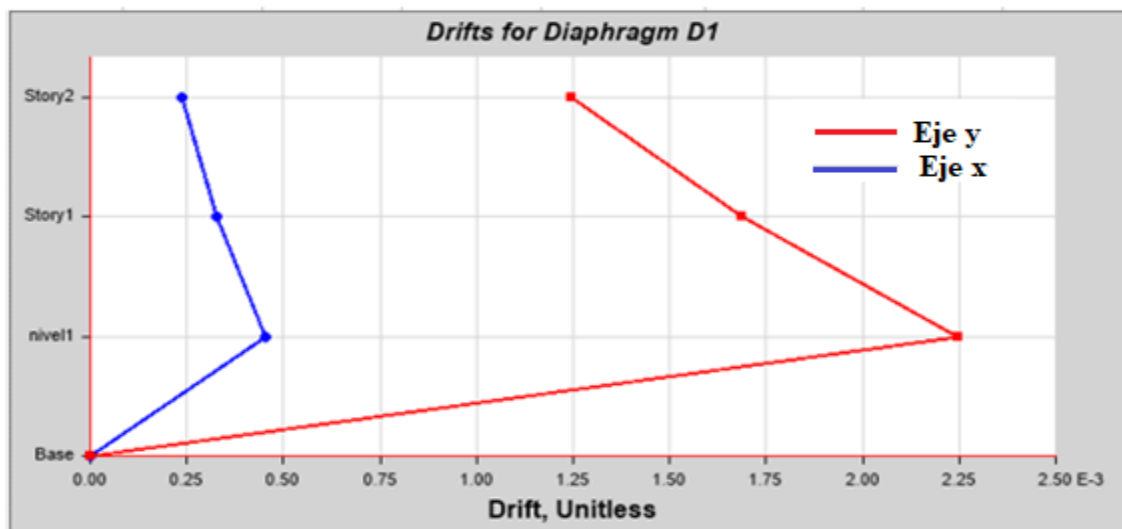
Se graficaron los desplazamientos y derivas laterales para el espectro de diseño Y. Se pudo constatar que, en este eje existía un mayor desplazamiento lateral que el eje adyacente. La diferencia de desplazamientos es notable. Así mismo, se pudo observar que el primer nivel se mueve en dirección contraria a los otros dos.

Figura 106. Desplazamiento lateral debido a espectro de diseño en Y



Fuente: (Etabs, 2019)

Figura 107. Derivas laterales debido a espectro de diseño en Y



Fuente: (Etabs, 2019)

### 7.13 Revisión de marco rígido

Para comprobar que los resultados provenientes del software sean correctos, se procedió a verificar el marco rígido más solicitado, el cual se mencionó en el apartado de proceso iterativo. Por ello, en los cuadros inferiores se expone un resumen de los chequeos más importantes que rigen este sistema estructural.

#### 7.10.1 Revisión de viga – W18X50

- Solicitaciones

**Cuadro 45. Cargas últimas en viga de SMF**

Carga	Valor
Mu	193.60 kip*ft
Vu	34.92 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Compacidad

Se observó que tanto los patines como el alma del patín de la viga son sísmicamente compactos, lo cual indica que no fallarán por pandeo local. Se puede observar en el cuadro inferior que el código el requisito de esbeltez del código ASIC 341-16 es mucho más exigente que AISC 360-16.

**Cuadro 46. Revisión de compacidad para viga de SMF**

Pandeo local AISC 360-16		
Esbeltez	Relación	Chequeo
Esbeltez en patines	6.6/9.2	O.K.
Esbeltez en Alma	56.2/90.6	O.K.
Pandeo local AISC 341-16		
Esbeltez	Relación	Chequeo
Esbeltez en patines	6.6/7.4	O.K.
Esbeltez en alma	56.18/59.01	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Longitud no arriostrada

A través de este chequeo se determinó que el arriostramiento lateral que se había diseñado inicialmente (L/4) no cumplía con los requisitos para mantener la viga en la zona de flexión 1, por lo cual se modificó el arriostramiento lateral a L/8, como se puede observar abajo. Este será suministrado a través de bracones y las vigas secundarias perpendiculares.

**Cuadro 47. Longitudes no arriostradas de viga SMF**

Aspecto	Magnitud
Longitud no arriostrada	0.94 m (L/8)
Longitud sin arriostrar máxima	2.10 m
Cb	1.11
Lp	1.78 m
Lr	5.17 m

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad a flexión

La capacidad a flexión fue una de las mayores demandas sobre el marco rígido, debido a que representó un 50% de capacidad de la viga. Sin embargo, esto indica que la estructura, puede estar preparada para sobrecargas, sin mayor problema.

**Cuadro 48. Revisión de capacidad de flexión para viga de SMF**

Aspecto	Magnitud
$\phi_b M_n$	378.75 kip*ft
Mu	193.60 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.51
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Chequeo a corte

Las fuerzas cortantes que se generaron sobre la viga son considerables, ya que usualmente son mayores las sollicitaciones por flexión. Sin embargo, esto se debió al largo considerable de la viga, 7.50 m, lo cual propicia un mayor incremento de fuerzas cortantes.



- Dirección de pandeo

Fue importante la revisión de pandeo, ya que debido a las condiciones de las columnas en marcos rígidos estas no cuentan con restricciones laterales que acorten su longitud efectiva.

Se observó que la esbeltez en el eje fuerte de la columna (X) tuvo una menor esbeltez que su eje menor. Por tanto, se determinó que la dirección de pandeo sería sobre el eje Y.

**Cuadro 52. Análisis de dirección de pandeo para columna de SMF**

<b>Largos efectivos de columna</b>	<b>Magnitud</b>
Lx	3m
Ly	3m
<b>Coefficientes de longitud efectiva</b>	<b>Magnitud</b>
Kx	2.48
Ky	1.00
<b>Esbelteces</b>	<b>Magnitud</b>
Eje X	31.18
Eje Y	39.34
<b>Dirección de pandeo</b>	<b>Respecto al eje Y</b>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad axial

Para la revisión de demanda axial, se observó que el incremento de carga sísmica no fue significativo, ya que únicamente aumento en 1% la sollicitación sobre la columna.

**Cuadro 53. Revisión de capacidad axial para columna de SMF**

<b>Aspecto</b>	<b>Magnitud</b>
$\phi_b P_n$	2246.49 kip
Pu (sin amplificación sísmica)	143.63 kip
Demanda/Capacidad	0.06
Pu (con amplificación sísmica)	157.25
Demanda/Capacidad	0.07
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Longitud no arriostrada

Se comprobó que la columna no entraba un rango de pandeo torsional elástico, debido a su zona de pandeo 2. Con lo cual, se evita que la columna desarrolle rótulas plásticas.

**Cuadro 54. Análisis de longitud no arriostrada para columna de SMF**

Aspecto	Magnitud
Longitud no arriostrada	2.59 m
$L_p$	1.78 m
$L_r$	5.17m
Zona de pandeo	2

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad a flexión en el eje fuerte

Se observó que, en el eje fuerte la columna tuvo su mayor demanda axial, sin embargo, esta no llega incluso a la mitad de la capacidad de la columna.

**Cuadro 55. Revisión de capacidad a flexión de columna de SMF**

Aspecto	Magnitud
$\phi_b M_{nx}$	326.39 kip*ft
$M_{ux}$	138 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.42
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad a flexión en el eje débil

Se observó que, en el eje débil la columna no sufrió una sollicitación considerable. Esto indica que, la columna trabajó mayormente en su eje fuerte.

**Cuadro 56 Revisión de capacidad a flexión en el eje débil para columna de SMF**

Aspecto	Magnitud
$\phi_b M_{ny}$	446.25 kip*ft
$M_{uy}$	8.97 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.02
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Relación de esfuerzos combinados de compresión y flexión

Se observó que la suma de relaciones entre esfuerzos de compresión y flexión fue menor al 50%, lo que indicó una sollicitación de esfuerzos de flexo compresión manejable para la columna.

**Cuadro 57. Relación compresión/flexión para columna de SMF**

<b>Relación compresión/flexión</b>	0.475
------------------------------------	-------

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Chequeo de columna fuerte / viga débil

Finalmente, se chequeó satisfactoriamente la premisa de columna fuerte / viga débil, a través de la relación entre la suma de momentos probables en las vigas con la de las columnas. Teniendo una relación mayor a 1. Cabe mencionar que, este chequeo incluyó solo una viga, debido a que el marco se encuentra en un extremo de la estructura.

**Cuadro 58. Análisis de columna fuerte y viga débil para SMF**

<b>Momentos probables en columnas</b>	<b>Magnitud</b>
Mpc1 (columna superior)	1885 kip*ft
Mpc2 (columna inferior)	1919 kip*ft
Mpc (momento total)	3804 kip*ft
<b>Momentos probables en vigas</b>	<b>Magnitud</b>
Mpb1	0 kip*ft
Mpb2	598.98 kip*ft
Mpb (momento total)	598.98 kip*ft
<b>Relación columna/Viga</b>	6.35
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Por tanto, debido a los chequeos que se han expuesto arriba, se constató que el marco arriostrado excéntricamente más sollicitado de la estructura cumplió con los requisitos impuestos por AISC 341-16 y AISC 360-16.

## 7.14 Revisión de marco excéntricos

Para comprobar que los resultados provenientes del software sean correctos, se procedió a verificar el marco excéntrico más solicitado, el cual se mencionó en el apartado de proceso iterativo. Por ello, en los cuadros inferiores, se expone un resumen de los chequeos más importantes que rigen este sistema estructural.

### 7.14.1 Revisión de enlace – W16X40

- Solicitaciones

**Cuadro 59. Solicitaciones últimas sobre enlace de EBF**

Carga	Valor
Pu	41.35 kip
Mu	51.03 kip*ft
Vu	29.53 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Compacidad

Se comprobó la correcta compacidad tanto de patines como del alma, que conforma el enlace. Se determinó que el alma es la más probable al pandeo local, debido a su cercanía con el límite de esbeltez permitido.

**Cuadro 60. Revisión de compacidad para enlace de EBF**

Pandeo Local AISC 341-16		
Esbeltez	Relación	Chequeo
Esbeltez en patines	6.93/7.41	O.K.
Esbeltez en alma	46.51/59.56	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Resistencia del enlace

Este fue uno de los chequeos más importantes, debido a que la función del marco excéntrico es provocar que el enlace trabajara por corte, lo cual se produjo satisfactoriamente.

Se pudo apreciar que la fluencia por flexión es muy cercana a la fluencia por corte. Por ello, se comprobó que el tamaño del link fue el adecuado, ya que este está relacionado directamente con que se desarrolle la fluencia por corte.

**Cuadro 61. Análisis de fluencia sobre enlace de EBF**

<b>Fluencia por corte</b>	
Py	424.8 kip
Vp	98.75 kip
<b>Fluencia por flexión</b>	
Mp	102.69 kip
<b>Estado de fluencia</b>	Fluencia por corte

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- **Chequeo a corte**

Se observó que la capacidad a corte, proveniente de la fluencia por corte, fue capaz de resistir la sollicitación de fuerzas cortantes en el enlace.

**Cuadro 62. Revisión de corte sobre enlace de EBF**

<b>Aspecto</b>	<b>Magnitud</b>
$\phi bV_n$	88.88 kip*ft
Vu	29.53 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.33
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- **Rigidizadores**

Se determinó que se necesitarán al menos 5 rigidizadores a lo largo del enlace. Debido a que la relación  $e*V_p/M_p$  fue menor a 5. Con ello, se evitará que los patines del enlace estén propensos a pandearse.

**Cuadro 63. Detalle de rigidizadores sobre enlace de EBF**

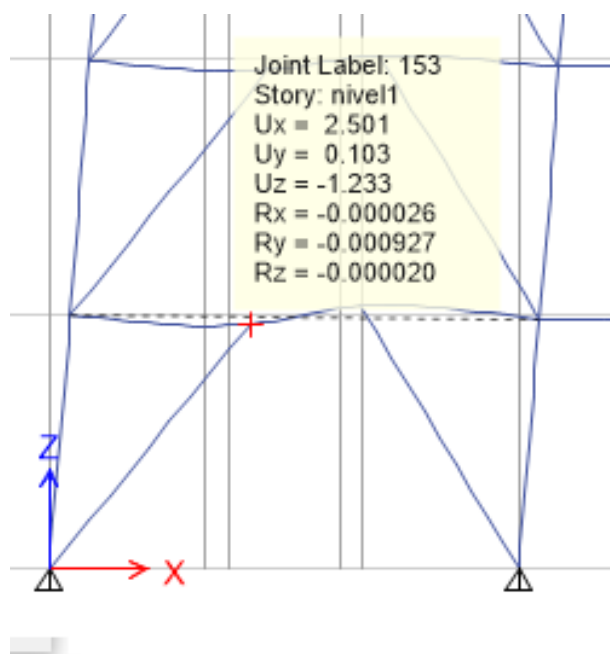
<b>Grosor mínimo</b>	3/8 in
<b>Separación necesaria</b>	31.5 cm

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- **Rotación del enlace**

Para la verificación de la rotación del enlace, se determinó que combinación de cargas provoca la mayor de estas, como se observa en la figura de abajo.

Figura 108. Máxima rotación del enlace



Fuente: (Etabs, 2016)

Finalmente, se constató que la rotación estaba dentro del rango permitido por AISC 341-16. Por tanto, la deriva post-elástica máxima era aceptable.

Cuadro 64. Análisis de derivas del enlace para EBF

Aspecto	Magnitud
Deriva elástica máxima	0.000927 rad
Deriva post-elástica máxima	0.0037 rad
Rotación del enlace	0.016 rad
Rotación máxima	0.061 rad
Chequeo	O.K.

• Fuente: (Elaboración propia, 2019)

• Chequeo a flexión

Finalmente, se chequeó satisfactoriamente la capacidad a flexión. A través de ello, se pudo observar una mayor relación demanda/capacidad a corte.

**Cuadro 65. Revisión de capacidad a flexión para enlace de EBF**

Aspecto	Magnitud
$\phi bM_n$	197.1 kip*ft
Mu	51.03 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.26
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

#### 7.14.2 Revisión de viga soporte – W16X26

Se determinó que la viga soporte era adecuada para resistir las fuerzas de compresión a las cuales está sujeta. Así mismo, se determinó que se pandeará inelásticamente.

- Pandeo

**Cuadro 66. Revisión de pandeo para viga soporte de EBF**

Aspecto	Magnitud
Lb (longitud sin arriostrar de viga principal)	1.833 m
Ls	0.938 m
Esbeltez máxima	32.95
Estado de pandeo	Pandeo inelástico

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad axial

**Cuadro 67. Revisión de capacidad axial para viga soporte de EBF**

Aspecto	Magnitud
Pbr	5.088 kip
$\phi P_n$	235 kip
Demanda/Capacidad	0.021
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

### 7.14.3 Revisión de viga – W16X40

- Solicitaciones

**Cuadro 68. Solicitaciones últimas sobre viga de EBF**

Carga	Valor
Mu	14.23 kip*ft
Vu	25.49 kip
Pu	40.70 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Compacidad

**Cuadro 69. Revisión de compacidad para viga de EBF**

Aspecto	Magnitud
Lb	2.1m
Kx	1
Ky	1
Esbeltez máxima	45.97
Estado de pandeo	Pandeo inelástico

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Resistencia a flexión

Se observó que el momento con amplificación sísmica, provocó que la columna llegara casi a su totalidad de capacidad de flexión. Sin embargo, contrasta con la demanda de momento sin amplificación, la cual es mínima.

**Cuadro 70. Revisión de capacidad a flexión para viga de EBF**

Aspecto	Magnitud
$\phi M_n$	197.1 kip*ft
Mu	14.23 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.07
Mu (con amplificación sísmica)	184.2
Demanda/Capacidad	0.93
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Longitud no arriostrada

Se determinó que la distancia elegida entre las vigas de soporte, fue correcta. Debido a que, la longitud sin arriostrar es muy cercana, pero inferior a la longitud  $L_p$ . Por lo cual, la viga entró en la zona de flexión 1, propiciado un pandeo inelástico.

**Cuadro 71. Longitud no arriostrada para viga de EBF**

Aspecto	Magnitud
$L_b$	1.833m
$L_p$	1.992
Zona de flexión	1

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Chequeo a corte

Finalmente, se comprobó que la capacidad a corte de la viga resistía las fuerzas cortantes a las cuales estaba demandada.

**Cuadro 72. Revisión a corte para viga de EBF**

Aspecto	Magnitud
$\phi_b V_n$	146.40 kip*ft
$V_u$	25.49 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.17
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

#### 7.14.4 Revisión de Arriostre – 10X39

- Solicitaciones

**Cuadro 73. Solicitaciones últimas sobre arriostre de EBF**

Carga	Valor
$P_u$	81.30 kip
$M_u$	0 kip*ft

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Compacidad

Se observó que la esbeltez del alma estaba muy cercana al límite, lo cual indicó un aprovechamiento de la geometría del perfil. Así mismo, se observó el arriostre fallaría por pandeo inelástico, lo cual refleja la capacidad de este para soportar cargas axiales.

**Cuadro 74. Revisión de compacidad para arriostre de EBF**

<b>Pandeo Local AISC 341-16</b>		
<b>Esbeltez</b>	<b>Relación</b>	<b>Chequeo</b>
Esbeltez en patines	7.54/9.27	O.K.
Esbeltez en alma	46.1/48.2	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 75. Longitud no arriostrada para arriostre de EBF**

<b>Aspecto</b>	<b>Magnitud</b>
Long. Arriostre	3.66 m
Lba	3.11 m
K <sub>x</sub>	1
K <sub>y</sub>	1
Esbeltez máxima	61.89
Estado de pandeo	Pandeo inelástico

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad axial

Se observó que la demanda axial con amplificación sísmica, provocó una sollicitación casi al límite de la capacidad a flexión del arriostre.

**Cuadro 76. Revisión de capacidad axial de arriostre para EBF**

<b>Aspecto</b>	<b>Magnitud</b>
$\phi_a P_n$	304.55 kip
Pu (sin amplificación sísmica)	81.30 kip
Demanda/Capacidad	0.267
Pu (con amplificación sísmica)	283.74 kip
Demanda/Capacidad	0.932
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

#### 7.14.5 Revisión de Columna – 18X175

- Solicitaciones

**Cuadro 77. Solicitaciones últimas sobre columna de EBF**

Carga	Valor
Pu	17.16 kip
Mu	23.56 kip*ft

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

#### Compacidad

**Cuadro 78. Revisión de compacidad de columna para EBF**

Pandeo Local AISC 341-16		
Esbeltez	Relación	Chequeo
Esbeltez en patines	3.585/9.27	O.K.
Esbeltez en alma	46.51/59.98	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Longitud efectiva

Para el chequeo de longitud efectiva, se restó el peralte de la viga principal. Por lo cual, la longitud efectiva de la columna disminuyó. Sin embargo, se determinó que esta entraba en una zona de flexión 1, lo cual indica falla por pandeo inelástico.

**Cuadro 79. Análisis de longitud efectiva para columna de EBF**

Aspecto	Magnitud
Long. Efectiva de columna	2.59 m
Lp	3.50 m
Lr	19.49 m
Zona de flexión	1
Kx	1
Ky	1
Esbeltez máxima	36.98
Estado de pandeo	Pandeo inelástico

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad axial

Se observó una demanda axial pequeña. Sin embargo, la sollicitación axial amplificada fue considerable, ya que elevó la relación demanda/capacidad hasta el 50%.

**Cuadro 80. Revisión de capacidad axial de columna para EBF**

Aspecto	Magnitud
$\phi_c P_n$	1547 kip
Pu (sin amplificación sísmica)	17.16 kip
Demanda/Capacidad	0.011
Pu (con amplificación sísmica)	776.46
Demanda/Capacidad	0.501
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad a flexión

Se observó que la demanda de flexión fue mínima a comparación de la capacidad que posee la columna.

**Cuadro 81. Revisión de capacidad a flexión para columna de EBF.**

Aspecto	Magnitud
$\phi_c M_n$	1075 kip*ft
Mu	23.56 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.022
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Relación de esfuerzos combinados de compresión y flexión

Debido a que la demanda a flexión fue muy baja a comparación de la demanda axial, la relación compresión/flexión fue pequeña.

**Cuadro 82. Relación entre esfuerzos de compresión y flexión en columna de EBF**

<b>Relación compresión/flexión</b>	0.016
------------------------------------	-------

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Por tanto, debido a los chequeos que se han expuesto arriba, se constató que el marco arriostrado excéntricamente más sollicitado de la estructura cumplió con los requisitos impuestos por AISC 341-16 y AISC 360-16.

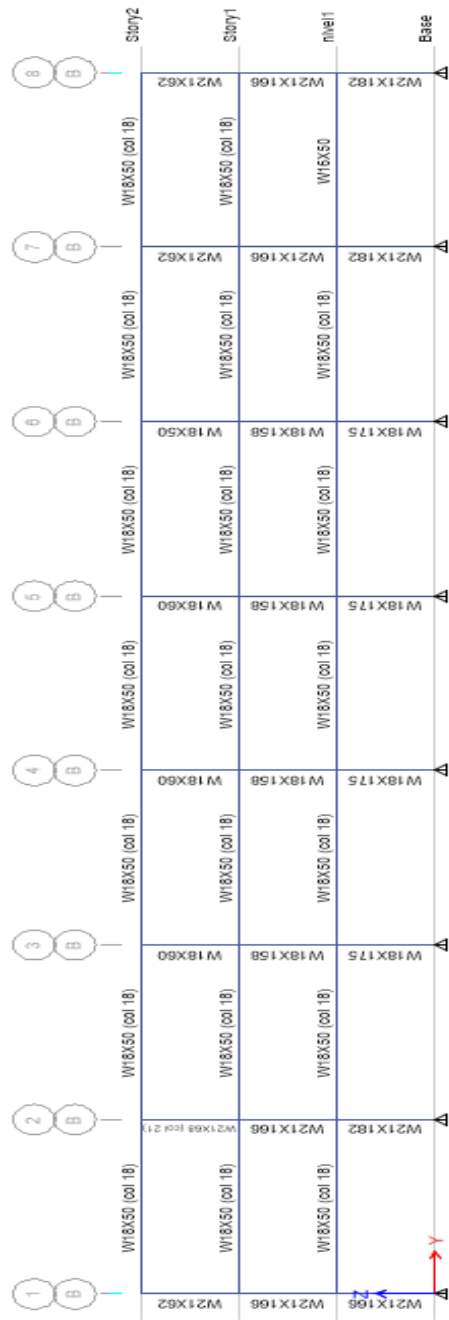
## 7.15 Estructura final

Figura 109. Configuración final para marcos rígidos en el eje corto



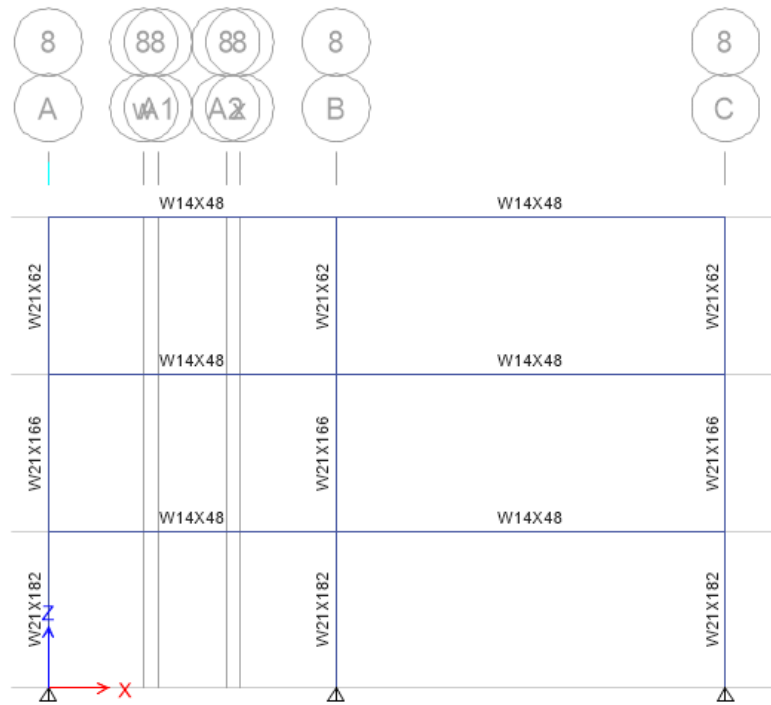
Fuente: (Etabs, 2019)

Figura 109. Configuración final para marcos rígidos en el eje largo



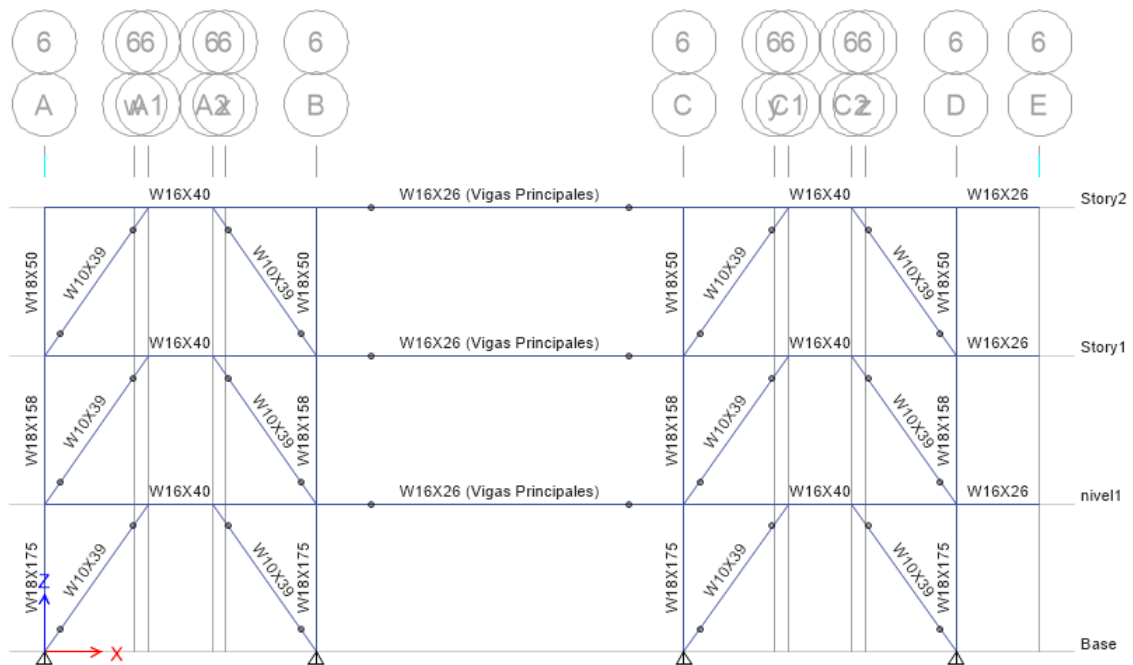
Fuente: (Etabs, 2019)

Figura 110. Configuración final para marcos rígidos en el eje corto



Fuente: (Etabs, 2019)

Figura 111. Configuración final para marcos excéntricos



Fuente: (Etabs, 2019)

## 7.16 Análisis de posibles variaciones al modelo

A pesar que se diseñó correctamente la estructura, es importante analizar las posibles variaciones que se pueden tomar en cuenta si se desea optimizar esta. Por ello, se mencionarán algunos aspectos estructurales interesantes:

- Variación de vigas principales articuladas EBF, a través del análisis de sección compuesta y la variación de distintos grados de acero estructural

Debido a que el sistema de resistencia lateral de la estructura, a través de marcos arriostrados excéntricamente, se articuló la viga principal del pasillo central, debido a que esta no forma parte de este sistema. Como se ilustra en la figura inferior.

Sin embargo, el cálculo de esta viga, se realizó sin tomar en cuenta la colaboración de los conectores a corte y la losacero, con el fin de analizar dicha viga como una viga con sección compuesta.

Por ello, en el cuadro inferior se exponen los resultados de analizar dicha viga como sección compuesta, además de variar el grado de acero estructural con el cual están elaboradas.

**Cuadro 83. Comparación de características mecánicas de viga compuesta articulada EBF con variaciones de acero estructural**

Grado de acero est.	A992	A36	A572 G42	A501 GB
ID Vigüeta	Viga articulada EBF	Viga articulada EBF	Viga articulada EBF	Viga articulada EBF
Sección	W16X26	W16X26	W16X26	W16X26
Longitud	7.45 m	7.45 m	7.45 m	7.45 m
Momento último	163.39 kip*ft	163.39 kip*ft	163.39 kip*ft	163.39 kip*ft
$\Phi M_n$ (sec. compuesta)	289.26 kip*ft	211.19 kip*ft	244.93 kip*ft	289.26 kip*ft
$\Phi M_n$ (viga acero)	166.00 kip*ft	166.00 kip*ft	166.00 kip*ft	166.00 kip*ft
Aumento de capacidad	74.25 %	27.22 %	47.55 %	74.25 %
Deflexión máxima (viga acero)	0.88 in	0.88 in	0.88 in	0.88 in
Deflexión máxima (sec. compuesta)	0.27 in	0.26 in	0.26 in	0.27 in
C	268.80 kip	193.54 kip	225.79 kip	268.80 kip

Grado de acero	A992	A36	A572	A501
<b>A</b>	1.44 in	1.04 in	1.21 in	1.44 in
<b>Qn</b>	17.23 kip	15.37 kip	15.90 kip	18.56 kip
<b>Cantidad de conectores</b>	16.00	13.00	15.00	15.00
<b>Separación</b>	24.00 in	24.00 in	24.00 in	24.00 in
<b>Inercia (sec compuesta)</b>	691.38 in <sup>4</sup>	707.39 in <sup>4</sup>	706.49 in <sup>4</sup>	693.56 in <sup>4</sup>
<b>Inercia (viga acero)</b>	301.00 in <sup>4</sup>	301.00 in <sup>4</sup>	301.00 in <sup>4</sup>	301.00 in <sup>4</sup>
<b>Yena</b>	12.46 in	12.56 in	12.59 in	12.48 in
<b>Corte último</b>	3.93 kip	3.93 kip	3.93 kip	3.93 kip
<b>ΦVu (viga acero)</b>	106.00 kip	106.00 kip	106.00 kip	106.00 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Se observó el cumplimiento de la capacidad mecánica de la viga, sin el análisis de esta como sección compuesta. Sin embargo, al adicionar conectores de corte a la losacero para convertir la sección en compuesta, se determinó que la capacidad a flexión compuesta es más del doble de la capacidad nominal, lo cual es un gran beneficio, debido a que las deflexiones que se generarán serán la tercera parte de lo que serían si fuera una sección normal. Este hecho, brindará mayor confianza a los usuarios. Ya que, desde un punto de vista estructural, se percibirán menores vibraciones en el parqueo.

Por otro lado, el cambio del grado de acero estructural en la viga, demostró que entre menor sea el esfuerzo de fluencia del acero, menor será su capacidad a flexión. Sin embargo, se observó una disminución en la cantidad de conectores a corte necesarios, debido a una disminución de la capacidad a corte de los conectores y la capacidad nominal de estos. Debido a que depende tanto del esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ), como del esfuerzo de tensión ( $F_u$ ).

Por tanto, es viable utilizar grados de acero más bajos que el utilizado (A992) en esta clase de vigas, así como convertir esta en secciones compuestas para aumentar su capacidad a flexión.

Finalmente, se encontró el perfil que cumple eficientemente el chequeo a flexión, analizándola como una sección compuesta. Dichos resultados, se ilustran en la figura inferior.

Cuadro 84. Comparación de alternativa de viga articulada EBF

Grado de Acero Estructural	A992	A992
ID Vigüeta	Viga articulada EBF	Viga articulada EBF
Sección	W16X26	W12X19
Longitud	7.45 m	7.45 m
Momento último	163.39 kip*ft	163.39 kip*ft
$\Phi M_n$ (sec. compuesta)	289.26 kip*ft	176.13 kip*ft
$\Phi M_n$ (viga acero)	166.00 kip*ft	92.60 kip*ft
Aumento de capacidad	74.25 %	90.20 %
Deflexión máxima (viga acero)	0.88 in	0.88 in
Deflexión máxima (sec. compuesta)	0.27 in	0.54 in
C	268.80 kip	194.95 kip
a	1.44 in	1.04 in
Q <sub>n</sub>	17.23 kip	17.23 kip
Cantidad de conectores	16.00	12.00
Separación	24.00 in	24.00 in
Inercia (sec. compuesta)	691.38 in <sup>4</sup>	343.12 in <sup>4</sup>
Inercia (viga acero)	301.00 in <sup>4</sup>	130.00 in <sup>4</sup>
Y <sub>ena</sub>	12.46 in	10.14 in
Corte último	3.93 kip	3.93 kip
$\Phi V_u$ (viga acero)	106.00 kip	85.70 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Variación del grado de acero estructural en vigas de SMF.

Se analizaron distintos grados de acero estructural en la viga principal de los marcos rígidos, más demandada en el eje largo de la estructura. Con ello, se observó que la capacidad axial y a flexión del elemento, vario ascendentemente a medida que el esfuerzo de fluencia del acero estructural aumentaba. Como se ilustra en el cuadro inferior.

**Cuadro 85. Variación del grado de acero estructural en vigas de SMF**

<b>Grado de acero</b>	<b>Acero A992</b>	<b>Acero A36</b>	<b>Acero A572 Gr.42</b>	<b>Acero A913 Gr.70</b>
<b>Fy</b>	50 ksi	36 ksi	42 ksi	42 ksi
<b>Fu</b>	65 ksi	58 ksi	60 ksi	70 ksi
<b>Ry</b>	1.1	1.5	1.1	1.1
<b>Pu</b>	32.98 kip	32.98 kip	32.98 kip	32.98 kip
<b>ΦPy</b>	727.5 kip	714.2 kip	611.15 kip	1018.71 kip
<b>Mu</b>	193.6 kip*ft	193.6 kip*ft	193.6 kip*ft	193.6 kip*ft
<b>ΦMn</b>	378.75 kip*ft	272.7 kip*ft	318.15 kip*ft	530.25 kip*ft

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Así mismo, se compararon los chequeos de compacidad altamente dúctil que dicta el código AISC 341-16, tanto para patines como del alma, de la viga, como se ilustra en el cuadro inferior.

Se observó que, los aceros de grados menores de fluencia presentaban rangos menores de compacidad, por lo cual la relación entre anchos y espesores de sus elementos no fue crítica. Sin embargo, en los aceros de altos grados de fluencia, este chequeo fue crítico e inclusive indicador de un cambio de sección, véase el acero A913 Gr.70.

**Cuadro 86. Comparación de compacidad en patines y alma de viga de SMF con diferentes grados de acero estructural**

	Patines		alma	
<b>Acero A992</b>	$\lambda$	6.6	$\lambda$	56.18
	$\lambda$ alta ductilidad	7.35	$\lambda$ alta ductilidad	56.23
	Chequeo	O.K.	Chequeo	O.K.
<b>Acero A36</b>	$\lambda$	6.6	$\lambda$	56.18
	$\lambda$ alta ductilidad	7.41	$\lambda$ alta ductilidad	56.69
	Chequeo	O.K.	Chequeo	O.K.
<b>Acero A572 Gr.42</b>	$\lambda$	6.6	$\lambda$	56.18
	$\lambda$ alta ductilidad	8.017	$\lambda$ alta ductilidad	60.78
	Chequeo	O.K.	Chequeo	O.K.
<b>Acero A913 Gr.70</b>	$\lambda$	6.6	$\lambda$	56.18
	$\lambda$ alta ductilidad	6.21	$\lambda$ alta ductilidad	48.2
	Chequeo	NO O.K.	Chequeo	NO O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Así mismo, se compararon las longitudes no arriostradas en las vigas, como se expone en el cuadro inferior. Se determinó una longitud no arriostrada lateralmente mayor para aceros de menor fluencia. Lo cual indica que, esta clase de acero (A36 y A992 son una mejor opción para estas vigas.

**Cuadro 87. Comparación de longitudes no arriostradas en viga de SMF con diferentes grados de acero estructural**

Grado de acero estructural	Acero A992	Acero A36	Acero A572 Gr.42	Acero A913 Gr.70
<b>Lb</b>	0.938 m	0.938 m	0.938 m	0.938 m
<b>Lb max</b>	2.1 m	2.14 m	2.5 m	1.5 m
<b>Lp</b>	1.78 m	2.096 m	1.94 m	1.503 m
<b>Lr</b>	5.17 m	6.39 m	5.78 m	4.22 m
<b>Zona</b>	1	1	1	1

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Análisis de viga principal de SMF como sección compuesta

Se comparó, la viga del marco rígido más demandado del eje largo de la estructura, contra su similar en sección compuesta, a través del uso de conectores a corte con losacero, como se expone en el cuadro inferior.

Se observó una disminución en el peso de la sección propuesta, comparada con la sección original. Así mismo, la capacidad a flexión de la viga principal en un 65%. Finalmente, la deflexión máxima se redujo casi en un tercio.

Por tanto, se determinó la viabilidad de analizar la viga principal de un marco rígido, como una viga con sección compuesta.

**Cuadro 88. Comparación entre viga alternativa y viga principal de SMF**

<b>ID Vigüeta</b>	<b>Viga principal</b>	<b>Viga principal</b>
Sección	<b>W18X50</b>	<b>W16X26</b>
Longitud	7.50 m	7.50 m
Momento último	193.60 kip*ft	193.60 kip*ft
$\Phi M_n$ (sec. compuesta)	577.60 kip*ft	289.36 kip*ft
$\Phi M_n$ (viga acero)	379.00 kip*ft	166.00 kip*ft
Aumento de capacidad	52.40 %	74.31 %
Deflexión máxima (viga acero)	0.31 in	0.31 in
Deflexión máxima (sec. Compuesta)	0.12 in	0.28 in
C	412.42 kip	268.80 kip
a	2.19 in	1.43 in
Q <sub>n</sub>	17.23 kip	17.23 kip
Cantidad de conectores	24.00	16.00
Separación	24.00 in	24.00 in
Inercia (sec. compuesta)	1537.21 in <sup>4</sup>	691.72 in <sup>4</sup>
Inercia (viga acero)	800.00 in <sup>4</sup>	301.00 in <sup>4</sup>
Y <sub>ena</sub>	13.25 in	12.46 in
Corte último	3.96 kip	3.96 kip
$\Phi v_u$ (viga acero)	192.00 kip	106.00 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 7.17 Características espaciales de la estructura

- Peso de la estructura por nivel

**Cuadro 89. Peso de la estructura por nivel**

Nivel	Área ( $m^2$ )	Carga muerta (ton)	Carga viva (ton)
Nivel 1	937	326	232.32
Nivel 2	937	339	232.32
Nivel 3	937	346	232.32
Totales	2811	1031	696.96

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Peso de la estructura por metro cuadrado

**Cuadro 90. Peso de la estructura por metro cuadrado**

Peso por ( $m^2$ ) a partir del peso propio	0.367 ton/ $m^2$ o 367 kgf/ $m^2$
Peso por ( $m^2$ ) a partir del peso propio y la carga viva (estacionamiento lleno)	0.614 ton/ $m^2$ o 614 kgf/ $m^2$

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Celdas de estacionamiento por metro cuadrado

**Cuadro 91. Metros cuadrados por estacionamiento**

Nivel	Área ( $m^2$ )	Cantidad de estacionamientos
Nivel 1	937	33
Nivel 2	937	33
Nivel 3	937	33
Totales	2811	99
28.39 $m^2$ por estacionamiento		

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

---

## Alternativa estructural de estacionamiento “Split-Level”

---

Con el objetivo de proponer una estructura alternativa a la diseñada en el capítulo anterior de este documento, se utilizarán muros de corte de concreto armado, con el fin de observar posibles cambios en el comportamiento de la estructura, además de utilizar elementos estructurales que aporten rigidez a la estructura, siendo estos compatibles con sistemas estructurales de acero.

### 8.1 Cargas actuantes sobre la estructura

**Cuadro 92 Cargas gravitacionales que se ejercen sobre la estructura**

Carga	Denominación	Magnitud
Mortero de nivelación de 2cm	Muerta	48 ( $kgf/m^2$ )
Instalaciones eléctricas	Muerta	35 ( $kgf/m^2$ )
Fachada de ladrillo cerámico con grout de 1.5m	Muerta (perimetral)	405 ( $kgf/m$ )
Estacionamiento liviano	Viva	250 ( $kgf/m^2$ )
Ceniza volcánica (5cm)	Ambiental	85 ( $kgf/m^2$ )
Lluvia (10 cm)	Ambiental	100 ( $kgf/m^2$ )

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 8.2 Especificaciones de elementos estructurales

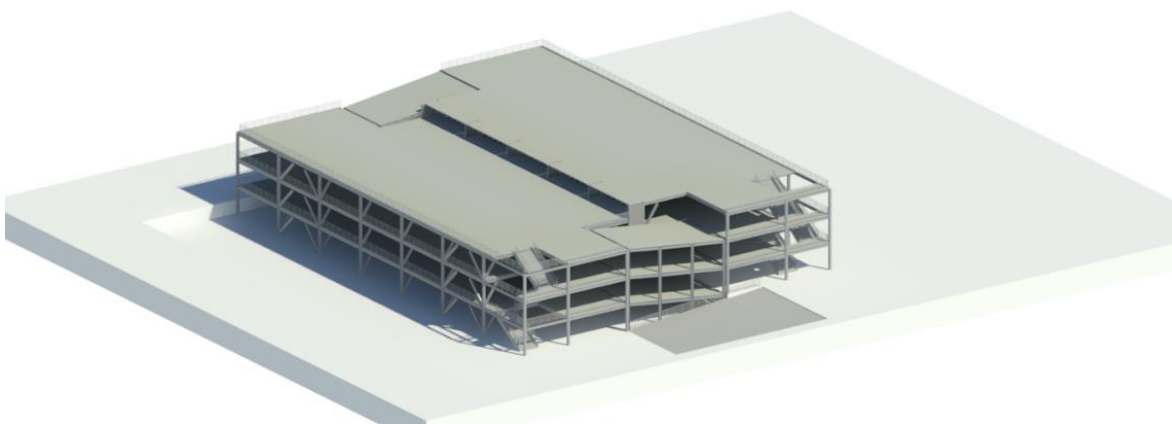
**Cuadro 94. Especificaciones de materiales estructurales**

Elemento estructural	Especificación
Losa de concreto encima de lámina troquelada	Concreto con resistencia a la compresión a los 28 días de 4ksi.  Electro malla soldada 6in X 6in calibre 3/3 grado 70.
Lámina troquelada (metal deck)	Lámina galvanizada de acuerdo a la norma ASTM A-653 grado 37 (37 ksi)
Vigas secundarias	Perfiles tipo W, Acero A992
Vigas principales	Perfiles tipo W, Acero A992
Columnas	Perfiles tipo W, Acero A992
Riostras	Perfiles tipo W, Acero A992
Muros de concreto armado	Concreto con resistencia a la compresión a los 28 días de 5ksi.
Varillas de acero	Acero Corrugado con resistencia a la fluencia de 60ksi.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

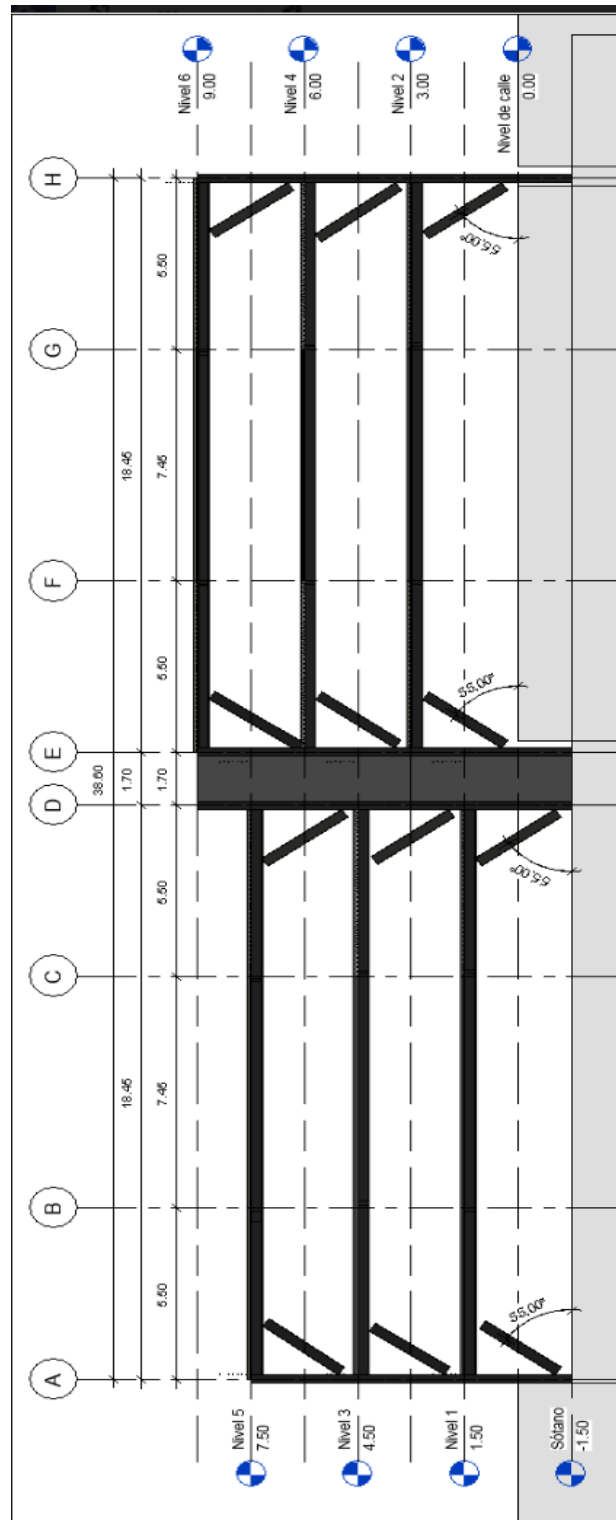
## 8.3 Dimensiones de la estructura

**Figura 112. Vista isométrica de estructura alterna**



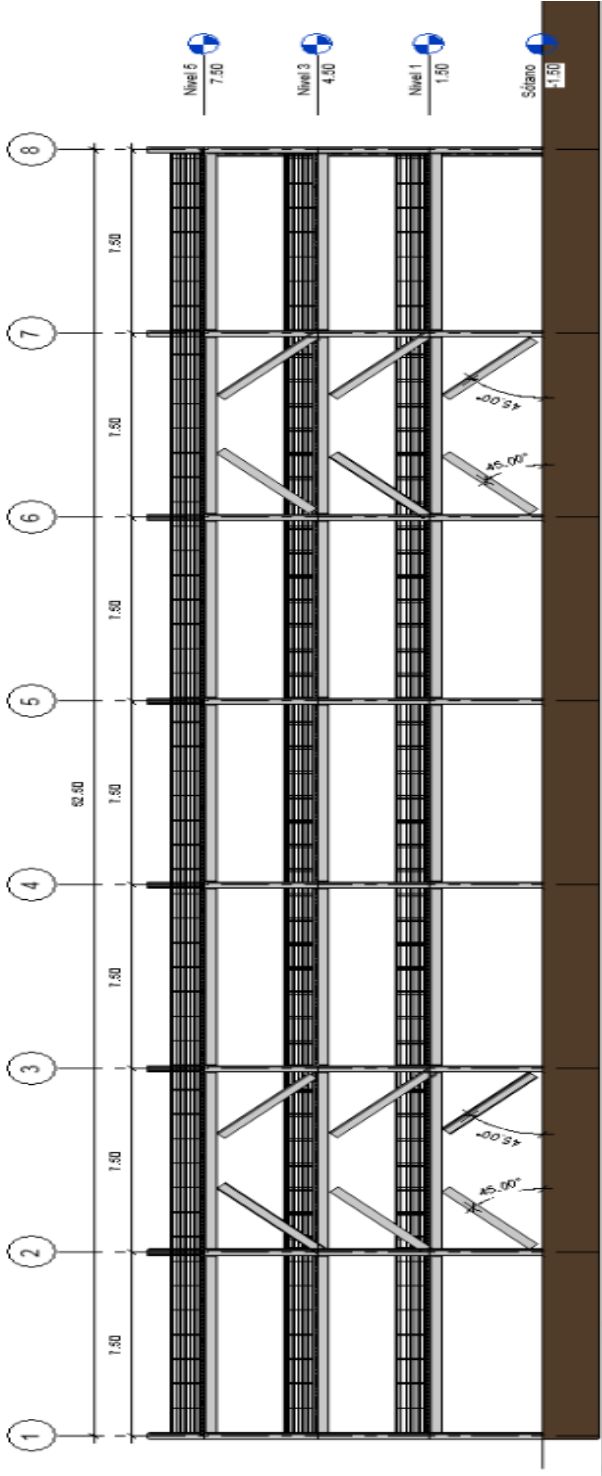
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 113. Vista en elevación de estructura alterna



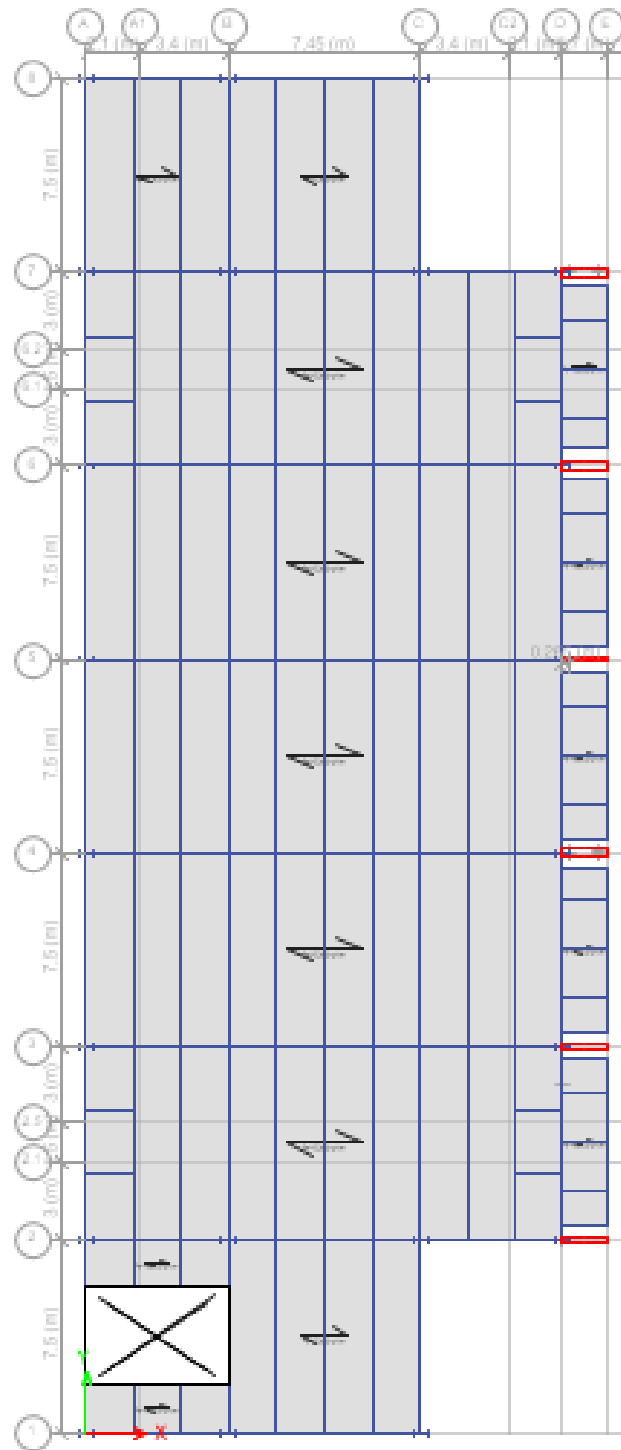
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 114. Vista en perfil de estructura alterna



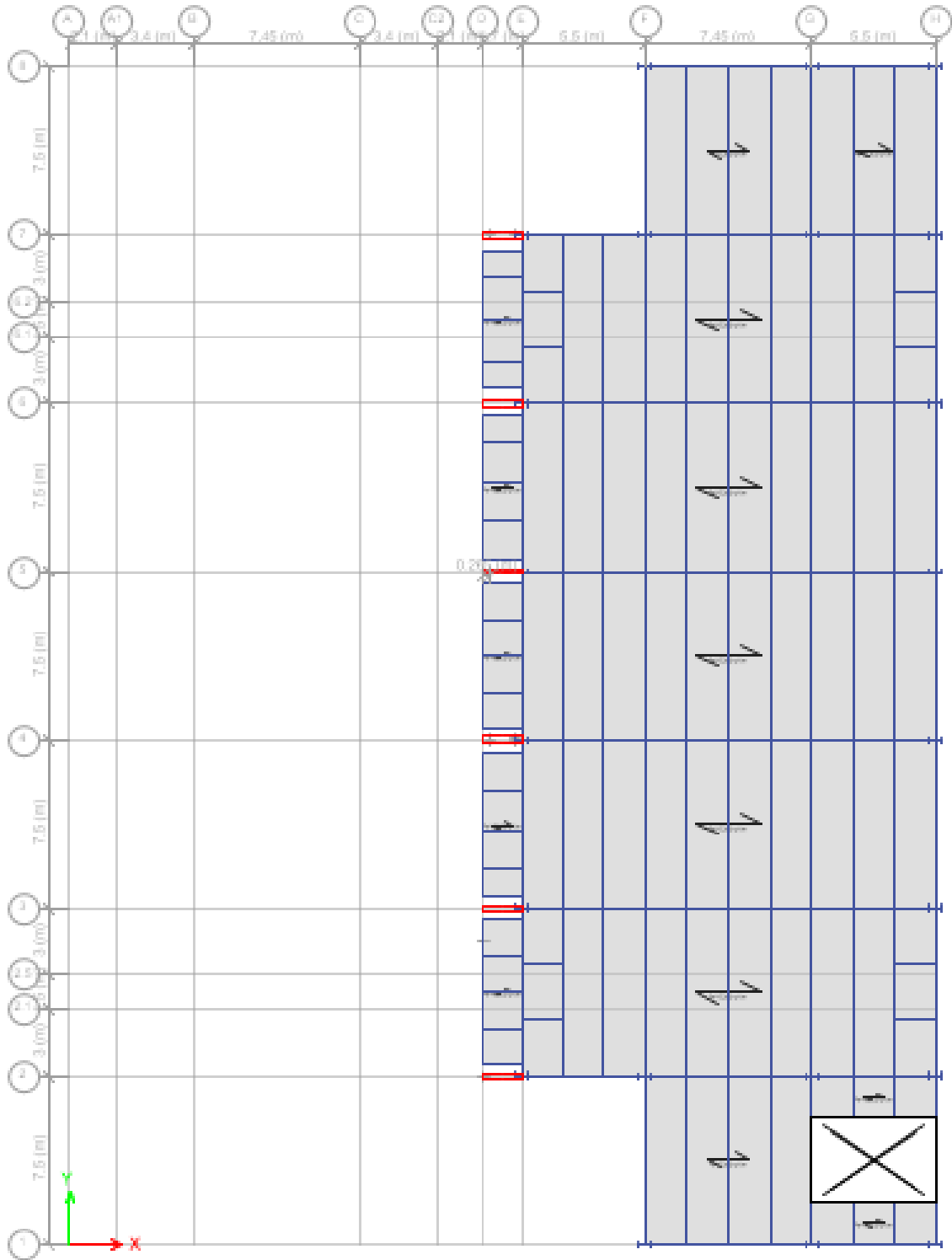
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 115. Vista en planta de torre 1 en estructura alterna



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 116. Vista en planta de torre 2 en estructura alterna



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 8.4 Parámetros sísmicos

A continuación, se describen los parámetros sísmicos necesarios que establece AGIES para la construcción de un espectro de respuesta de diseño. Sin embargo, para el diseño de estructuras de acero, de acuerdo al código de diseño AISC 341-16 es necesario adaptar algunos de estos factores para construir un espectro de diseño de acuerdo al código ASCE 7-16 (procedimientos que se ha detallado en el capítulo 5 de este documento). Por ello, se listan todos los factores de ambos códigos con ese fin.

**Cuadro 95. Parámetros sísmicos para la Ciudad de Guatemala**

<b>Ubicación</b>	
Municipio	Guatemala
Departamento	Guatemala
<b>Parámetros de acuerdo a ubicación e importancia de la misma</b>	
Io	4.20
Scr	1.50g
S1r	0.55g
Clase de obra	Ordinaria
Nivel de protección sísmica	D
Probabilidad de excedencia	10% en 50 años
<b>Clase de sitio y parámetros de calibración de este</b>	
Clase de Sitio	D
Fa	1.00
Fv	1.70
Kd	0.66
<b>Parámetros de ajuste por intensidades sísmicas especiales</b>	
Scs	1.50g
SMS	1.50g
SDS	1.00g
S1s	0.935g
S1	0.55g
SM1	0.935g
SD1	0.623g
<b>Períodos de vibración de transición</b>	
Ts	0.623s
To	0.125s

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 8.5 Espectro genérico sobre la dirección “X” y “Y”

Una de las variantes en esta propuesta, es el uso de muros de corte de concreto armado sobre el eje “X”, por lo cual fue necesario utilizar distintos parámetros sísmicos sobre este eje. Cabe resaltar que, un sistema estructural de acero que contemple muros de concreto armado, sin importar su grado de ductilidad, no está previsto en las normativas vigentes, debido a que es un sistema poco convencional dentro de las estructuras de acero.

Por ello, se decidió utilizar los parámetros sísmicos de un sistema estructural de muros estructurales de concreto armado de alta ductilidad, debido a que se contempla que estos tomen el 100% de las cargas sísmicas de la estructura sobre este eje. Por eso mismo, no se consideró como un sistema dual.

Por otro lado, en el eje “Y” se decidió utilizar marcos arriostrados excéntricamente. A continuación, se exponen los parámetros específicos de cada sistema estructural utilizado.

**Cuadro 96. Parámetros específicos del sistema estructural E2**

Sistema estructural	E2, sistema de muros estructurales de concreto armado de alta ductilidad
R	6.00
$\Omega_r$	2.50
Cd	5.00
P	1.00

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 97. Parámetros específicos del sistema estructural E3**

Sistema estructural	E3, sistema de marcos de acero estructural con tramos arriostrados excéntricamente
R	8.00
$\Omega_r$	2.00
Cd	4.00
P	1.00

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 8.6 Diseño de lámina troquelada

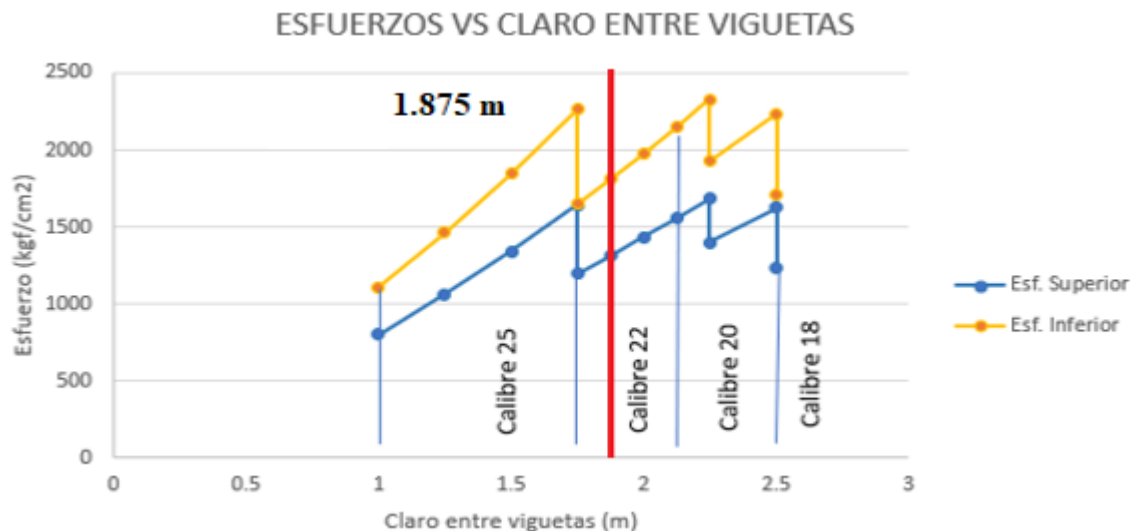
Para el proceso de diseño de las láminas troqueladas, se ha utilizado el mismo criterio que se ha expuesto en el capítulo anterior. Por ello, debido a que las cargas gobernantes son muy cercanas, se diseñó la losacero y el entrepiso con la carga de la cubierta, a manera de simplificar el proceso de cálculo. Cabe mencionar que, si estas hubieran diferido significativamente, el proceso de diseño se tendría que realizar por separado.

Posteriormente, se seleccionó la lámina de losacero para la combinación de carga gobernante, mencionada en el capítulo anterior. Para este fin, se utilizó la gráfica que se expone abajo, la cual corresponde al chequeo más crítico para la selección de la losacero en función de la luz entre viguetas. Por ello es la manera más rápida y adecuada de seleccionar esta.

Cabe mencionar que, en este nuevo diseño, se orientaron todas las viguetas en sentido perpendicular a las vigas principales, por lo cual se ha utilizado para el proceso de cálculo una separación entre apoyos de 1.87m, el cual es el mismo utilizado en la estructura anterior.

Por tanto, se decidió utilizar una lámina troquelada: Perfil 15 – Calibre 22.

Figura 117. Comparación de esfuerzos producidos por el peso propio de losacero más concreto de diferentes calibres de lámina



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Cuadro 98. Comparación de esfuerzos producidos por el peso propio de losacero más 6cm de concreto de diferentes calibres de lámina

Esfuerzo Permitido	2078 kgf/cm <sup>2</sup>					
Lámina	Claro (m)	Momento (kgf/cm <sup>2</sup> )	f superior (kgf/cm <sup>2</sup> )	D/C (%)	f inferior (kgf/cm <sup>2</sup> )	D/C (%)
Perfil 15 - Calibre 24	1	9688	803.28	38.66	1107	53.28
	1.25	12790	1061	51.04	1462	70.36
	1.5	16170	1341	64.53	1848	88.94
	1.75	19820	1644	79.105	2266	109.03
Perfil 15 - Calibre 22	1.75	19940	1195	57.49	1648	79.3
	<b>1.875</b>	<b>21880</b>	<b>1311</b>	<b>63.1</b>	<b>1809</b>	<b>87.04</b>
	2	23900	1432	68.91	1975	95.054
	2.125	25980	1557	74.92	2148	103
	2.25	28140	1686	81.14	2326	111.91
Perfil 15 - Calibre 20	2.25	28270	1398	67.27	1928	92.786
	2.5	32810	1623	78.09	2238	107.71
Perfil 15 - Calibre 18	2.5	33130	1237	59.52	1707	82.13

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 8.7 Diseño de vigas secundarias

Para el diseño de las vigas secundarias se orientaron todas estas en dirección perpendicular a las vigas principales, ya que no se utilizaron columnas, como apoyos intermedios, por lo cual las vigas principales debían cubrir una luz de 18.45m.

Por otro lado, se decidió utilizar vigas de acero compuestas a través de conectores a corte, para las vigas secundarias en dirección vertical, utilizando lámina troquelada con 6 pulgadas de concreto.

Finalmente, se decidió aislar los módulos de voladizos, para simplificar su análisis, debido a que su lugar original sería ocupado por muros de corte de concreto armado. Para ello, las vigas secundarias se diseñaron sin conectores a corte, ya que estos no encajan con la posición de estas y la lámina troquelada. A continuación, se exponen las características de las vigas diseñadas.

**Cuadro 99. Características estructurales de vigas secundarias compuestas**

<b>Sección</b>	<b>14X22</b>
<b>Longitud</b>	7.50 m
<b>Momento último</b>	79.54 kip*ft
<b><math>\Phi M_n</math> (sec. compuesta)</b>	222.12 kip*ft
<b><math>\Phi M_n</math> (viga acero)</b>	125.00 kip*ft
<b>Aumento de capacidad</b>	77.70 %
<b>Deflexión máxima (viga acero)</b>	0.95 in
<b>Deflexión máxima (sec. compuesta)</b>	0.39 in
<b>C</b>	227.15 kip
<b>a</b>	1.21 in
<b><math>Q_n</math></b>	17.23 kip
<b>Cantidad de conectores necesarios</b>	14
<b>Conectores que se ajustan a la viga</b>	17.00
<b>Separación</b>	45.75 cm
<b>Inercia (sec. compuesta)</b>	483.77 in <sup>4</sup>
<b>Inercia (viga acero)</b>	199.00 in <sup>4</sup>
<b>Corte último</b>	3.94 kip
<b><math>\Phi V_u</math> (viga acero)</b>	94.80 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Cuadro 100. Chequeo de flexión de vigas en voladizo

Longitud	1.70m
Longitud	5.58 ft
E	29000 ksi
Fy	50 ksi
Perfil Propuesto	W14X22
Peso Propio	22 lbf/ft
Fy	50 ksi
carga última	1.047 kip/ft
Momento Máximo + peso propio	30 kip*ft
Lb	1.86 ft
Cb	1 ft
Lp	3.67 ft
Lr	10.4 ft
Zona	1 ft
Zx	33.2 in <sup>3</sup>
Ixx	199 in <sup>4</sup>
Sx	29 in <sup>3</sup>
r <sub>ts</sub>	1.27 in
Jc	0.208 in <sup>4</sup>
h <sub>o</sub>	13.4 in
BF	7.14 kip
$\Phi M_{px}$	125 Kip*ft
F <sub>cr</sub>	933.46 ksi
$\Phi M_n$	125 Kip*ft
Capacidad a tomar en cta	125 Kip*ft
Chequeo de flexión	SÍ CUMPLE
Demanda/Capacidad	24.25%

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 101. Chequeo de corte de vigas en voladizo**

<b>Kdes</b>	0.735
<b>d</b>	13.7 in
<b>tw</b>	0.23 in
<b>Aw</b>	3.15 in <sup>2</sup>
<b>h/tw</b>	53.3
	53.95
<b>Chequeo de condición</b>	Cumple condición
<b><math>h=(d-2-Kdes)</math></b>	12.23 in
<b>Vu</b>	5.84 kip
<b><math>\Phi Vn</math></b>	94.53 kip
<b>Demanda/Capacidad</b>	6.18 %
<b>Chequeo de corte</b>	<b>SÍ CUMPLE</b>

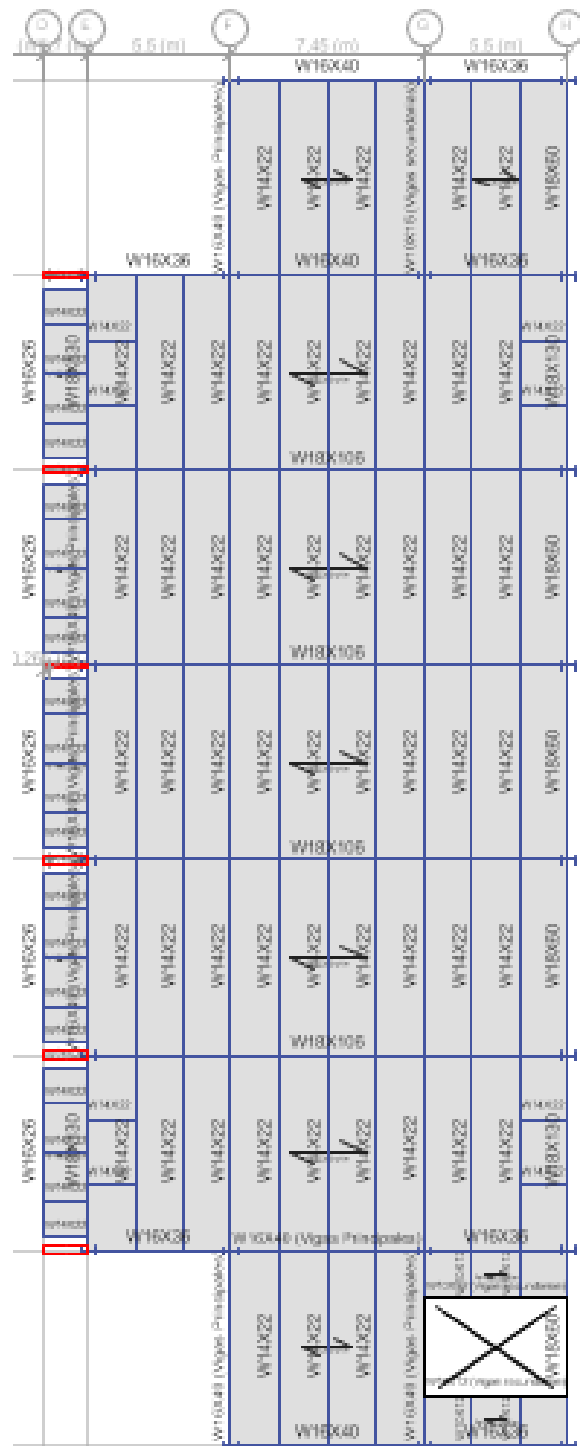
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 102 Chequeo de deflexiones en vigas en voladizo**

<b>Deflexión real</b>	0.018 in
<b>Deflexión permitida</b>	0.28 in
<b>Chequeo de deflexión</b>	<b>SÍ CUMPLE</b>
<b>Demanda/Capacidad</b>	4.80 %

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 118. Vista en planta de vigas secundarias diseñadas



Fuente: (Etabs, 2019)

## 8.8 Diseño de marcos gravitacionales

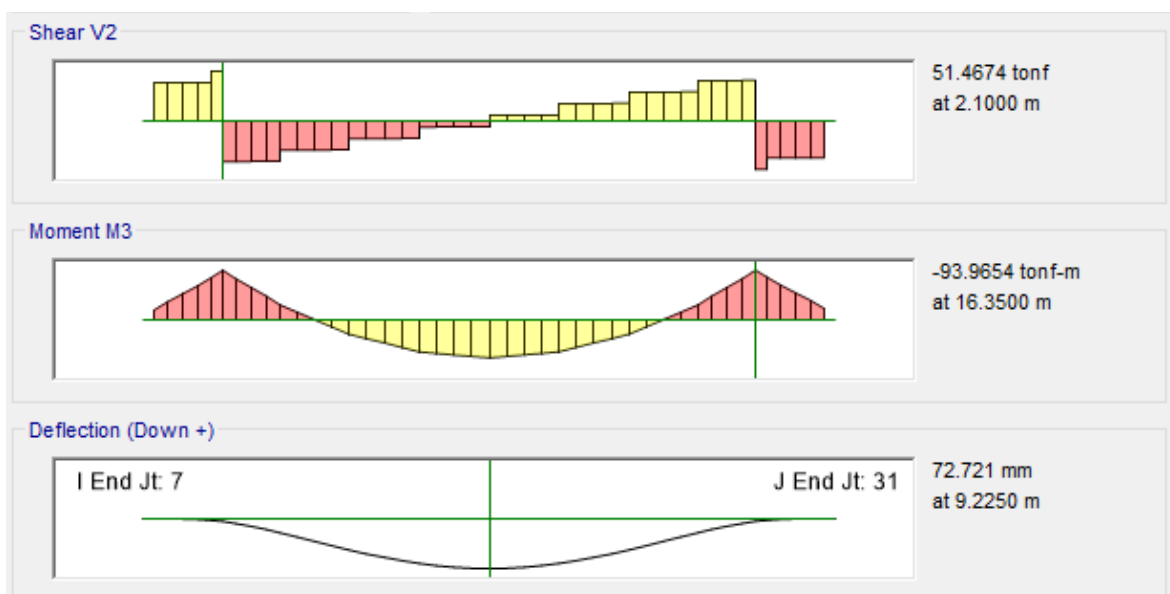
Con el objetivo de proponer un nuevo concepto estructural del estacionamiento, se decidió eliminar las columnas intermedias y dejar únicamente columnas en los extremos de cada marco, en el eje “X”. El propósito de esta decisión fue proporcionar mayor espacio de circulación vehicular.

Por ello, se decidió colocar riostras articuladas en los extremos de los marcos gravitacionales, con el fin de fungir como apoyos articulados, para reducir los momentos que desarrollaría la viga, la cual al ser tan larga, experimentaría momentos considerables.

Es importante destacar que, los marcos sobre el eje “X”, se diseñaron con el supuesto de no resistir fuerzas sísmicas, ya que esta tarea la cumplirían los muros de concreto armado.

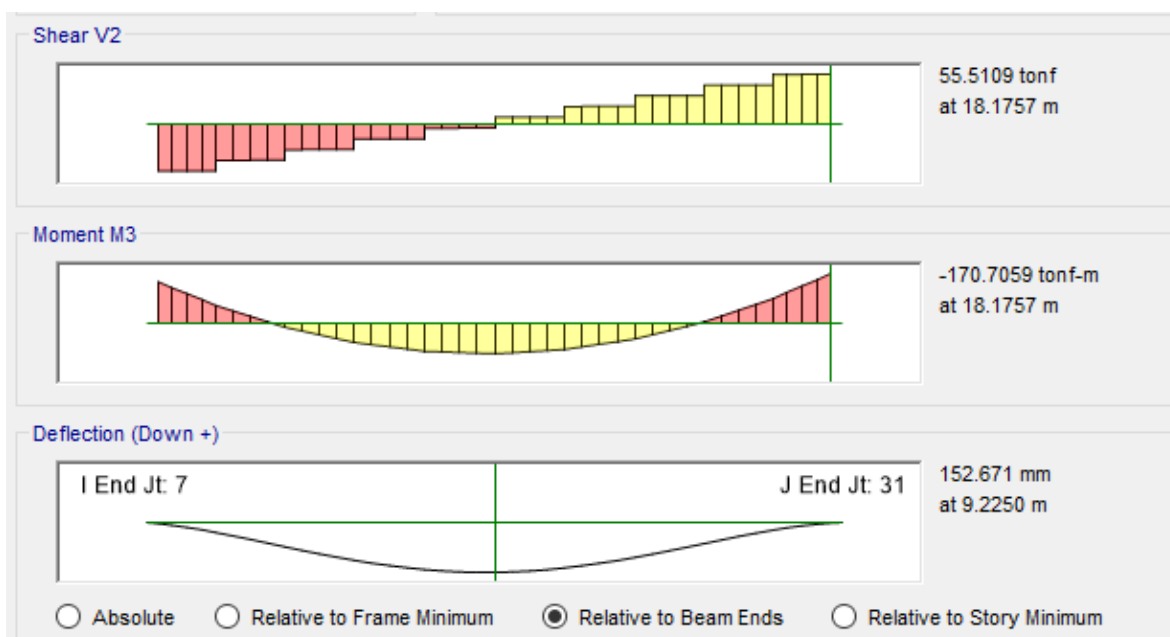
A continuación, se exponen los resultados del diseño de marcos gravitacionales.

Figura 119. Solicitaciones en vigas principales apoyadas sobre riostras



Fuente: (Etabs, 2019)

Figura 120. Solicitaciones en vigas principales sin apoyo sobre riostras



Fuente: (Etabs, 2019)

Se puede apreciar en las dos imágenes anteriores, una disminución considerable en los momentos flectores de las vigas principales. Esto se debe al uso de riostras, utilizadas como apoyos intermedios. Cabe destacar que estas, cumplen con aspectos únicamente gravitacionales, más no de disipación de energía sísmica.

Por otro lado, las deflexiones que se desarrollaron en la primera clase de vigas poseen un límite de  $L/240$ , sin embargo, la segunda clase de vigas excede el criterio de deflexiones anterior, desarrollando deflexiones con más del doble de desplazamiento vertical, que la primera.

Finalmente, se comparó el uso de acero A992 y A36 para el uso de las vigas principales. Por ello, se observó mejores características de resistencia y servicio para la primera, sin embargo, a pesar de poseer un valor económico más alto, se eligió usar esta, ya que el perfil que se adecúa a las solicitaciones antes mencionadas, posee menor peso.

A continuación, se exponen los resultados encontrados para las vigas principales.

**Cuadro 103. Incremento en solicitaciones envigas principales con y sin riostras**

Clase de Condición	Mu (tonf*m)	Vu (tonf)	Deflexión actuante (mm)
W18X106 con riostras	93.96	51.47	72.72
W18X106 sin riostras	170.71	55.51	152.67
Incremento en solicitaciones	80.96%	7.50%	110%

Fuente: (Etabs, 2019)

**Cuadro 104. Características mecánicas con acero A992 y A36**

Clase de Viga	$\Phi M_n$ (tonf*m)	$\Phi V_n$ (tonf)	Deflexión permisible (mm)
W18X106 (Acero A992)	119.25	150.14	72.70
W18X130 (Acero A36)	108.27	108.27	72.70

Fuente: (Etabs, 2019)

Por otro lado, se diseñaron las columnas y riostras, teniendo en cuenta solicitaciones únicamente provenientes de cargas gravitacionales. A continuación, se exponen los resultados de diseño.

**Cuadro 105. Características mecánicas y solicitaciones de columnas en torre 1**

Nivel	Perfil	Vu (tonf)	$\Phi V_n$ (tonf)	Mu (tonf*m)	$\Phi M_n$ (tonf*m)	Pu (tonf)	$\Phi P_n$ (tonf)
3	W 21X93	3.58	170.48	6.19	114.58	32.67	451.79
2	W 21X122	1.06	177.07	2.47	159.17	-25.95	673.03
1	W 21X147	1.52	216.53	3.81	193.38	-88.25	812.35

Fuente: (Etabs, 2019)

**Cuadro 106. Características mecánicas y solicitaciones de columnas en torre 2**

Nivel	Perfil	Vu (tonf)	$\Phi V_n$ (tonf)	Mu (tonf*m)	$\Phi M_n$ (tonf*m)	Pu (tonf)	$\Phi P_n$ (tonf)
3	W 21X93	3.90	170.48	6.47	114.58	32.73	451.79
2	W 21X122	12.12	177.07	27.60	159.17	-29.56	673.03
1	W 21X147	3.90	216.53	57.30	193.38	-179.49	812.35

Fuente: (Etabs, 2019)

Cuadro 107. Características mecánicas y solicitaciones en riostras

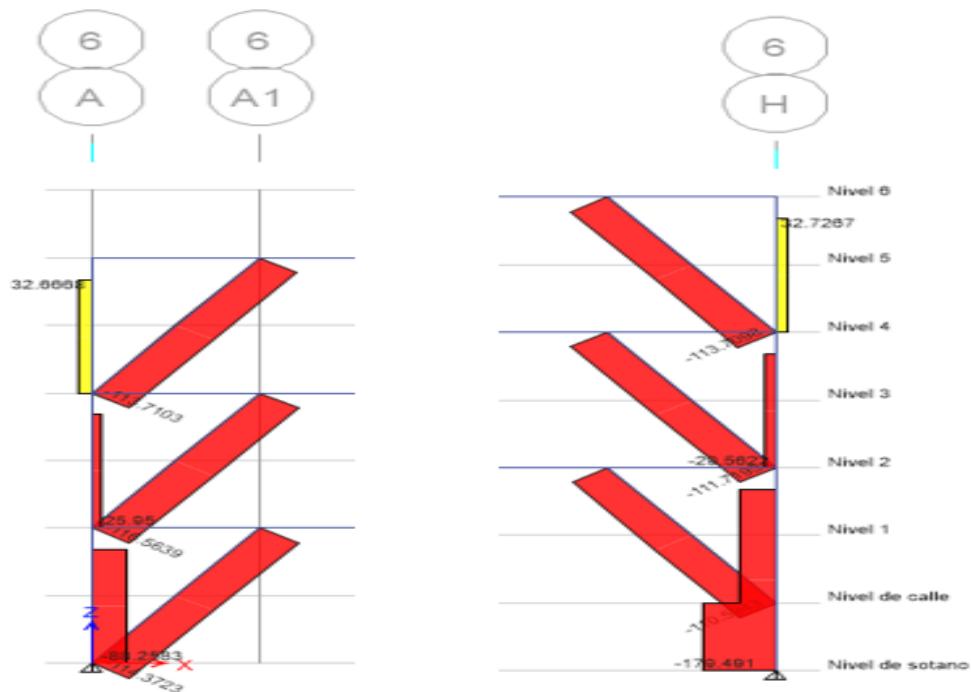
Perfil	Vu (tonf)	$\Phi V_n$ (tonf)	Mu (tonf*m)	$\Phi M_n$ (tonf*m)	Pu (tonf)	$\Phi P_n$ (tonf)
W 10X33	-0.062	38.39	0.0567	20.11	-114.37	132.43

Fuente: (Etabs, 2019)

Se pudo observar que, a pesar que las columnas cumplen con las condiciones de resistencia, estas no cumplieron con el chequeo de columna fuerte – viga débil, sin embargo, al ser marcos únicamente gravitacionales, las normas no exigen este chequeo, ya que este es necesario en marcos que se diseñen con propósitos sísmicos, como lo son marcos especiales resistentes a momento.

En la figura inferior, se exponen las solicitaciones de carga axial gravitacional provenientes del análisis gravitacional. Se pudo observar un incremento carga axial en las columnas inferiores de la torre 2, ya que estas poseían en el primer tercio de su altura una conexión con una riostra, la cual transmitió su fuerza axial a la columna, provocando un incremento significativo de carga axial.

Figura 121. Solicitaciones de carga axial gravitacional en columnas y riostras laterales de torre 1 y 2



Fuente: (Etabs, 2019)

## 8.9 Diseño de marcos excéntricos

Para comprobar que los resultados provenientes del software fueron correctos, se procedió a verificar el marco excéntrico más solicitado- Por ello, en los cuadros inferiores, se expone un resumen de los chequeos más importantes que rigen este sistema estructural.

### 7.14.1 Revisión de enlace – W18X130

- Solicitaciones

**Cuadro 108. Solicitaciones últimas sobre enlace de EBF**

Carga	Valor
Pu	10.01 kip
Mu	69.29 kip*ft
Vu	14.71 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Compacidad

Se comprobó la correcta compacidad tanto de patines como del alma, que conforma el enlace. Se determinó que los patines son más probables al pandeo local, debido a su cercanía con el límite de esbeltez permitido.

**Cuadro 109. Revisión de compacidad para enlace de EBF**

Pandeo Local AISC 341-16		
Esbeltez	Relación	Chequeo
Esbeltez en patines	6.67/7.35	O.K.
Esbeltez en alma	54.05/59.01	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Resistencia del enlace

Este fue uno de los chequeos más importantes, debido a que la función del marco excéntrico es provocar que el enlace trabajara por corte, lo cual se produjo satisfactoriamente.

Se pudo apreciar que la fluencia por flexión es muy cercana a la fluencia por corte. Por ello, se comprobó que el tamaño del link fue el adecuado, ya que este está relacionado directamente con que se desarrolle la fluencia por corte.

**Cuadro 110. Análisis de fluencia sobre enlace de EBF**

<b>Fluencia por corte</b>	
Py	2101 kip
Vp	339.7 kip
<b>Fluencia por flexión</b>	
Mp	1208 kip
<b>Estado de fluencia</b>	Fluencia por corte

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- **Chequeo a corte**

Se observó que la capacidad a corte, proveniente de la fluencia por corte, fue capaz de resistir la sollicitación de fuerzas cortantes en el enlace.

**Cuadro 111. Revisión de corte sobre enlace de EBF**

<b>Aspecto</b>	<b>Magnitud</b>
$\phi bV_n$	305.72 kip*ft
Vu	14.71 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.05
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- **Rigidizadores**

Se determinó que se necesitarán al menos 3 rigidizadores a lo largo del enlace. Con ello, se evitará que los patines del enlace estén propensos a pandearse.

**Cuadro 112. Detalle de rigidizadores sobre enlace de EBF**

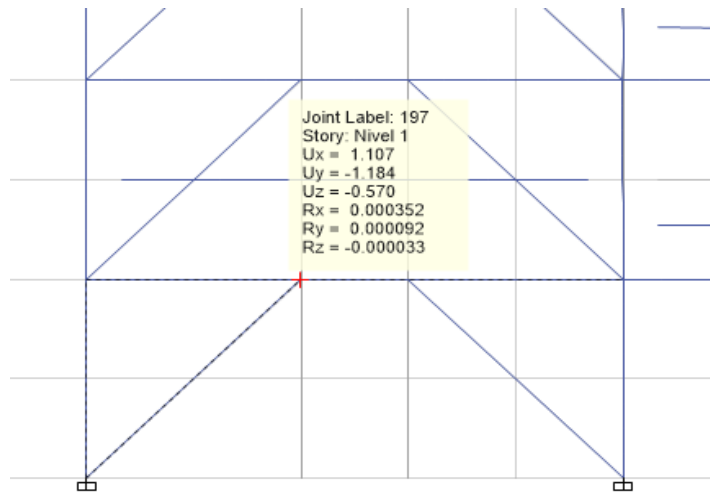
<b>Grosor mínimo</b>	3/8 in
<b>Separación necesaria</b>	95 cm

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- **Rotación del enlace**

Para la verificación de la rotación del enlace, se determinó que combinación de cargas provoca la mayor de estas, como se observa en la figura de abajo.

Figura 122. Máxima rotación del enlace en EBF



Fuente: (Etabs, 2016)

Finalmente, se constató que la rotación estaba dentro del rango permitido por AISC 341-16. Por tanto, la deriva post-elástica máxima era aceptable.

Cuadro 113 Análisis de derivas del enlace para EBF

Aspecto	Magnitud
Deriva elástica máxima	0.000352 rad
Deriva post-elástica máxima	0.0014 rad
Rotación del enlace	0.007 rad
Rotación máxima	0.08 rad
Chequeo	O.K.

- Fuente: (Elaboración propia, 2019)
- Chequeo a flexión

Cuadro 114. Revisión de capacidad a flexión para enlace de EBF

Aspecto	Magnitud
$\phi_b M_n$	1088 kip*ft
$M_u$	69.29 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.057
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

### 7.14.3 Revisión de viga – W18X130

- Solicitaciones

**Cuadro 115. Solicitaciones últimas sobre viga de EBF**

Carga	Valor
Mu	85.35 kip*ft
Pu	10.07 kip

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Compacidad

**Cuadro 116. Revisión de compacidad para viga de EBF**

Aspecto	Magnitud
Lb	3.00m
Kx	1
Ky	1
Esbeltez máxima	36.45
Estado de pandeo	Pandeo inelástico

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Resistencia a flexión

Se observó que el momento con amplificación sísmica, provocó que la columna llegara casi a su totalidad de capacidad de flexión. Sin embargo, contrasta con la demanda de momento sin amplificación, la cual es mínima.

**Cuadro 117. Revisión de capacidad a flexión para viga de EBF**

Aspecto	Magnitud
$\phi M_n$	1088 kip*ft
Mu	85.35 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.07
Mu (con amplificación sísmica)	887.5
Demanda/Capacidad	0.82
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Longitud no arriostrada

Se determinó que la distancia elegida entre las vigas de soporte, fue correcta. Debido a que, la longitud sin arriostrar es muy cercana, pero inferior a la longitud  $L_p$ . Por lo cual, la viga entró en la zona de flexión 1, propiciando un pandeo inelástico.

**Cuadro 118. Longitud no arriostrada para viga de EBF**

Aspecto	Magnitud
$L_b$	2.50m
$L_p$	2.91m
Zona de flexión	1

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Chequeo a corte

Finalmente, se comprobó que la capacidad a corte de la viga resistía las fuerzas cortantes a las cuales estaba demandada.

**Cuadro 119. Revisión a corte para viga de EBF**

Aspecto	Magnitud
$\phi_b V_n$	146.40 kip*ft
$V_u$	25.49 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.17
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

#### 7.14.4 Revisión de arriostre – 10X82

Es importante destacar que, en esta alternativa se dio lugar a orientar las riostras a  $45^\circ$ , lo cual provoca una transmisión de carga axial máxima, por ello se aprovechó de mejor manera la capacidad del perfil seleccionado.

- Solicitaciones

**Cuadro 120. Solicitaciones últimas sobre arriostre de EBF**

Carga	Valor
$P_u$	49.81 kip
$M_u$	0 kip*ft

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Compacidad

Se observó que la esbeltez tanto del alma, como de los patines estaban por debajo del límite de esbeltez. Por ello, se observó el arriostre fallaría por pandeo inelástico, lo cual refleja la capacidad de este para soportar cargas axiales.

**Cuadro 121. Revisión de compacidad para arriostre de EBF**

<b>Pandeo Local AISC 341-16</b>		
<b>Esbeltez</b>	<b>Relación</b>	<b>Chequeo</b>
Esbeltez en patines	5.90/9.18	O.K.
Esbeltez en alma	24.03/44.07	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 122. Longitud no arriostrada para arriostre de EBF**

<b>Aspecto</b>	<b>Magnitud</b>
Long. Arriostre	4.24 m
Lba	3.61 m
Kx	1
Ky	1
Esbeltez máxima	57.25
Estado de pandeo	Pandeo inelástico

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad axial

Se observó que la demanda axial con amplificación sísmica, provocó una sollicitación casi al límite de la capacidad a flexión del arriostre.

**Cuadro 123. Revisión de capacidad axial de arriostre para EBF**

<b>Aspecto</b>	<b>Magnitud</b>
$\phi_a P_n$	849.86 kip
Pu (sin amplificación sísmica)	49.81 kip
Demanda/Capacidad	0.267
Pu (con amplificación sísmica)	750.91 kip
Demanda/Capacidad	0.88
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

#### 7.14.5 Revisión de columna – 21X147

- Solicitaciones

**Cuadro 124. Solicitaciones últimas sobre columna de EBF**

Carga	Valor
Pu	308.27 kip
Mu	17.95 kip*ft

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Compacidad

**Cuadro 125. Revisión de compacidad de columna para EBF**

Pandeo Local AISC 341-16		
Esbeltez	Relación	Chequeo
Esbeltez en patines	5.45/9.19	O.K.
Esbeltez en alma	26.11/54.83	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Longitud efectiva

Para el chequeo de longitud efectiva, se restó el peralte de la viga principal. Por lo cual, la longitud efectiva de la columna disminuyó. Sin embargo, se determinó que esta entraba en una zona de flexión 1, lo cual indica falla por pandeo inelástico.

**Cuadro 126. Análisis de longitud efectiva para columna de EBF**

Aspecto	Magnitud
Long. Efectiva de columna	2.51 m
Lp	3.17 m
Lr	11.05 m
Zona de flexión	1
Kx	1
Ky	1
Esbeltez máxima	33.50
Estado de pandeo	Pandeo inelástico

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad axial

Se observó una demanda axial pequeña. Sin embargo, la sollicitación axial amplificada fue considerable, ya que elevó la relación demanda/capacidad hasta el 50%.

**Cuadro 127. Revisión de capacidad axial de columna para EBF**

Aspecto	Magnitud
$\phi_c P_n$	1752 kip
Pu (sin amplificación sísmica)	308.27 kip
Demanda/Capacidad	0.18
Pu (con amplificación sísmica)	852.02
Demanda/Capacidad	0.49
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Capacidad a flexión

Se observó que la demanda de flexión fue mínima a comparación de la capacidad que posee la columna.

**Cuadro 128. Revisión de capacidad a flexión para columna de EBF.**

Aspecto	Magnitud
$\phi_c M_n$	1400 kip*ft
Mu amplificado	46.41 kip*ft
Demanda/Capacidad	0.033
Chequeo	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Relación de esfuerzos combinados de compresión y flexión

Debido a que la demanda a flexión fue muy baja a comparación de la demanda axial, la relación compresión/flexión fue pequeña.

**Cuadro 129. Relación entre esfuerzos de compresión y flexión en columna de EBF**

Relación compresión/flexión	0.075
-----------------------------	-------

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Por tanto, debido a los chequeos que se han expuesto arriba, se constató que el marco arriostrado excéntricamente más sollicitado de la estructura cumplió con los requisitos impuestos por AISC 341-16 y AISC 360-16.

## 8.9 Diseño de muros de corte

Para soportar las fuerzas sísmicas sobre la dirección “X”, se decidió incorporar muros de corte en el interlace de ambas estructuras. Por lo cual, en los cuadros inferiores se exponen los criterios utilizados y los resultados obtenidos para el diseño de los muros de corte.

**Cuadro 130. Características de muro a corte**

Características	Magnitud	Observación
Hw	10.5m	Altura del muro
Lw	1.15m	Longitud del muro
tw	20cm	Espesor del muro
F’c	350kgf/cm <sup>2</sup> (5000psi)	Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días
Fy	4200kgf/cm <sup>2</sup> (60ksi)	Esfuerzo de fluencia del acero estructural

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Para el diseño del muro a corte, se procedió a dividir el muro en 7 partes, por lo cual cada muro sería analizado por separado, para optimizar el diseño del muro en general. Se decidió diseñar el muro del eje “2”.

**Cuadro 131. Área preliminar de acero requerido en muro inferior**

Características	Magnitud	Observación
Mu	107.2845 tonf*m	Momento último en la base del muro
$\Phi$	0.9	Factor de reducción de capacidad a flexión
Fy	4200 kgf/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de fluencia del acero estructural
Lw	1.15 m	Longitud del muro
As	27.42 cm <sup>2</sup>	Área preliminar de acero requerido

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Posteriormente, se decidió diseñar los muros del nivel de calle al nivel “1”, como uno solo, y del nivel “2” al “5” como otro muro. Por ello, se exponen en los cuadros siguientes el arreglo de varillas de acero seleccionadas para cada muro.

**Cuadro 132. Área de acero definida en muro de “nivel de calle” a nivel “1”**

No.	Área (cm2)	Cantidad	Área proporcionada (cm2)
2	0.317	0	0.000
3	0.713	8	5.700
4	1.267	8	10.134
5	1.979	0	0.000
6	2.850	0	0.000
8	5.067	0	0.000
11	9.580	4	38.320
		<b>Total</b>	<b>54.154</b>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Cabe resaltar que, a pesar que en el chequeo preliminar del área de acero, esta era de 27.42 cm<sup>2</sup>, se decidió utilizar una cantidad mayor a esta, debido a que no se alcanzaba a cubrir las solicitudes de los pares “Pu-Mu” provenientes del análisis sísmico.

Para hallar la resultante de las fuerzas de tensión en los muros, se diseñó un arreglo simétrico de varillas de acero, con el fin de simplificar el análisis, tomando solo la mitad de este para dicho propósito.

**Cuadro 133. Resultante de fuerzas de tensión del muro de “nivel de calle” a nivel “1”**

Cantidad	No.	Área (cm2)	Área total (cm2)	X (mm)	Área T * X (cm3)
2	4	3.88	15.52	519.4	805.90
2	11	2.85	31.35	419.2	1314.19
2	4	2.85	11.40	319.1	363.77
2	3	3.88	11.64	232.5	270.56
2	3	0.71	2.14	77.5	16.58
2	0	0.71	0.00	77.5	0.00

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Coordenada de resultante de fuerzas en X=38.47 cm**  
(El origen se supone en el centro del muro de corte)

**Cuadro 134. Área de acero definida en muro de nivel “2” a nivel “5”**

No.	Área (cm2)	Cantidad	Área proporcionada (cm2)
2	0.317	0	0.000
3	0.713	8	5.700
4	1.267	8	10.134
5	1.979	0	0.000
6	2.850	0	0.000
8	5.067	0	0.000
11	9.580	0	0.000
		<b>Total</b>	<b>15.835</b>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 135. Resultante de fuerzas de tensión del muro de “2” a nivel “5”**

Cantidad	No.	Área (cm2)	Área total (cm2)	X (mm)	Área T * X (cm3)
2	4	3.879	15.52	519.40	805.90
2	0	2.85	0.00	419.20	0.00
2	4	2.85	11.40	319.10	363.77
2	3	3.88	11.64	232.50	270.56
2	3	0.71	2.14	77.50	16.58
2	0	0.71	0.00	77.50	0.00

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Coordenada de resultante de fuerzas en X=35.80 cm**

(El origen se supone en el centro del muro de corte)

Posteriormente, se verificó el uso de elementos de borde. Tomando como desplazamiento último 0.01hp, el cual es el criterio utilizado para estructuras de concreto. Sin embargo, a pesar de estar dentro de una estructura de acero, es un criterio más conservador, ya que no existe una tipología de acero que incluya los muros de corte de concreto armado como tal.

**Cuadro 136. Chequeo del uso de elementos de borde en muros de corte**

Desplazamiento último	105 mm
c	270 mm
L <sub>w</sub>	1150 mm
H <sub>w</sub>	10500 mm
$\frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u / h_w)}$	127.78 mm
$c \geq \frac{\ell_w}{600(1.5\delta_u / h_w)}$	<b>Se necesita elemento de borde</b>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Así mismo, se definieron las proyecciones verticales y horizontales de los elementos de borde. Se analizó el primer muro para ello.

**Cuadro 137. Proyección vertical mínima en elementos de borde**

50.82 cm	M <sub>u</sub> /4V <sub>u</sub>
115 cm	L <sub>w</sub>
115 cm	<b>Proyección vertical mínima</b>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 138. Proyección horizontal mínima en elementos de borde**

-8.8 cm	c-l <sub>w</sub> /2
13.5 cm	c/2
13.5 cm	<b>Proyección horizontal mínima</b>
30.00 cm	<b>Proyección horizontal utilizada</b>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Se construyeron los diagramas de interacción a través de la herramienta “Wall Designer” del software Etabs. Con ellos, se comprobó el cumplimiento de las solicitaciones por parte del muro.

**Cuadro 139. Puntos de la curva #1 a 0 grados del diagrama de interacción**

Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	470.5131	0.00E+00	0
2	470.5131	0	45.3281
3	432.8428	-6.96E-07	67.2101
4	368.9239	-8.19E-07	85.9586
5	298.1284	-7.47E-07	101.2473
6	215.5439	-7.45E-07	114.4228
7	178.4687	-7.81E-07	136.1846
8	137.2722	-6.41E-07	145.9092
9	49.081	-6.04E-07	117.0597
10	-78.6413	-6.41E-07	64.7943
11	-213.5877	-6.96E-07	5.92E-07

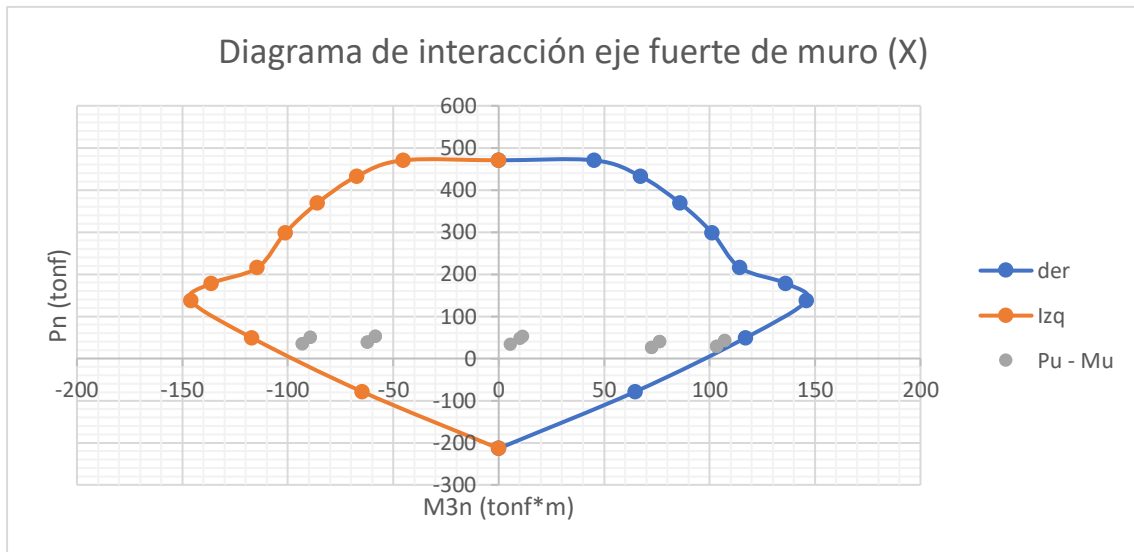
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 140. Puntos de la curva #13 a 180 grados del diagrama de interacción**

Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	470.5131	0	0
2	470.5131	0	-45.3281
3	432.8428	0	-67.21
4	368.9239	5.52E-07	-85.9586
5	298.1284	7.72E-07	-101.2473
6	215.5439	9.89E-07	-114.4228
7	178.4687	1.37E-06	-136.1846
8	137.2722	1.84E-06	-145.9092
9	49.081	1.33E-06	-117.0597
10	-78.6413	0.00E+00	-64.7943
11	-213.5877	-6.96E-07	5.92E-07

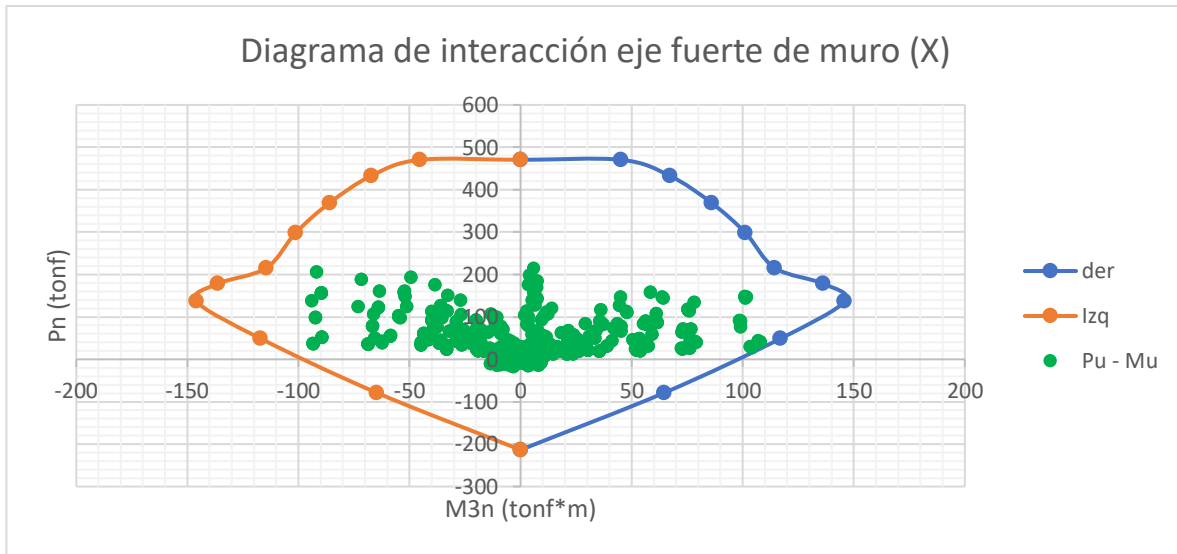
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 123. Diagrama de interacción del eje fuerte con solicitaciones de muro de nivel de calle



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 124. Diagrama de interacción del eje fuerte con solicitaciones de todos los muros



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 141. Puntos de la curva #7 a 90 grados del diagrama de interacción**

Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	470.5131	0	0
2	470.5131	6.8519	-2.85E-06
3	424.5624	1.09E+01	-2.94E-06
4	351.2563	1.34E+01	-3.88E-06
5	260.4576	1.50E+01	-4.50E-06
6	144.4658	1.57E+01	-5.19E-06
7	97.9206	1.68E+01	-4.46E-06
8	39.5486	1.63E+01	-6.20E-06
9	-76.4932	1.01E+01	-7.96E-06
10	-167.5875	4.2564	-1.95E-06
11	-213.5877	-6.96E-07	5.92E-07

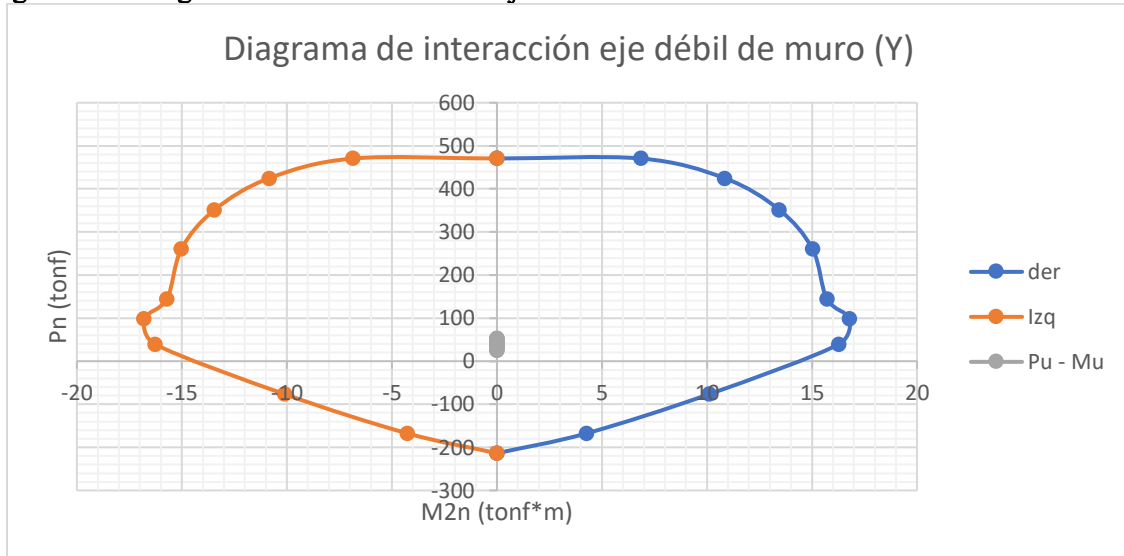
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 142. Puntos de la curva #19 a 270 grados del diagrama de interacción**

Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	470.5131	0	0
2	470.5131	-6.8519	2.28E-06
3	424.5624	-10.8508	2.43E-06
4	351.2563	-1.34E+01	3.47E-06
5	260.4576	-1.50E+01	4.29E-06
6	144.4658	-1.57E+01	5.31E-06
7	97.9206	-1.68E+01	4.80E-06
8	39.5486	-1.63E+01	6.77E-06
9	-76.4932	-1.01E+01	8.95E-06
10	-167.5875	-4.26E+00	3.14E-06
11	-213.5877	-6.96E-07	5.92E-07

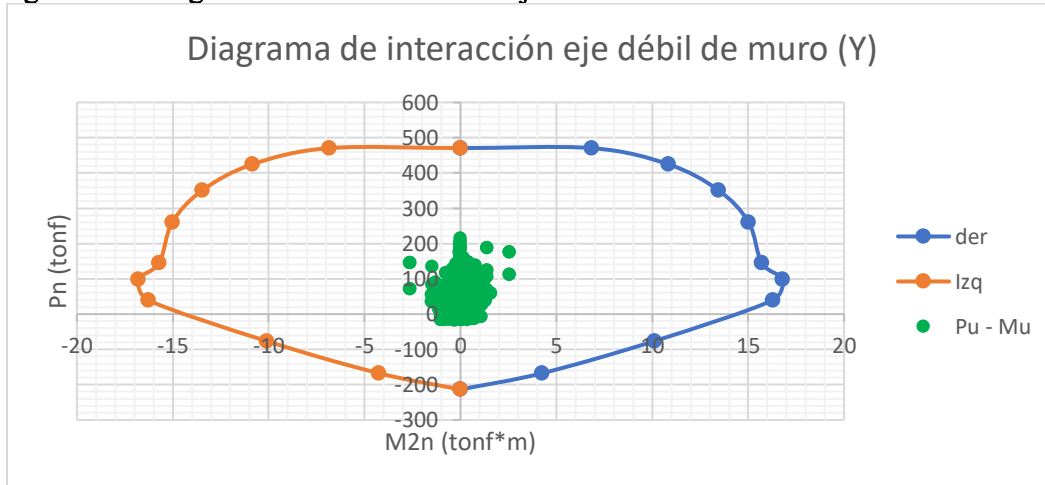
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 125. Diagrama de interacción del eje débil con solicitaciones de muro de nivel de calle



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 126. Diagrama de interacción del eje débil con solicitaciones de todos los muros



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Se precedió a verificar el acero colocado a través de un proceso iterativo, con el cual se pretendía encontrar la profundidad del bloque de esfuerzos a través del equilibrio de fuerzas de tensión y compresión, por parte del acero de refuerzo y el concreto, Con el fin de igualar la fuerza axial solicitada con la capacidad resistente del muro.

**Cuadro 143. Diseño a flexión del muro No.1**

Nivel	Unidades	Calle	1
Mui/ $\Phi$	ton*m	119.200	87.270
Pui/ $\Phi$	ton	58.633	56.589
C Asumido	(cm)	29.29	25.980
a	cm	21.600	20.784
$\epsilon_s(T)$	kgf/cm <sup>2</sup>	-0.008	-0.008
f <sub>st</sub>	kgf/cm <sup>2</sup>	-4200.000	-4200.000
$\epsilon_s(C)$	kgf/cm <sup>2</sup>	0.001	0.000
f <sub>sc</sub>	kgf/cm <sup>2</sup>	1236.890	1038.107
Cc=Ka	kgf	128520.000	123664.800
$x_c=(h-a)/2$	cm	38.464	38.464
X	cm	35.776	35.776
X'	cm	-35.776	-35.776
As=As'	cm <sup>2</sup>	35.868	21.187
Pui calculado	Ton	58.600	56.675
As colocado	cm <sup>2</sup>	54.150	54.150

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

En el diseño a flexión del muro No.2, se observó que a partir del nivel "4" una demanda negativa de acero de refuerzo, debido a que la altura bloque de esfuerzos se convertía casi en cero. Sin embargo, se procedió a utilizar solo el acero del alma del muro en esos niveles, sin elementos de borde.

**Cuadro 144. Diseño a flexión del muro No.2**

Nivel	Unidades	2	3	4	5	6
Mui/ $\Phi$	ton*m	63.911	37.557	24.229	12.936	5.942
Pui/ $\Phi$	ton	50.620	40.117	28.734	18.661	10.082
C Asumido	(cm)	22.950	17.650	1.000	1.000	1.000
a	cm	18.360	14.120	0.800	0.800	0.800
$\epsilon_s(T)$	kgf/cm <sup>2</sup>	-0.009	-0.013	-0.277	-0.277	-0.277
f <sub>st</sub>	kgf/cm <sup>2</sup>	-4200.000	-4200.000	-4200.000	-4200.000	-4200.000
$\epsilon_s(C)$	kgf/cm <sup>2</sup>	0.000	-0.001	-0.062	-0.062	-0.062
f <sub>sc</sub>	kgf/cm <sup>2</sup>	343.400	-1445.267	-130403.971	-130403.971	-130403.971

Nivel	Unidades	2	3	4	5	6
Cc=Ka	kgf	109242.000	84014.000	4760.000	4760.000	4760.000
xc=(h-a)/2	cm	35.801	35.801	35.801	35.801	35.801
X	cm	35.776	35.776	35.776	35.776	35.776
X'	cm	-35.776	-35.776	-35.776	-35.776	-35.776
As=As'	cm2	15.258	7.589	-0.499	-0.249	-0.094
Pui/Φ calculado	Ton	50.397	41.175	71.911	38.246	17.393
As colocado	cm2	15.840	15.840	15.840	15.840	15.840

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Se diseñó el acero de confinamiento utilizando varillas de acero No. 4, debido a que si se utilizaba acero No. 3 se debería utilizar 4 ramas. Sin embargo, en el diseño del elemento de borde solo se contemplan el uso de 3 pares de varillas.

**Cuadro 145. Acero de confinamiento en elemento de borde**

Recubrimiento	2.5 cm
Lw	30 cm
tw	20 cm
No. Varilla	4
Área	1.267 cm <sup>2</sup>
0.015	$0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$
0.0075	$0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}}$
Ash/S*bc	0.015

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 146. Separación entre estribos del elemento del borde**

10.00 cm	
7.62 cm	$0.06 * db$
6.67 cm	$bw/3$
<b>Se asumirán 7 cm de separación entre estribos del elemento de borde</b>	
2.625 cm <sup>2</sup>	Ash
2.072	No. de ramas
<b>Se asumirán 3 ramas</b>	

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Para el diseño por corte en el alma del muro, se procedió a utilizar la fuerza cortante por área para ser comparada con la capacidad nominal del muro.

**Cuadro 147. Diseño por corte en el alma del muro**

<b>pt</b>	0.076	Cuantía asumida
<b>Altura total del muro</b>	10.5	m
<b>Base del muro</b>	1.15	m
<b>fc</b>	350	kgf/cm <sup>2</sup>
<b>fy</b>	4200	kgf/cm <sup>2</sup>
<b>αc</b>	0.53	
<b>Φ corte</b>	0.75	
<b>Vn (esf.)</b>	329.12	kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Vn max (esf)</b>	15.53	kgf/cm <sup>2</sup>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

\*La cuantía mínima debe ser 0.0025

Para el cálculo de fuerza cortante en el muro se siguieron las siguientes hipótesis:

1. El muro alcanza su máxima resistencia a flexión para los rangos de  $P_u$  encontrados bajo los distintos casos de carga.
2. La máxima resistencia a flexión encontrada en el diagrama se multiplicará por 1.25 para considerar el endurecimiento del acero de refuerzo durante su incursión en el rango inelástico.

**Cuadro 148. Fuerza axial, momentos último y mayorado en el muro**

<b><math>P_u</math></b>	107.28	tonf
<b><math>M_u</math></b>	42.98	tonf*m
<b><math>1.25M_u</math></b>	<b>53.725</b>	tonf*m

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

\* $M_u$  se ha obtenido a través de interpolación en el diagrama de interacción

3. El corte último de diseño se obtiene asumiendo un brazo de palanca de  $2/3 H_w$ , desde el nivel del suelo. Por la distribución de las fuerzas provenientes del sismo.

**Cuadro 149. Revisión del corte último de diseño en el muro**

Altura total del muro	10.5	m
Base del muro	1.15	m
Espesor del muro	0.20	m
Vu (tonf)	7.64	tonf*m
$\Phi$ corte	0.75	
Vu/ $\Phi$	10.18	tonf*m
vu/ $\Phi$ (esf)	4.96	kgf/cm2
Vn (esf)	15.53	Kgf/cm2
Revisión	<b>Si Cumple</b>	

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

4. El corte último debe ser mayor a 50% del corte asumido por el concreto

**Cuadro 150. Revisión del corte asumido por el concreto**

Vc	9.92 kgf/cm2
0.5Vc	4.96 kgf/cm2
vu/ $\Phi$ (esf)	4.96 kgf/cm2
Revisión	Si Cumple

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Por último, se diseñó el acero longitudinal y transversal en el alma del muro, en ambas direcciones se propuso varillas No.3.

**Cuadro 151. Separación de acero longitudinal en el alma del muro**

3*tw	60 cm
Lw/3	38.33 cm
Separación máxima	38.33 cm
<b>Propuesta</b>	<b>15.7 cm</b>

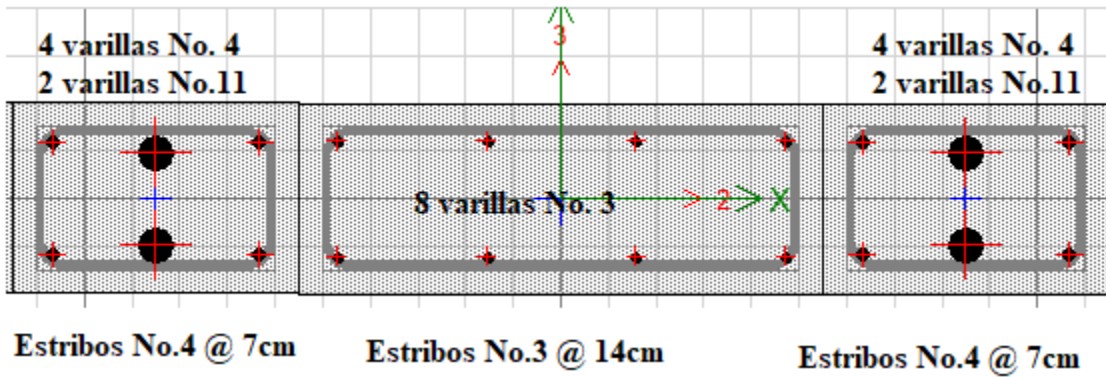
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 152. Separación del acero de refuerzo transversal**

3*tw	60 cm
Lw/5	23 cm
	45 cm
Separación máxima	23 cm
<b>Propuesta</b>	<b>14 cm</b>

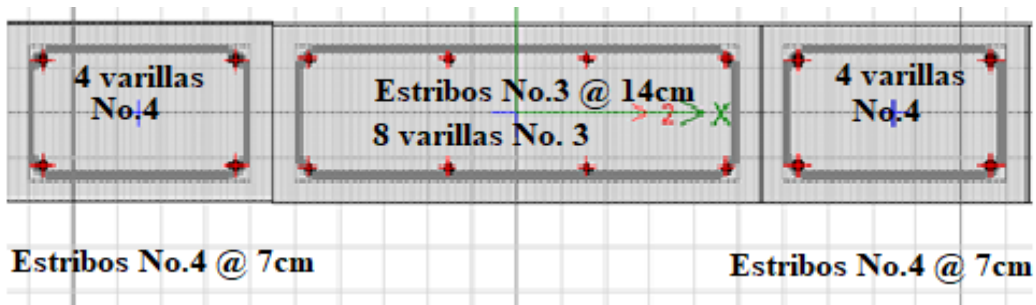
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 127. Arreglo de varillas de acero en muro de niveles “de calle” a “1”



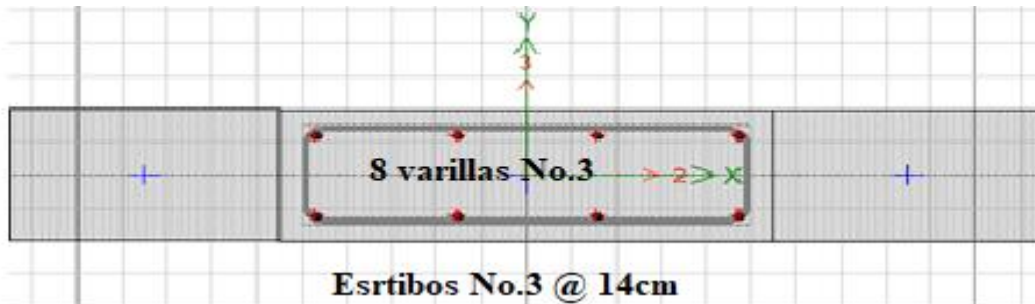
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 128. Arreglo de varillas de acero en muro de niveles “2” a “3”



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

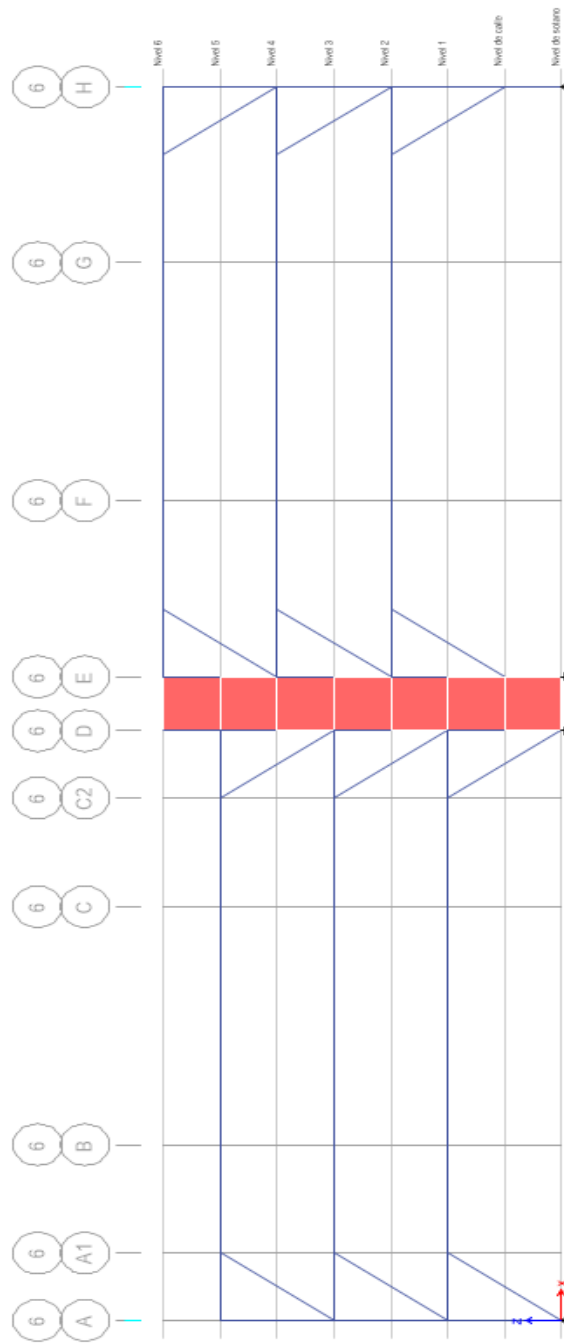
Figura 129. Arreglo de varillas de acero en muro de niveles “4” a “6”



Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Nota: todos los estribos del alma del muro deben amarrarse a los elementos de borde.

Figura 130. Marco de la estructura en dirección “X” modelado en el software Etabs



Fuente: (Etabs, 2019)

## 8.11 Resultados del análisis modal

- Cortes basales dinámicos

Durante el análisis modal dinámico se observó que los cortes basales, tanto en la dirección “X” como “Y”, eran mayores que los cortes basales estáticos, por lo cual no fue necesario calibrarlos. Se pudo apreciar una menor magnitud del mismo sobre la dirección “y”, esto pudo deberse al factor de modificación de respuesta sísmica (R), debido a que en el eje “X” este es menor (R=6) que en el eje “Y” (R=8). Por lo cual, sobre el primer eje la fuerza sísmica es mayor.

**Cuadro 153. Cortes basales dinámicos en la estructura**

Corte Basal	Magnitud
Dirección “X”	271.55 tonf
Dirección “Y”	146.16 tonf

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

- Modos de vibración

**Cuadro 154. Modos de vibración de la estructura**

Modo de Vibración	Magnitud	Porcentaje de masa participante
Dirección “X”	0.436 s	72.1 %
Dirección “Y”	0.587 s	87.2 %

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

## 8.12 Desplazamientos en el eje “X” y “Y”

Para el análisis de desplazamientos, tanto en el eje “X” como “Y”, se analizaron de dos maneras distintas los desplazamientos:

1. Comparación nivel por nivel de las dos torres unidas
2. Comparación nivel por nivel de cada torre por separado

Esto, debido a que por la naturaleza de los estacionamientos “Split-Level”, no se contempla un análisis específico para estructura que se traslapan en altura. Por lo cual, se utilizó un criterio conservador.

Finalmente, se observaron mayores desplazamientos laterales en el eje “y”. Esto se debió, a la alta rigidez que aportan los muros de concreto armado en su plano, a comparación de los

marcos arriostrados excéntricamente. Sin embargo, en ambos ejes se cumplió con el desplazamiento lateral permisible.

**Cuadro 155. Desplazamientos laterales sobre el eje “X”**

Nivel	Despl. Máximo en X	Despl. Inelástico	Despl. Permisible	Chequeo
	mm	mm	mm	
nivel1	1.45	7.25	30	O.K.
nivel2	1.26	6.3	30	O.K.
nivel3	1.55	7.75	30	O.K.
nivel4	1.55	7.75	30	O.K.
nivel5	1.59	7.95	30	O.K.
nivel6	1.62	8.1	30	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 156. Desplazamientos laterales sobre el eje “X” en torre 2**

Nivel	Despl. Máximo en X	Despl. Inelástico	Despl. Permisible	Chequeo
	mm	mm	mm	
nivel2	2.71	13.55	30	O.K.
nivel4	2.98	14.9	30	O.K.
nivel6	3.21	16.05	30	O.K.

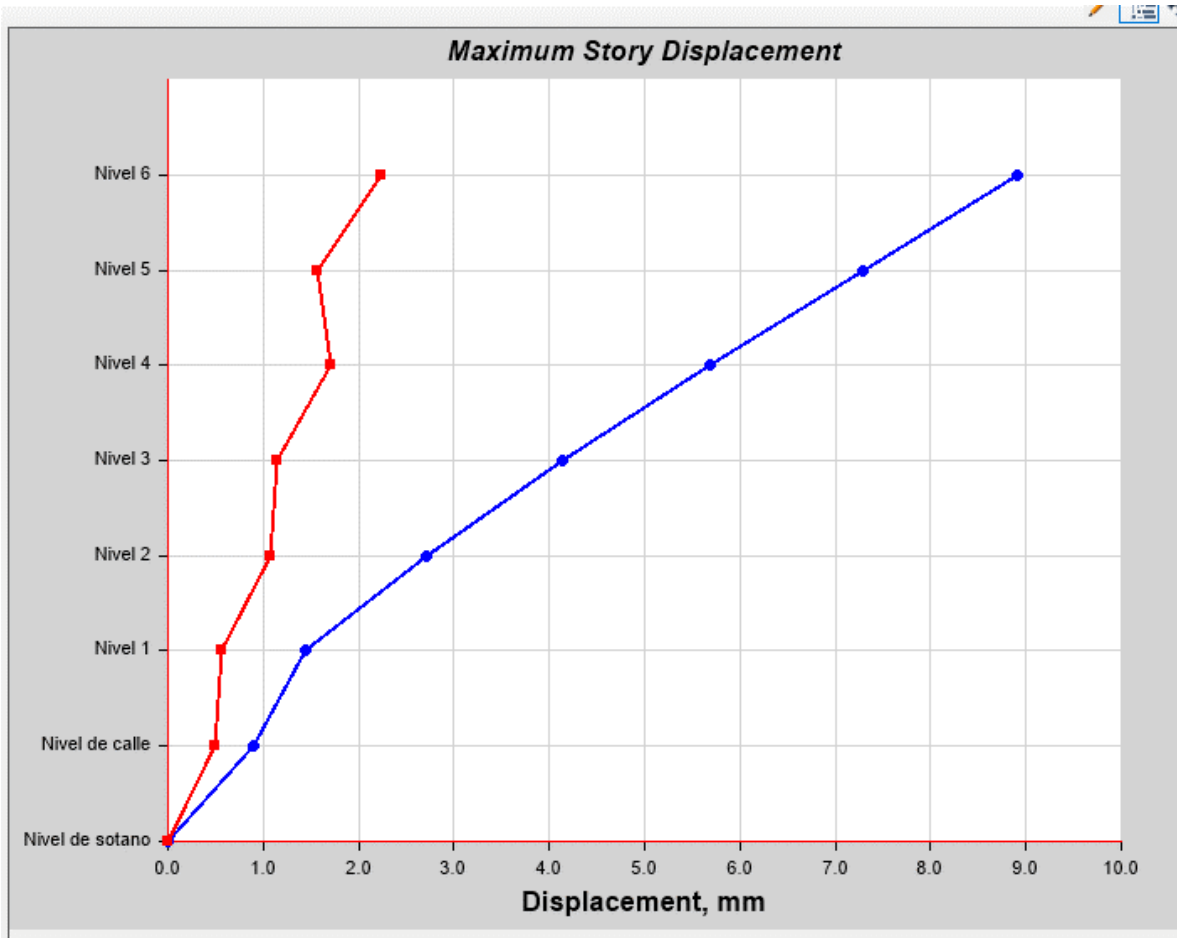
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 157. Desplazamientos laterales sobre el eje “X” en torre 1**

Nivel	Despl. Máximo en X	Despl. Inelástico	Despl. Permisible	Chequeo
	mm	mm	mm	
nivel1	1.45	7.25	30	O.K.
nivel3	2.69	13.45	30	O.K.
nivel5	3.14	15.7	30	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

Figura 131. Máximo desplazamiento lateral en el eje "X"



Fuente: (Etabs, 2019)

Cuadro 158. Desplazamientos laterales sobre el eje "Y"

Nivel	Despl. Máximo en Y	Despl. Inelástico	Despl. Permisible	Chequeo
	mm	mm	mm	
nivel1	1.9	10.45	30	O.K.
nivel2	1.69	9.295	30	O.K.
nivel3	0.22	1.21	30	O.K.
nivel4	1.9	10.45	30	O.K.
nivel5	0.51	2.805	30	O.K.
nivel6	2.28	12.54	30	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 159. Desplazamientos laterales sobre el eje “Y” en torre 2**

Nivel	Despl. Máximo en Y	Despl. Inelástico	Despl. permisible	Chequeo
	mm	mm	mm	
nivel2	3.59	19.745	30	O.K.
nivel4	2.12	11.66	30	O.K.
nivel6	1.77	9.735	30	O.K.

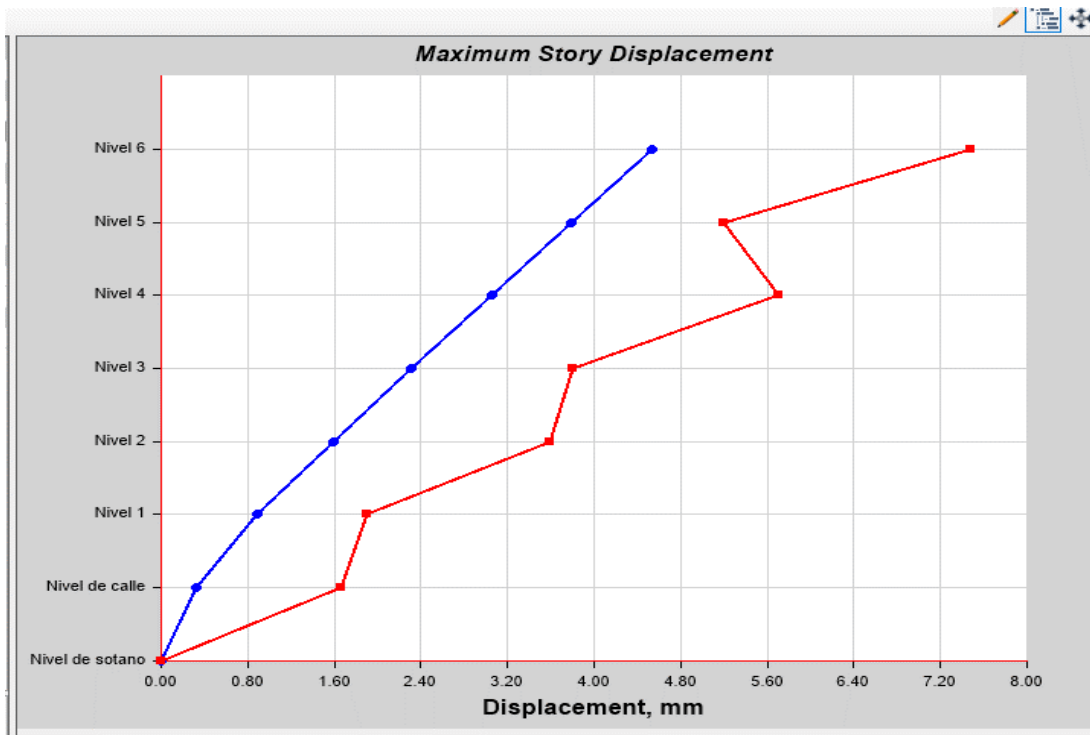
Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 160. Desplazamientos laterales sobre el eje “Y” en torre 1**

Nivel	Despl. Máximo en Y	Despl. Inelástico	Despl. permisible	Chequeo
	mm	mm	mm	
nivel1	1.9	10.45	30	O.K.
nivel3	1.91	10.505	30	O.K.
nivel5	1.39	7.645	30	O.K.

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Figura 132. Máximo desplazamiento lateral en el eje “Y”**



Fuente: (Etabs, 2019)

## 8.13 Comparación estructural

Cuadro 161. Comparación estructural entre propuesta inicial y alternativa

Característica	Propuesta inicial	Alternativa
Peso muerto	1030 tonf	383.85 tonf
Peso muerto por unidad de área	0.367 ton/m <sup>2</sup>	0.068 ton/m <sup>2</sup>
Corte basal cal. dirección "X"	148.75 tonf	271.55 tonf
Corte basal cal. dirección "Y"	171.45 tonf	146.16 tonf
T <sub>x</sub>	0.323 s	0.436 s
T <sub>y</sub>	0.612 s	0.587 s
Deriva máxima inelástica	60 mm	30 mm
Deriva máxima inelástica dirección "X"	7.6 mm	16.05 mm
Deriva máxima inelástica dirección "Y"	37.4 mm	19.75 mm
Parámetros sísmicos dirección "X"	R = 8.00 Ω r = 2.00 Cd = 4.00	R = 6.00 Ω r = 2.50 Cd = 5.00
Parámetros sísmicos dirección "Y"	R = 8.00 Ω r = 3.00 Cd = 5.50	R = 8.00 Ω r = 2.00 Cd = 4.00
Vigas secundarias	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vigas orientadas paralelamente a las vigas principales.</li> <li>• 3 tipos de vigas.</li> <li>• Uso de conectores a corte.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vigas orientadas perpendicularmente a las vigas principales.</li> <li>• 1 tipos de viga principal.</li> <li>• Uso de conectores a corte.</li> </ul>
Voladizos	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sin reducción de área.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reducción de área, debido a muros de corte.</li> </ul>

<b>Característica</b>	<b>Propuesta inicial</b>	<b>Alternativa</b>
<b>Marcos excéntricos</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Riostras orientadas a 55° respecto a la vertical.</li> <li>• Longitud de enlace de 1.30m.</li> <li>• Fluencia por corte en enlace.</li> <li>• Uso de 5 rigidizadores en enlace.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Riostras orientadas a 45° respecto a la vertical.</li> <li>• Longitud de enlace de 1.50m.</li> <li>• Fluencia por corte en enlace.</li> <li>• Uso de 3 rigidizadores en enlace.</li> </ul>
<b>Columnas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eje fuerte orientado al eje largo de la estructura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eje fuerte orientado al eje corto de la estructura.</li> </ul>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

**Cuadro 162. Ventajas y desventajas entre propuesta inicial y alternativa**

	<b>Propuesta inicial</b>	<b>Alternativa</b>
<b>Ventajas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Menores problemas constructivos durante su instalación.</li> <li>• Mayor redundancia estructural.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Menor peso de la estructura.</li> <li>• Menores desplazamientos laterales.</li> </ul>
<b>Desventajas</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mayor peso de la estructura.</li> <li>• Mayores desplazamientos laterales.</li> <li>• Mayor número de conexiones a realizar.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mayores problemas constructivos durante su instalación, debido a instalación de vigas largas y fundición de muros de corte.</li> <li>• Sistema estructural no reconocido por las normativas (experimental)</li> </ul>

Fuente: (Elaboración propia, 2019)

1. Se establecieron los parámetros estructurales a tomar en cuenta dentro del ámbito estructural guatemalteco, para la implementación de la tipología estructural "Split-Level" en la Ciudad de Guatemala.
2. Se definieron los criterios y limitantes estructurales que se deben de tomar en cuenta para el diseño de estacionamientos "Split-Level", en base a las normas y códigos de diseño vigentes de acero estructural en Guatemala.
3. Se describió detalladamente proceso de análisis sísmico que se debe aplicar a una estructura de acero, para asegurar el correcto diseño estructural de un estacionamiento "Split-Level".
4. Se expusieron los grados de acero estructural con los que se deben de diseñar los distintos elementos estructurales de una estructura de acero, tales como: losaceros, conectores a corte, vigas, columnas y riostras. Todos estos, en base al catálogo de perfiles y grados de acero que proporciona AISC.
5. Se establecieron los chequeos estructurales que se deben cumplir para diseñar correctamente los siguientes elementos estructurales: láminas troqueladas, vigas compuestas a través de conectores a corte, marcos rígidos y marcos arriostrados excéntricamente.
6. Se compararon satisfactoriamente las características mecánicas de vigas secundarias y principales, regulares y compuestas a través de conectores a corte. Determinando, el aumento en la capacidad a flexión y la disminución en las deflexiones, por parte del segundo tipo de vigas.
7. Se establecieron luces factibles de hasta 18m entre columnas de marcos rígidos, para diseñar estructuras sísmicamente resistentes y funcionales, teniendo en cuenta la la movilización de dichas estructuras al lugar de la obra.

8. Se estableció la longitud máxima del enlace de un marco excéntrico, para ser utilizado correctamente como un sistema de resistencia lateral en un estacionamiento "Split-Level". Con el fin que, este falle a través de una falla dúctil a través de la fluencia por corte.
9. Se ejemplificó detalladamente una situación realista del proceso paso a paso del análisis y diseño estructural de un edificio de estacionamientos "Split-Level", dentro de la Ciudad de Guatemala. Siendo este, satisfactorio desde el punto de vista resistencia, rigidez y ductilidad.
10. Se observó que, la estructura diseñada para ejemplificar el proceso de análisis y diseño de edificios de estacionamientos "Split-Level", presentó pesos por unidad de área relativamente bajos. Por lo cual, se consideró como una estructura liviana.
11. Se comprobó que el uso muros de corte de concreto armado, en combinación con marcos gravitacionales de acero son un sistema estructural, son un sistema estructural más eficiente que los sistemas estructurales propiamente de acero.

## CAPÍTULO 10

---

### Recomendaciones

---

1. Se recomienda el uso de softwares de análisis y diseño estructural reconocidos, ya que existe mayor cantidad de documentación acerca del uso de estos. Lo cual, brinda mayor confianza en la certeza de los resultados obtenidos al utilizarlos.
2. Los grados de acero que se sugieren en este documento, son basados en arduas investigaciones realizadas por AISC. Sin embargo, si el proyectista estructural lo considera adecuado, podrá utilizar secciones no convencionales a las cuales sugeridas.
3. Para llevar a cabo en la realidad un estacionamiento "Split-Level", se deberá de cumplir con todos los parámetros de diseño que se citan en el documento: "Guía de aplicación para la dotación y diseño de estacionamientos", los cuales son exigido por la Municipalidad de la Ciudad de Guatemala, para otorgar una licencia de construcción de estacionamientos.
4. Se podrán utilizar marcos arriostrados concéntricamente para dar rigidez lateral a la estructura, si el proyectista así lo considere. Sin embargo, cabe resaltar que el factor de modificación de respuesta sísmica ( $R$ ) es menor que los dos sistemas de marcos utilizados en este documento
5. Se necesitan estudios más profundos para avalar por completo el sistema estructural de muros de concreto armado con marcos gravitacionales de acero. Sin embargo, cumple con los requisitos de resistencia, ductilidad y rigidez.



# CAPÍTULO 11

---

## Bibliografía

---

- [1] 3D Warehouse. (2019). *Torre de parqueos, Banco industrial zona 4* | 3D Warehouse. Retrieved June 25, 2019, from <https://3dwarehouse.sketchup.com/model/41d42dcf7963c286ee05dda74364677b/Torre-de-parqueos-Banco-industrial-zona-4?hl=es>
- [2] AGIES. (2018). *Norma de Seguridad Estructural Para Edificaciones - Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio*, 1–21.
- [3] AGIES. (2018). *Norma de Seguridad Estructural 3 - Diseño estructural de edificaciones*.
- [4] Arcelor Mittal. (2019). *Innovative steel solutions for the Enovos car park in Luxembourg*. Retrieved September 30, 2019, from [https://constructalia.arcelormittal.com/en/case\\_study\\_gallery/luxembourg/innovative\\_steel\\_solutions\\_for\\_the\\_enovos\\_car\\_park](https://constructalia.arcelormittal.com/en/case_study_gallery/luxembourg/innovative_steel_solutions_for_the_enovos_car_park)
- [5] Asce, R. D., & Seif, A. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures This document uses both the International System of Units (SI) and customary units*. Retrieved from [www.pubs.asce.org](http://www.pubs.asce.org)
- [6] Crisafulli, F. J. (2012). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Retrieved from [www.alacero.org](http://www.alacero.org)
- [7] Díaz del Castillo Rodríguez, F. (2008). *Materiales y sus propiedades*. Retrieved

from

[http://olimpia.cuautitlan2.unam.mx/pagina\\_ingenieria/mecanica/mat/mat\\_mec/m\\_1/materiales\\_1.pdf](http://olimpia.cuautitlan2.unam.mx/pagina_ingenieria/mecanica/mat/mat_mec/m_1/materiales_1.pdf)

- [9] Díaz, J., Subilete, A., & Pérez, C. (2017). *Universidad nacional “san luis gonzaga” de ica facultad de medicina veterinaria y zootecnia, 1*(Iluminación, estacionamiento y transporte público), 79.
- [10] Diario La Hora. (2018). *En diez años el parque vehicular aumentó 74% (hay 1.7 millones de vehículos)* - La Hora. Retrieved April 20, 2019, from <https://lahora.gt/en-diez-anos-el-parque-vehicular-aumento-74-hay-1-7-millones-de-vehiculos/>
- [11] Escobar, S. (n.d.). *Visita estructura de acero parqueo URL – PDF*. Retrieved June 4, 2019, from <https://docplayer.es/70322882-Visita-estructura-de-acero-parqueo-url.html>
- [12] E-Construir. (2019). Marcos rígidos (tipo de estructura), definición, partes, análisis, uso. Retrieved September 21, 2019, from <http://e-construir.com/estructuras/marcos-rigidos.html>
- [13]Galvadeck. (2007). I. *introducción, 1–28*.
- [14]Hartleben, O., & Velásquez, A. (2010). *Guía de aplicación*.
- [15]Hisour. (2015). *Bahía en arquitectura – HiSoUR Arte Cultura Historia*. Retrieved March 24, 2019, from <https://www.hisour.com/es/bay-in-architecture-29277/>
- [16]Hartleben, A. O., Velásquez, A. D., Hartleben, A. O., Velásquez, A. D., Ada, A., Fuentes, A., ... Bermejo, P. (2009). *Guía de aplicación - Plan de Ordenamiento Territorial*.
- [17]Hartleben, O., & Velásquez, A. (2010). *Guía de aplicación*.

- [18] Jack C. McCormac, S. F. C. (2011). *Diseño De Estructuras De Acero. Diciembre, 737*. Retrieved from <https://tulosabias.com/pdf-libro-diseno-de-estructuras-de-acero-jack-c-mccormac-stephen-f-csernak-descarga-gratuita/>
- [19] Lane, C. (2016). August 2016. *ASHA Leader, 21(8), 20*. <https://doi.org/10.1044/leader.PPL.21082016.20>
- [20] Martínez Alonso, F. (2014). *Estructuras Sismo Resistentes. Analisis Modal Espectral*. Capítulo 2 | xfma. Retrieved July 14, 2019, from <https://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>
- [21] Northeastern University School of Architecture. (2008). *Northeastern University School of Architecture ARCH G691 Graduate Degree Project Studio, (Parking)*.
- [22] ONSET. (2017). *Boletín estadístico. Guatemala, enero de 2017*. Retrieved from <http://transito.gob.gt/wp-content/uploads/2017/02/Boletin-No.-38-Enero-2017.pdf>
- [23] Parro. (2019). *Definición de altura / Diccionario de arquitectura y construcción*. Retrieved March 24, 2019, from <http://www.parro.com.ar/definicion-de-altura>
- [24] Periódico Prensa Libre (2015), Guatemala. Edición digital de 28 de marzo de 2016. Recuperado de: <https://www.prensalibre.com/economia/vehiculos-suman-los-3-millones/>
- [25] Periódico 502 (año), Guatemala. Edición digital del 8 de febrero de 2017. Recuperado de: <https://www.soy502.com/articulo/radiografia-ciudad-congestionada-trafico-24039>
- [26] Pino, A. (2015). En Cabecera Formación: *Análisis de materiales. Diagramas tensión deformación*. Retrieved April 7, 2019, from <http://encabeceraformacion.blogspot.com/2015/09/analisis-de-materiales-diagramas.html>

- [27] Ponte, L. (2014). *Proyecto estructural de las estructuras de transición de torres de telecomunicación en azoteas de edificaciones*. Retrieved from ejemplo\_1\_diseño\_de\_estructura\_de\_soporte\_para\_monopoles.pdf
- [28] Simpson Strong-Tie Company. (2019). *Different Types of Moment Frames / Simpson Strong-Tie*. Retrieved June 11, 2019, from <https://www.strongtie.com/products/lateral-systems/strong-frame-moment-frames/steel-moment/types>
- [29] Storey, M., & Parking, C. A. R. (n.d.). *Multi Storey Elevation.pdf*.
- [30] SMART PARKING. (2019). *Steel Structured Parking*. Retrieved September 30, 2019, from <http://www.smartparking.me/steel-structured-parking.html>
- [31] Universidad de Castilla-La Mancha. (2008). *Pandeo Lateral en Vigas*. Retrieved from [https://previa.uclm.es/area/ing\\_rural/Acero/Textos/EA\\_PandeoLateral.pdf](https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Acero/Textos/EA_PandeoLateral.pdf)

## CAPÍTULO 12

---

Anexos

---



## Memoria de cálculo - viga compuesta Eje A-B

$L := 7.45 \text{ m}$  longitud de viguetas

$B := 1.875 \text{ m}$  separación entre viguetas

$t_c := 6.00 \text{ cm}$  grosor de concreto sobre la corona de la losacero

nota: más de 2" el grosor de concreto

Factor

$F_p := 1.70$

if ( $t_c \geq 2 \text{ in}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

360-16 I3.2c (c)

### Lámina

$h_r := 3.9 \text{ cm} = 1.535 \text{ in}$  peralte de la lámina

$w_r := 6.78 \text{ cm} = 2.669 \text{ in}$  ancho promedio de la costilla

$s_r := 15.25 \text{ cm} = 6.004 \text{ in}$  separación entre costillas

if ( $h_r \leq 3 \text{ in}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

360-16 I3.2c (a))

if ( $w_r \geq 2 \text{ in}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

360-16 I3.2c (a))

### Conectores

$d_s := \frac{3}{4} \text{ in}$

diámetro del conector

$F_{us} := 65 \text{ ksi}$

conectores A108

if ( $d_s \leq \frac{3}{4} \text{ in}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

$h_s := h_r + 1.5 \text{ in} = 3.035 \text{ in}$  longitud minima del conector ya instalado 360-16 I3.2c (b))

Nota: el conector se acorta al soldarlo, consultar con el proveedor

$$4 \cdot d_s = 3 \text{ in}$$

if ( $h_s > 4 \cdot d_s$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

$$r_{ec} := t_c + h_r - h_s = 0.862 \text{ in} \quad \text{recubrimiento de concreto sobre el conector}$$

if ( $r_{ec} \geq 0.5 \text{ in}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"      360-16 I3.2c (b))

Nota: es deseable un recubrimiento mayor que 1/2" sobre todo si la vigueta tiene contraflecha

$$s := 25 \text{ cm} = 9.843 \text{ in} \quad \text{separación entre conectores en dirección del eje de la viga}$$

if ( $s \leq 18 \text{ in}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"      nota: no mayor a dos valles

### Concreto

$$f'_c := 3 \text{ ksi}$$

$$w_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

concreto de peso normal

if ( $3 \text{ ksi} \leq f'_c \leq 10 \text{ ksi}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"      360-16 I1.3 (a))

### Vigas

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$$F_y := 50 \text{ ksi}$$

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

acero A992 para las vigas  
(SCM 15 T. 2-4)

if ( $F_y \leq 75 \text{ ksi}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"      360-16 I1.3 (b))

### Cargas

#### Etapa pre-compuesta

$$m_1 := 178 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

peso de la losa  
según el fabricante

$$m_2 := 26 \frac{\text{lbft}}{\text{ft}}$$

peso estimado  
de las vigas

$$v_1 := 25 \frac{\text{lbft}}{\text{ft}^2}$$

carga viva de construcción (ASCE/SEI 37)

nota: 100 lbft/ft<sup>2</sup> para  
losa y este dato para viga

#### Etapa compuesta

$$m_3 := 83 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

carga muerta  
distribuida  
sobre la losa

$$v_2 := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

carga viva de  
servicio, almacen  
minorista

$$a_1 := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

carga ambiental  
(10 cm de lluvia)

### Diseño para condición pre-compuesta

$$w_D := B \cdot m_1 + m_2 = 0.25 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

carga muerta de construcción

$$w_L := B \cdot v_1 = 0.154 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

carga viva de construcción

$$w_u := 1.2 \cdot w_D + 1.6 \cdot w_L = 0.546 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

carga última de construcción  
(CR2 - AGIES NSE 2 -18)

$$M_u := \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 40.8 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

momento último de construcción

### Selección de la viga

Se asume que la lámina (perpendicular a la viga), los conectores y el concreto fresco, proporcionan suficiente arrioste al patín superior para que la viga plastifique (zona 1).

$$Z_{x\_min} := \frac{M_u}{0.9 \cdot F_y} = 10.9 \text{ in}^3$$

módulo plástico mínimo de la viga (360-16 F2-1)

El SCM15 T. 3-2 se elige una viga con un módulo plástico superior a el anterior

Elegirá una perfil W12X

Perfil := "W14X26"

Entradas

$excel_{\text{"B18"}} := \text{Perfil}$

**AISC 13th EDITION MEMBER DIMENSIONS**

W, S, M, HP Shapes	C, MC Shapes	WT, ST, MT Shapes
$A_s := excel_{\text{"B19"}} \cdot 1 \text{ in}^2$	$d := excel_{\text{"B20"}} \cdot 1 \text{ in}$	$t_w := excel_{\text{"B21"}} \cdot 1 \text{ in}$
$t_f := excel_{\text{"B22"}} \cdot 1 \text{ in}$	$k := excel_{\text{"B23"}} \cdot 1 \text{ in}$	$I_x := excel_{\text{"B24"}} \cdot 1 \text{ in}^4$
		$Z_x := excel_{\text{"B25"}} \cdot 1 \text{ in}^3$

Salidas

J	"B23"	"B24"	"B32"	"B35"
---	-------	-------	-------	-------

Propiedades del perfil:

$$\begin{aligned}
 A_s &= 7.69 \text{ in}^2 & d &= 13.9 \text{ in} & t_w &= 0.255 \text{ in} & b_f &= 5.03 \text{ in} \\
 t_f &= 0.42 \text{ in} & k &= 0.82 \text{ in} & I_x &= 245 \text{ in}^4 & Z_x &= 40.2 \text{ in}^3 \\
 h &:= d - 2 \cdot k = 12.26 \text{ in} & \frac{h}{t_w} &= 48.1
 \end{aligned}$$

Ya que es posible que los conectores no se coloquen directamente sobre el alma, se debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{d_s}{3} = 0.25 \text{ in} \quad \text{if} \left( t_f \geq \frac{d_s}{3}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"} \quad \text{grosor m\u00ednimo de pat\u00edn de la viga}$$

**Deflexi\u00f3n** (SDG3 T.1)

$$\Delta := \frac{5 \cdot (w_D) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.28 \text{ in} \quad \Delta_{max_1} := \frac{L}{360} = 0.815 \text{ in} \quad \Delta_{max_2} := 1 \text{ in}$$

$$\text{if} \left( \Delta \leq \min(\Delta_{max_1}, \Delta_{max_2}), \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"}$$

$$\frac{\Delta}{\min(\Delta_{max_1}, \Delta_{max_2})} = 0.35$$

## Dise\u00f1o para condici\u00f3n compuesta

**Resistencia requerida a flexi\u00f3n**

$$w_D := B \cdot (m_1 + m_3) + m_2 = 0.35 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{carga muerta de servicio}$$

$$w_L := B \cdot v_2 = 0.31 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{carga viva de servicio}$$

$$w_A := B \cdot a_1 = 0.126 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{carga ambiental de lluvia}$$

$$w_u := 1.2 \cdot w_D + 1.6 \cdot w_L + 1.0 \cdot w_A = 1.056 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{carga \u00faltima de servicio (CR2 - AGIES NSE 2 -18)}$$

$$M_u := \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 78.8 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{momento último de servicio}$$

$$\Delta_{va} := \frac{5 \cdot (w_D + w_L) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.76 \text{ in}$$

#### Ancho efectivo (360-16 E3.1a)

$$b_1 := \frac{L}{8} = 3.06 \text{ ft} \quad \text{1/8 de la longitud de la viga}$$

$$b_2 := \frac{B}{2} = 3.08 \text{ ft} \quad \text{la mitad del ancho tributario}$$

$$b_3 := 10000 \text{ ft} \quad \text{la distancia al borde de la losa (no hay ningún borde cerca)}$$

$$b := 2 \cdot \min(b_1, b_2, b_3) = 6.11 \text{ ft} \quad \text{ancho efectivo final}$$

#### Resistencia a flexión (360-16 E3.2a)

$$\lambda := \frac{h}{t_w} = 48.1 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.6 \quad \text{esbeltez del alma (360-16 T. B4.4b Caso 15)}$$

nota: si el valor  $\lambda \leq \lambda_p$  el patín es compacto

if ( $\lambda \leq \lambda_p$ , "opción 1", "opción 2") = "opción 1"

**User Note:** All current ASTM A6 W, S and HP shapes satisfy the limit given in Section I3.2a(a) for  $F_y \leq 70$  ksi (485 MPa).

1.  $M_n$  se determinará a partir de la distribución plástica de esfuerzos, en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico). Todos los actuales perfiles W, S y HP satisfacen esta condición para  $F_y \leq 70$  ksi.
2.  $M_n$  se determinará a partir de la superposición de esfuerzos elásticos, considerando los efectos del apuntalamiento, para el estado límite de fluencia (momento de fluencia).

Según la sección I3.2a del comentario, la cantidad y resistencia de los conectores gobernará

(a) Aplastamiento del concreto

$$A_c := b \cdot t_c + b \cdot 0.5 \cdot h_r = 229.5 \text{ in}^2$$

$$C_1 := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c = 585.2 \text{ kip} \quad (360-16 \text{ Ec C-I3-7})$$

area del patin de concreto en el ancho efectivo asumiendo , asumiendo que el 50% del peralte de la lamina esta vacio

(b) Fluencia a tension de la seccion de acero

$$C_2 := F_y \cdot A_s = 384.5 \text{ kip}$$

(C) Capacidad de corte de los conectores

Se prueba con un 50% del minimo enentre C1 y C2, asi:

$$C_3 := 0.70 \cdot \min(C_1, C_2) = 269.15 \text{ kip}$$

$$C := \min(C_1, C_2, C_3) = 269.15 \text{ kip}$$

nota: este valor cambia la ubicacion del del eje neutro en el patin

Ubicacion del eje plastico neutral (PNA)

El eje plastico neutral (PNA) es el eje debajo y encima del cual la suma de las fuerzas horizontales es igual. Se asume un PNA de prueba dentro del patin superior de la viga y se iguala las fuerzas arriba y abajo del PNA

$$C + x \cdot b_f \cdot F_{yb} = (A_s - x \cdot b_f) \cdot F_{yb} \quad \text{se despeja X} \quad x := \frac{A_s \cdot F_y - C}{2 \cdot b_f \cdot F_y} = 0.23 \text{ in}$$

if ( $x < t_f$ , "PNA dentro del patin", "PNA fuera del patin") = "PNA dentro del patin"

Se determina el momento nominal resistente de la seccion compuesta segun 360-16. Comentario seccion I3-2a segun se ilustra en la figura C-I3.3

$$a := \frac{C}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 1.439 \text{ in} \quad (360-16 \text{ Com. Ec. C-I3-9})$$

if ( $a < t_c$ , "sobre la corona de la lamina", "debajo de la corona de la lamina") = "sobre la corona de la lamina"

$$d_1 := t_c + h_r - \frac{a}{2} = 3.178 \text{ in} \quad d_2 := \frac{x}{2} = 0.115 \text{ in} \quad d_3 := \frac{d}{2} = 6.95 \text{ in}$$

$$P_y := A_s \cdot F_y = 384.5 \text{ kip} \quad \text{Capacidad de fluencia de la viga}$$

$$M_n := C \cdot (d_1 + d_2) + P_y \cdot (d_3 - d_2) = 292.87 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b M_n := 0.9 \cdot M_n = 263.58 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_u = 78.84 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{if } (\phi_b M_n > M_u, \text{ "cumple"}, \text{ "no cumple"}) = \text{ "cumple"} \quad \frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0.299$$

Resistencia de los conectores (360-16 I8)

$$A_{sa} := \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} = 0.442 \text{ in}^2 \quad \text{area transversal del vastago del conector}$$

$$E_c := \left( \frac{w_c}{\text{lbft}} \right)^{1.5} \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \cdot \text{ksi} = 3176.48 \text{ ksi} \quad \text{modulo de elasticidad del concreto}$$

$$F_{us} = 65 \text{ ksi} \quad \text{esfuerzo minimo de tension del anclaje}$$

Segun 360-16 I8 p. 16.1-106 nota de usuario, tenemos:

$$R_g := 1 \quad \text{coeficiente de grupo de conectores} \quad \text{p 162 manual 360}$$

(1 conector en la costilla)

$$R_p := 0.6 \quad \text{coeficiente de posicion para conectores}$$

$$Q_{n1} := 0.5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} = 21.6 \text{ kip} \quad Q_{n2} := R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u = 17.2 \text{ kip}$$

$$Q_n := \min(Q_{n1}, Q_{n2}) = 17.23 \text{ kip} \quad \text{capacidad nominal a corte de los conectores (360-16 I8-1)}$$

## Cantidad y espaciamento de los conectores

$$n_{a1} := \frac{C}{Q_n} = 15.62 \quad n_a := \text{ceil}(n_{a1}) = 16 \quad \text{conectores necesarios en cada mitad de la viga (360-16 I8.2c)}$$

$$\Sigma Q_n := n_a \cdot Q_n = 275.675 \text{ kip} \quad C = 269.15 \text{ kip}$$

if ( $\Sigma Q_n > C$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

## Deflexion (SDG3)

$$Y_{ENA} := \frac{A_s \cdot d_3 + \frac{\Sigma Q_n}{F_y} \cdot (2 \cdot d_3 + d_1)}{A_s + \frac{\Sigma Q_n}{F_y}} = 11.18 \text{ in} \quad \text{distancia del tope de la viga al eje neutro elastico (360-16 C-I3-1)}$$

$$I_x = 245 \text{ in}^4$$

## Limite inferior del momento de inercia

$$I_{LB} := I_x + A_s \cdot (Y_{ENA} - d_3)^2 + \frac{\Sigma Q_n}{F_y} \cdot (2 \cdot d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2 = 574.386 \text{ in}^4$$

$$\Delta_{cD} := \frac{5 \cdot (w_D) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{LB}} = 0.171 \text{ in} \quad \Delta_{per1} := \frac{L}{360} = 0.815 \text{ in} \quad \Delta_{per2} := 1 \text{ in}$$

if ( $\Delta_{cD} \leq \min(\Delta_{per1}, \Delta_{per2})$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

$$\Delta_{cL} := \frac{5 \cdot (w_L) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{LB}} = 0.152 \text{ in}$$

if ( $\Delta_{cL} \leq \Delta_{per1}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

if ( $0.5 \cdot \Delta_{cL} \leq \Delta_{per2}$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

$$\Delta_{cDL} := \frac{5 \cdot (w_D + w_L) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{LB}} = 0.323 \text{ in} \quad \Delta_{per1} := \frac{L}{240} = 1.222 \text{ in} \quad \Delta_{per2} := 1 \text{ in}$$

if ( $\Delta_{cDL} \leq \min(\Delta_{per1}, \Delta_{per2})$ , "cumple", "no cumple") = "cumple"

Si se cumple una o más de las siguientes condiciones, las vigas no son susceptibles de tener fallas en los conectores debido a insuficiente capacidad de deformación.

1.  $\text{if}(L \leq 30 \text{ ft}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) = \text{"cumple"}$

2.  $\frac{\Sigma Q_n}{\min(0.85 \cdot f'_c \cdot t_c \cdot b, F_y \cdot A_s)} = 0.717$  grado de acción compuesta

$\text{if}\left(\frac{\Sigma Q_n}{\min(0.85 \cdot f'_c \cdot t_c \cdot b, F_y \cdot A_s)} \geq 0.5, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}\right) = \text{"cumple"}$

3. Vigas con un promedio nominal de capacidad de los conectores de corte de por lo menos 16 kip por pie a lo largo de sus longitud. Ésto corresponde a conectores de 3/4" de diámetro colocados a cada 12" en promedio.

$\frac{\Sigma Q_n}{L} = 11.279 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$   $\text{if}\left(\frac{\Sigma Q_n}{L} \geq 16 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}\right) = \text{"no cumple"}$

Separación entre conectores

Tabla 3.21

5.5 m = 216.535 in

Hay por lo menos un conector en cada costilla, por lo tanto la separación entre conectores es:

$S1 := \text{ceil}\left(\frac{L}{n_a} \cdot \frac{1}{\text{in}}\right) \cdot 1 \text{ in} = 19 \text{ in}$  separación entre conectores propuesta

$S2 := \frac{S1}{s_r} = 3.165$  Búsqueda de ajuste entre conectores y distancia entre costillas

$S := 4 \cdot s_r = 24.016 \text{ in}$  Separación ajustada entre conectores

1. Separación longitudinal máxima (360-16 I8.2d(e))  $8 \cdot (t_c + h_r) = 31.18 \text{ in}$

$\text{if}(S \leq \min(8 \cdot (t_c + h_r), 36 \text{ in}), \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) = \text{"cumple"}$

2. Separación longitudinal mínima (360-16 I8.2d(d))  $4 \cdot d_s = 3 \text{ in}$

if  $(S \geq 4 \cdot d_s, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) = \text{"cumple"}$

3. Separación transversal mínima (360-16 I8.2d(d))  $g := 3 \text{ in}$

if  $(g \geq 4 \cdot d_s, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) = \text{"cumple"}$

4. Distancia mínima a bordes libres en la dirección del corte horizontal.

8 pulgadas para concreto de peso normal (360-16 I8.2d)

5. Separación máxima entre sujetadores de la losacero.

La losacero debe sujetarse a todos los miembros de soporte a cada 18" como máximo.

if  $(s_r \leq 18 \text{ in}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) = \text{"cumple"}$

No se requieren conectores adicionales.

## Memoria de Cálculo - Verificación de Marco resistente a momento (SMF)



### Geometría del marco

$$H_p := 3 \text{ m}$$

altura de piso

$$L := 7.5 \text{ m}$$

longitud de viga

### Cargas

$$CM := 261 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

carga muerta

$$CV := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

carga viva

### Parametros sismicos

II (ordinaria)

Categoría (NSE 1-10 3.1.5)

$$I_o := 4.2$$

índice de sismicidad (NSE 2-10 4.2.1 y Anexo A).

D

nivel mínimo de protección sísmica (NSE 2-10 Tabla 4-1).

Probabilidad de 5% en 50 años de exceder un sismo de diseño (sismo severo)

$$S_{cr} := 1.5$$

ordenada espectral de período corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés (NSE 2-10 4.3.3.1 y Anexo A).

Clase de sitio D

(NSE 2-10 Tabla 4-4)

$$F_a := 1$$

coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos (NSE 2-10 Tablas 4-2)

A partir de este punto se debe hacer una adaptación entre NSE 2-10 y (ASCE/SEI 7-16 para obtener datos que se usarán en el análisis de la rótula plástica).

$$S_s := S_{cr} = 1.5$$

parámetro mapeado de aceleración del espectro de respuesta para el máximo sismo considerado para períodos cortos (ASCE/SEI 7-16 11.4.2 y 11.4.4)

ASCE/SEI 7-16 presenta los coeficientes de sitio de período corto  $F_a$  en la tabla 11.4-1, en función de  $S_s$ . Debemos utilizar los indicados en NSE 2-10 Tabla 4-2.

$S_{MS} := F_a \cdot S_5 = 1.5$       parámetro de aceleración del espectro de respuesta para períodos cortos del máximo sismo considerado ajustado con efectos de sitio, con un 5% de amortiguamiento).

$S_{DS} := \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = 1$       Parámetros de aceleración del espectro de diseño para períodos cortos.

$\lambda := 0.25$       porción de carga viva que forma parte del peso sísmico.

$\Omega_o := 3$       Factor de incremento de resistencia. Se usa para aumentar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura. (NSE 3-18 1.5.3 & NSE 7.5-18 T. 4.3.3-1)

$S_{vd} := 0.24$       Componente vertical del sismo (NSE 2-18 4.5.9-1). Se debe sumar a la carga muerta en la combinación CRA

## Materiales

$E := 29000 \text{ ksi}$       módulo de elasticidad

Viga      Acero ASTM A992

$F_{yb} := 50 \text{ ksi}$       esfuerzo de fluencia de la viga (SCM 15 T. 2-4)

$R_{yb} := 1.1$       Factor de sobre-resistencia (341-16 Tabla A3.1)

Columna      Acero ASTM A992       $F_{yc} := 50 \text{ ksi}$        $R_{yc} := 1.1$

Placa      Acero ASTM A36       $F_{ypl} := 36 \text{ ksi}$        $R_{ypl} := 1.5$

## Perfiles

Viga W18X50

Viga A14X48      (SCM Tabla 1-1 pag. 1-26)       $\text{Perfil\_Viga} := \text{"W18X50"}$

---

$d_b = 18 \text{ in}$	peralte	$A_{gb} = 14.7 \text{ in}^2$	área gruesa
$b_{fb} = 7.5 \text{ in}$	ancho de patín	$S_{xb} = 88.9 \text{ in}^3$	módulo elástico X-X
$t_{fb} = 0.57 \text{ in}$	grosor de patín	$Z_{xb} = 101 \text{ in}^3$	módulo plástico X-X
$t_{wb} = 0.355 \text{ in}$	grosor de alma	$I_{xb} = 800 \text{ in}^4$	Inercia eje X-X
$J_b = 1.24 \text{ in}^4$	constante torsional	$I_{yb} = 40.1 \text{ in}^4$	Inercia eje Y-Y

$r_{xb} = 7.38 \text{ in}$  radio de giro X-X  $r_{yb} = 1.65 \text{ in}$  radio de giro Y-Y

$k_{desb} = 0.972 \text{ in}$  distancia de cara exterior de patín a final de curva de unión alma-patín

$h_{ob} := d_b - t_{fb} = 17.43 \text{ in}$  distancia entre centroides de patines

$h_b := d_b + 2 \cdot k_{desb} = 19.944 \text{ in}$  altura libre del alma

$C_{wb} := 1230 \text{ in}^6$  constante de torsión de alabeo

$c_b := 1$   $Z_{yb} = 16.6 \text{ in}^3$  módulo plástico Y-Y

$$r_{xb} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_{gb}}} = 7.377 \text{ in} \quad r_{yb} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_{gb}}} = 1.65 \text{ in} \quad h_{ob} := d_b - t_{fb} = 17.4 \text{ in}$$

$$r_{t, sb} := \sqrt{\frac{I_{yb} \cdot h_{ob}}{2 \cdot S_{xb}}} = 1.98 \text{ in}$$

### Columna W21X182

Columna W14X132

(SCM Tabla 1-1 pag. 1-26)

Perfil\_Columna := "W21X182"

$d_c = 0.577 \text{ m}$  peralte  $A_{gc} = 53.6 \text{ in}^2$  área gruesa

$b_{fc} = 0.318 \text{ m}$  ancho de patín  $S_{xc} = 417 \text{ in}^3$  módulo elástico X-X

$t_{fc} = 0.038 \text{ m}$  grosor de patín  $Z_{xc} = 476 \text{ in}^3$  módulo plástico X-X

$t_{wc} = 0.021 \text{ m}$  grosor de alma  $I_{xc} = (4.73 \cdot 10^3) \text{ in}^4$  Inercia eje X-X

$J_c = 30.7 \text{ in}^4$  constante torsional  $I_{yc} = 483 \text{ in}^4$  Inercia eje Y-Y

$r_{xc} = 9.4 \text{ in}$  radio de giro X-X  $r_{yc} = 3 \text{ in}$  radio de giro Y-Y

$k_{desc} = 1.98 \text{ in}$  distancia de cara exterior de patín a final de curva de unión alma-patín

$h_{oc} := d_b - t_{fb} = 17.43 \text{ in}$  distancia entre centroides de patines

$h_c := d_b + 2 \cdot k_{desb} = 19.944 \text{ in}$  altura libre del alma

$C_{wc} := 25500 \text{ in}^6$  constante de torsión de alabeo  $C_c := 1.11$

$\sqrt{\tau}$

$\sqrt{\tau}$

$$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_{gc}}} = 9.39 \text{ in} \quad r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_{gc}}} = 3 \text{ in} \quad h_{oc} := d_c - t_{fc} = 21.22 \text{ in}$$

$$r_{tsc} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2 \cdot S_{xc}}} = 3.51 \text{ in} \quad Z_{yc} = 119 \text{ in}^3 \quad \text{módulo plástico Y-Y}$$

## Diseño de la viga

La viga debe cumplir con los requisitos para miembros de alta ductilidad. Se revisa los límites ancho/grosor para el alma y el patín según (341-16 Tabla D1.1)

Cargas axiales

Valores positivos (tensión) y negativos (compresión)

$$P_{pp} := 0 \text{ kgf}$$

$$P_v := 3598.7 \text{ kgf}$$

$$P_m := 4845.9 \text{ kgf} = 4.846 \text{ tonnef}$$

$$P_s := 4383.97 \text{ kgf}$$

### Momentos respecto al eje de la viga

Se debe considerar los momentos negativos y positivos, analizandolos a todo lo largo de la viga, para determinar el caso pésimo.

$$M_{pp} := 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_m := 8008.8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_s := 9343.68 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_v := 5888.88 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

## Combinaciones NSE 7.5-18 4.41

Según la convención de signos del software usado, negativo es compresión; sin embargo aquí usa el valor absoluto para aplicar el valor adecuadamente en ecuaciones posteriores. Lo mismo se hace con los momentos. Para la revisión de la viga no se usa sismo amplificado.

### Axiales

$$CRA_1 := \text{abs} \left( 1.4 \left( P_{pp} + P_m \right) \right) = 14.96 \text{ kip}$$

$$CRA_2 := \text{abs} \left( 1.2 \left( P_{pp} + P_m \right) + 1.6 \cdot P_v \right) = 25.51 \text{ kip}$$

$$CRA_3 := \text{abs} \left( 1.2 \left( P_{pp} + P_m \right) + P_v \right) = 20.75 \text{ kip}$$

$$CRA_6 := \text{abs} \left( \left( 1.2 + S_{vd} \right) \cdot \left( P_{pp} + P_m \right) + P_v + P_s \right) = 32.983 \text{ kip}$$

$$CRA_7 := \text{abs} \left( (0.9 - S_{vd}) \cdot (P_{pp} + P_m) + P_s \right) = 16.716 \text{ kip}$$

$$P_{ub} := \max (CRA_1, CRA_2, CRA_3, CRA_6, CRA_7) = 32.983 \text{ kip} \quad \text{Compresión}$$

### Momentos

$$CRA_1 := \text{abs} (1.4 (M_{pp} + M_m)) = 81.1 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$CRA_2 := \text{abs} (1.2 (M_{pp} + M_m) + 1.6 \cdot M_v) = 137.66 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$CRA_3 := \text{abs} (1.2 (M_{pp} + M_m) + M_v) = 112.11 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$CRA_6 := \text{abs} \left( (1.2 + S_{vd}) \cdot (M_{pp} + M_m) + M_v + M_s \right) = 193.593 \text{ ft} \cdot \text{kip}$$

$$CRA_7 := \text{abs} \left( (0.9 - S_{vd}) \cdot (M_{pp} + M_m) + M_s \right) = 105.815 \text{ ft} \cdot \text{kip}$$

$$M_{ub} := \max (CRA_1, CRA_2, CRA_3, CRA_6, CRA_7) = 193.593 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

### Pandeo local 360-16 patines

$$\lambda := \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 6.6$$

$$\lambda_r := \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 24.1$$

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 9.2$$

if ( $\lambda \leq \lambda_p$ , "compacto", if ( $\lambda < \lambda_r$ , "no esbelto", "esbelto")) = "compacto"

### alma

$$\lambda := \frac{h_b}{t_{wb}} = 56.2$$

$$\lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 137.3$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 90.6$$

if ( $\lambda \leq \lambda_p$ , "compacto", if ( $\lambda \leq \lambda_r$ , "no compacto", "esbelto")) = "compacto"

### Pandeo local 341-16

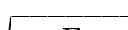
La viga debe cumplir con los requisitos para miembros de alta ductilidad. Se revisa los límites ancho/grosor para el alma y el patín según (341-16 Tabla D1.1)

### Patines

$$\lambda := \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 6.6$$

relación ancho/  
grosor

Este chequeo tiene que ser  
altamente ductil



límite de relación ancho/

$$\lambda_{hd} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 7.348$$

grosor para miembros de alta ductilidad

Pág. 60 del Manual de acero  
Elementos rigidizados

if ( $\lambda \leq \lambda_{hd}$ , “cumple”, “no cumple”) = “cumple”

alma

$$P_{ub} = 32.983 \text{ kip}$$

resistencia axial requerida

$$\phi_c P_y := 0.9 \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_{gb} = 727.65 \text{ kip}$$

resistencia axial de fluencia minorada

$$C_a := \frac{P_{ub}}{\phi_c P_y} = 0.045$$

relación entre la resistencia axial requerida y la resistencia axial de fluencia minorada

$$\lambda := \frac{h_b}{t_{wb}} = 56.18$$

relación ancho/grosor

$$\lambda_{hd1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 56.2$$

$$\lambda_{hd2} := 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.68 - C_a) = 53.2$$

$$\lambda_{hd3} := 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 36.1$$

$$\lambda_{hd4} := \max(\lambda_{hd2}, \lambda_{hd3}) = 53.2$$

$$\lambda_{hd} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{hd1}, \lambda_{hd4}) = 56.231$$

límite de relación ancho/grosor para miembros de alta ductilidad

if ( $\lambda \leq \lambda_{hd}$ , “cumple”, “cambiar viga”) = “cumple”

Longitud no arriostrada para miembros de alta ductilidad

$$L_b := \frac{L}{8} = 0.938 \text{ m}$$

longitud máxima entre soportes laterales

$$L_{bmax} := 0.095 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}} = 2.1 \text{ m}$$

Separación máxima entre arriostres para miembros de alta ductilidad (341-16 D1 2b)

if ( $L_b \leq L_{bmax}$ , “cumple”, “no cumple”) = “cumple”

Flexión

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.778 \text{ m}$$

$$C_b := 1.11$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tsb} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c_b}{S_{xb} \cdot h_{ob}}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c_b}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yb}}{E}\right)^2} = 5.17 \text{ m}$$

$$F_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{tsb}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c_b}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{tsb}}\right)^2} = 926.6 \text{ ksi}$$

$$M_p := F_{yb} \cdot Z_{xb} = 420.833 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n1} := M_p \quad M_{n2} := C_b \cdot M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_{yb} \cdot S_{xb}) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right) = 507.152 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n3} := F_{cr} \cdot S_{xb} = (6.865 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$z := \text{if}(L_b \leq L_p, 1, \text{if}(L_p \leq L_r, 2, 3)) = 1 \quad \text{zona donde está ubicada la viga}$$

$$\text{if}(z = 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) = \text{"cumple"}$$

Si no queda en zona 1, significa que la viga es susceptible a fallar por pandeo lateral torsional y se debe reducir la longitud no arriostrada colocando mas soportes laterales o se busca una viga que cumpla para la separación actual (lo que sea más liviano).

$$\phi_b M_n := 0.9 \min(\text{if}(L_p \leq L_r, M_{n1}, \text{if}(L_b \leq L_r, M_{n2}, M_{n3})), M_p) = 378.75 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{ub} = 193.593 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{momento máximo requerido a la viga}$$

$$\text{if}(\left(\frac{M_{ub}}{\phi_b M_n}\right) < 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) = \text{"cumple"} \quad \frac{M_{ub}}{\phi_b M_n} = 0.511$$

### Diseño de la columna 360-16

El objetivo es prevenir problemas de inestabilidad en las columnas y provocar la formación de rótulas plásticas en las vigas. Para ello se verifica la resistencia de la columna para soportar la máxima carga proveniente del análisis incluyendo la sobre-resistencia.

#### Cargas

$$P_{pp} := 0 \text{ kgf}$$

$$P_m := -26809.67 \text{ kgf}$$

$$P_a := -7328 \text{ kgf}$$

$$P_s := -5415.07 \text{ kgf}$$

$$P_v := -18320.88 \text{ kgf}$$

$$M_{xpp} := 0.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{xm} := 3413.79 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{xa} := 1003 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{xs} := 11656.35 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{xv} := 2507.84 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ypp} := 0.00 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ym} := 159.41 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ya} := 47.71 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} := 891.77 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{yv} := 119.27 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Combinaciones NSE 7.5-18 4.4.1

### Axiales

$$CRA_1 := \text{abs} \left( 1.4 \left( P_{pp} + P_m \right) \right) = 82.75 \text{ kip}$$

$$CRA_2 := \text{abs} \left( 1.2 \left( P_{pp} + P_m \right) + 1.6 \cdot P_v + 0.5 \cdot P_a \right) = 143.63 \text{ kip}$$

$$CRA_3 := \text{abs} \left( 1.2 \left( P_{pp} + P_m \right) + P_v + 1.5 \cdot P_a \right) = 135.55 \text{ kip}$$

$$CRA_6 := \text{abs} \left( (1.2 + S_{vd}) \cdot \left( P_{pp} + P_m \right) + P_v + P_s \right) = 137.44 \text{ kip} \quad \Omega_o = 3$$

$$CRA_7 := \text{abs} \left( (0.9 - S_{vd}) \cdot \left( P_{pp} + P_m \right) + P_s \right) = 50.948 \text{ kip}$$

$$CRA_{6.1} := \text{abs} \left( (1.2 + S_{vd}) \cdot \left( P_{pp} + P_m \right) + P_v + (\Omega_o \cdot P_s) \right) = 161.317 \text{ kip}$$

$$CRA_{7.1} := \text{abs} \left( (0.9 - S_{vd}) \cdot \left( P_{pp} + P_m \right) + (\Omega_o \cdot P_s) \right) = 74.824 \text{ kip}$$

compresión considerando sismo sin amplificar

$$P_{uc} := \max \left( CRA_1, CRA_2, CRA_3, CRA_6, CRA_7 \right) = 143.629 \text{ kip} \quad \text{Compresión}$$

compresión considerando sismo amplificado

$$P_{uc\_am} := \max \left( CRA_1, CRA_2, CRA_3, CRA_6, CRA_7, CRA_{6.1}, CRA_{7.1} \right) = 161.317 \text{ kip}$$

Para verificar la flexión en ambos ejes y los esfuerzos combinados no se usa sismo

amplificado. Es decir que para esfuerzos combinados se usa compresión con sismo sin amplificar

### Momento respecto al eje fuerte

$$CRA_1 := \text{abs} \left( 1.4 \left( M_{xpp} + M_{xm} \right) \right) = 34.57 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$CRA_2 := \text{abs} \left( 1.2 \left( M_{xpp} + M_{xm} \right) + 1.6 \cdot M_{xv} + 0.5 \cdot M_{xa} \right) = 62.28 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$CRA_3 := \text{abs} \left( 1.2 \left( M_{xpp} + M_{xm} \right) + M_{xv} + 1.5 \cdot M_{xa} \right) = 58.65 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$CRA_6 := \text{abs} \left( (1.2 + S_{vd}) \cdot \left( M_{xpp} + M_{xm} \right) + M_{xv} + M_{xs} \right) = 138.006 \text{ ft} \cdot \text{kip}$$

$$CRA_7 := \text{abs} \left( (0.9 - S_{vd}) \cdot \left( M_{xpp} + M_{xm} \right) + M_{xs} \right) = 100.607 \text{ ft} \cdot \text{kip}$$

$$M_{xuc} := \max \left( CRA_1, CRA_2, CRA_3, CRA_6, CRA_7 \right) = 138.006 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

### Momentos respecto al eje débil

$$CRA_1 := \text{abs} \left( 1.4 \left( M_{ypp} + M_{ym} \right) \right) = 1.61 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$CRA_2 := \text{abs} \left( 1.2 \left( M_{ypp} + M_{ym} \right) + 1.6 \cdot M_{yv} + 0.5 \cdot M_{ya} \right) = 2.94 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$CRA_3 := \text{abs} \left( 1.2 \left( M_{ypp} + M_{ym} \right) + M_{yv} + 1.5 M_{ya} \right) = 2.76 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$CRA_6 := \text{abs} \left( (1.2 + S_{vd}) \cdot \left( M_{ypp} + M_{ym} \right) + M_{yv} + M_{ys} \right) = 8.973 \text{ ft} \cdot \text{kip}$$

$$CRA_7 := \text{abs} \left( (0.9 - S_{vd}) \cdot \left( M_{ypp} + M_{ym} \right) + M_{ys} \right) = 7.211 \text{ ft} \cdot \text{kip}$$

$$M_{yuc} := \max \left( CRA_1, CRA_2, CRA_3, CRA_6, CRA_7 \right) = 8.973 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

### Esbeltez

$$L_x := H_p = 3 \text{ m}$$

$$K_x := 2.48$$

$$L_{cx} := K_x \cdot L_x = 7.44 \text{ m}$$

$$L_{cx} \div r_{xc} = 31.181$$

if  $(L_{cx} \div r_{xc} \leq 200, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) = \text{"cumple"}$

$$L_y := H_p = 3 \text{ m}$$

$$K_y := 1$$

$$L_{cy} := K_y \cdot L_y = 3 \text{ m}$$

$$L_{cy} \div r_{yc} = 39.346$$

if  $(L_{cy} \div r_{yc} \leq 200, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}) = \text{"cumple"}$

if  $(L_{cx} \div r_{xc} > L_{cy} \div r_{yc}, \text{"pandea respecto a x"}, \text{"pandea respecto a y"}) = \text{"pandea respecto a y"}$

### Pandeo local

#### Patines

$$\lambda := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 4.2$$

$$\lambda_r := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 13.5$$

if  $(\lambda \leq \lambda_r, \text{"no esbelto"}, \text{"esbelto"}) = \text{"no esbelto"}$

#### Alma

$$\lambda := \frac{h_c}{t_{wc}} = 24$$

$$\lambda_r := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 35.9$$

if  $(\lambda \leq \lambda_r, \text{"no esbelto"}, \text{"esbelto"}) = \text{"no esbelto"}$

---

Patines

$$\lambda := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 4.2$$

relación ancho/  
grosor

Este chequeo tiene que ser  
altamente ductil

$$\lambda_{hd} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 7.348$$

límite de relación ancho/  
grosor para miembros de  
alta ductilidad

if ( $\lambda \leq \lambda_{hd}$ , “cumple”, “no cumple”) = “cumple”

Pág. 60 del Manual de acero  
Elementos rigidizados

alma

$$P_{uc} = 143.629 \text{ kip}$$

resistencia axial requerida

$$\phi_c P_y := 0.9 \cdot R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_{gc} = 2653.2 \text{ kip}$$

resistencia axial de fluencia  
minorada

$$C_a := \frac{P_{uc}}{\phi_c P_y} = 0.054$$

relación entre la resistencia axial  
requerida y la resistencia axial de  
fluencia minorada

$$\lambda := \frac{h_c}{t_{wc}} = 24.03$$

relación ancho/grosor

$$\lambda_{hd1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 55.7$$

$$\lambda_{hd2} := 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a) = 53.1$$

$$\lambda_{hd3} := 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 36.1$$

$$\lambda_{hd4} := \max(\lambda_{hd2}, \lambda_{hd3}) = 53.1$$

$$\lambda_{hd} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{hd1}, \lambda_{hd4}) = 55.691$$

límite de relación ancho/  
grosor para miembros de  
alta ductilidad

if ( $\lambda \leq \lambda_{hd}$ , “cumple”, “cambiar viga”) = “cumple”

### Pandeo flexionante

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_{cx}}{r_{xc}}\right)^2} = 294.385 \text{ ksi} \quad \text{esfuerzo de pandeo elástico (360-16 E3-4)}$$

$$P_{uc} = 143.629 \text{ kip}$$

$$F_{cr} := \text{if} \left( \frac{L_{cx}}{r_{xc}} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}, 0.658 \frac{F_{yc}}{F_e} \cdot F_{yc}, 0.877 \cdot F_e \right) = 46.569 \text{ ksi} \quad \text{esfuerzo crítico (360-16 E3-2 y E3-3)}$$

$$\phi_c P_n := 0.9 \cdot F_{cr} \cdot A_{gc} = 2246.49 \text{ kip} \quad \text{compresión de diseño (360-16 E3-1)}$$

La compresión considerando sismo sin aplicar cumple. Ésta es la que es usa para esfuerzos combinados.

if ( $P_{uc} \leq \phi_c P_n$ , “cumple”, “no cumple”) = “cumple”

$$P_{uc} \div \phi_c P_n = 0.06$$

La compresión considerando sismo amplificado

if ( $P_{uc\_am} \leq \phi_c P_n$ , “cumple”, “no cumple”) = “cumple”

$$P_{uc\_am} \div \phi_c P_n = 0.07$$

### Flexión respecto al eje fuerte

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.778 \text{ m} \quad C_b := 1 \quad L_b := H_p = 3 \text{ m}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tsb} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c_b}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c_b}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yb}}{E}\right)^2}} = 5.17 \text{ m}$$

$$F_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{tsb}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c_b}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{tsb}}\right)^2} = 89.1 \text{ ksi}$$

$$M_p := F_{yb} \cdot Z_{xb}$$

$$M_{n1} := M_p$$

$$M_{n2} := C_b \cdot M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_{yb} \cdot S_{xb}) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)$$

$$M_{n3} := F_{cr} \cdot S_{xb}$$

$$z := \text{if} (L_b \leq L_p, 1, \text{if} (L_p \leq L_r, 2, 3)) = 2$$

zona donde está ubicada la viga

La columna no tiene que quedar en zona 1. Ésta debe permanecer elástica y sin rótulas.

$$\phi_b M_{nx} := 0.9 \cdot \min \left( \text{if} \left( L_b \leq L_p, M_{n1}, \text{if} \left( L_b \leq L_r, M_{n2}, M_{n3} \right) \right), M_p \right) = 326.392 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{xuc} = 138.006 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

resistencia última requerida a flexión

$$\text{if} \left( \phi_b M_{nx} \geq M_{xuc}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"}$$

$$M_{xuc} \div \phi_b M_{nx} = 0.42$$

Flexión respecto al eje débil

Como es un perfil con elementos compactos, al flexionarse respecto al eje débil, alcanza la zona 1.

$$M_{yuc} = 8.973 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b M_{ny} := 0.9 \cdot F_{yc} \cdot Z_{yc} = 446.25 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{if} \left( \phi_b M_{ny} \geq M_{yuc}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"}$$

$$M_{yuc} \div \phi_b M_{ny} = 0.02$$

Esfuerzos combinados

$$P_c := \phi_c P_n \quad M_{cx} := \phi_b M_{nx} \quad M_{cy} := \phi_b M_{ny} \quad \phi_b M_{nx} = 326.392 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

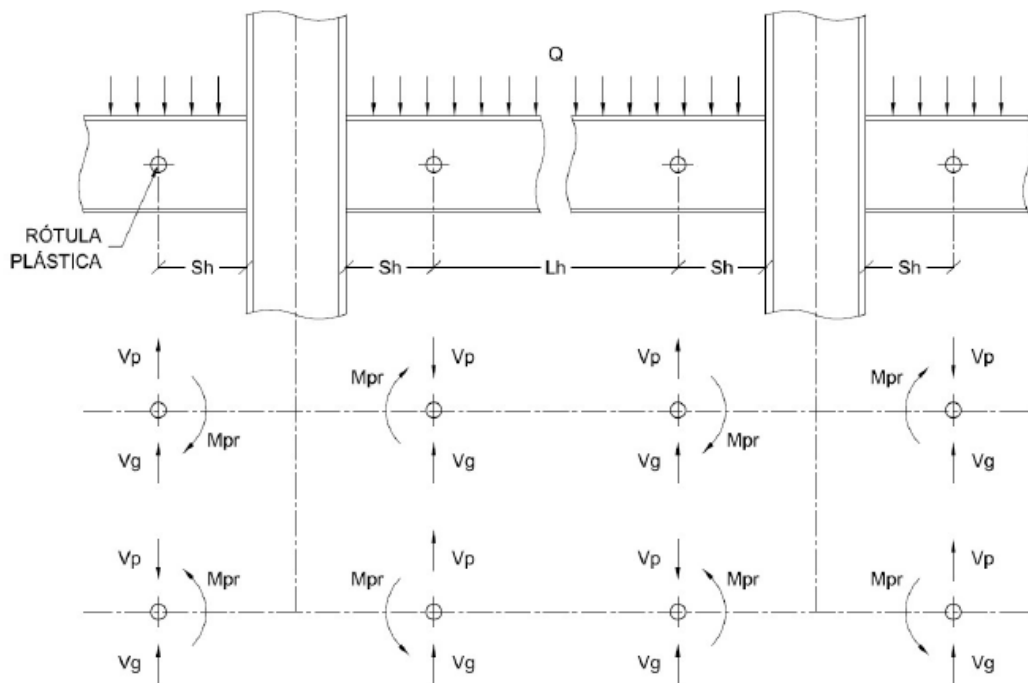
$$E_{c1} := \frac{P_{uc}}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_{xuc}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{yuc}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.458 \quad (\text{H1-1a})$$

$$E_{c2} := \frac{P_{uc}}{2 \cdot \phi_c P_n} + \left( \frac{M_{xuc}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{yuc}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.475$$

$$E_{cH2} := \text{if} \left( \frac{P_{uc}}{\phi_c P_n} \geq 0.2, E_{c1}, E_{c2} \right) = 0.475$$

$$\text{if} \left( E_{cH2} \leq 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"}$$

## 14. Definición de rótulas plásticas



$$M_{pr} := 1.1 \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 509.208 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{momento resistente esperado en la rótula plástica}$$

$$S_h := 0.24 \text{ m} \quad \text{distancia donde ocurre la rótula plástica (depende de la conexión)}$$

$$L_h := L - 2 \cdot S_h - d_c = 6.443 \text{ m} \quad \text{longitud entre rótulas plásticas}$$

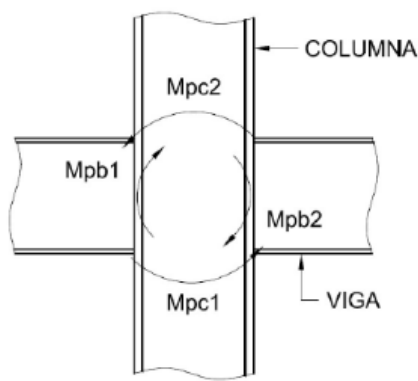
$$V_p := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} = 48.175 \text{ kip} \quad \text{longitud entre rótulas plásticas}$$

$$Q := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot CM + \gamma \cdot CV = 0.343 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{carga distribuida en la viga}$$

$$1.2 + 0.2 \cdot S_{DS} = 1.4 \quad S_{DS} = 1$$

$$V_g := Q \cdot \frac{L_h}{2} = 3.62 \text{ kip} \quad \text{corte gravitacional en la rótula plástica}$$

## 15. Revisión de momentos en la junta



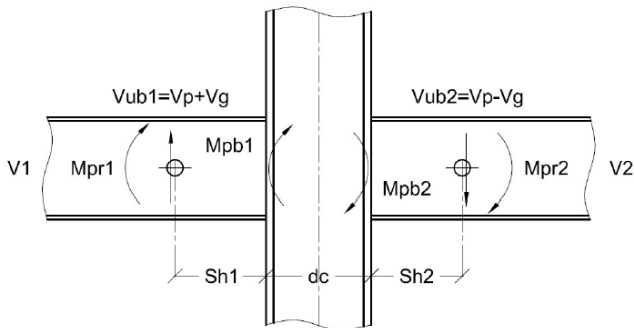
Se debe verificar la relación de momentos en la junta, así:

$$M_{pcR} = M_{pc1} + M_{pc2} \quad \text{Sumatoria de momentos máximos probables de vigas}$$

$$M_{pbR} = M_{pb1} + M_{pb2} \quad \text{Sumatoria de momentos máximos probables de columnas}$$

Se debe cumplir con  $\frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} > 1$

Suma de momento de las vigas



$$V_{ub1} := 0 \text{ kip}$$

corte resistente esperado en la rótula plástica de la viga 1

$$V_{ub2} := V_p - V_g = 44.555 \text{ kip}$$

corte resistente esperado en la rótula plástica de la viga 2

$$M_{pr1} := 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

momento resistente esperado en la rótula plástica de la viga 1

$$M_{pr2} := M_{pr} = 509.208 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

momento resistente esperado en la rótula plástica de la viga 2

$$S_{h1} := 0 \text{ m}$$

distancia a la rótula plástica de la viga 1

$$S_{h2} := S_h = 0.24 \text{ m}$$

distancia a la rótula plástica de la viga 2

$$M_{pb1} := M_{pr1} + V_{ub1} \cdot (S_{h1} + 0.5 \cdot d_c) = 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

momento máximo probable en la viga 1

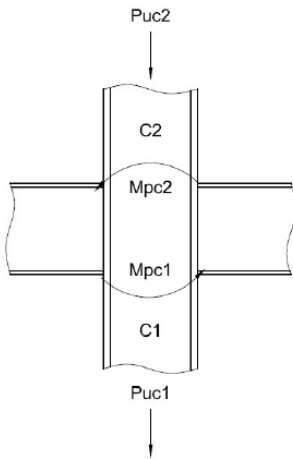
$$M_{pb2} := M_{pr2} + V_{ub2} \cdot (S_{h2} + 0.5 \cdot d_c) = 586.433 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

momento máximo probable en la viga 2

$$M_{pbR} := M_{pb1} + M_{pb2} = 586.433 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Sumatoria de momentos máximos probables de vigas

**Suma de momentos de las columnas**



$P_{uc1}$  y  $P_{uc2}$  son las mayores fuerzas axiales mayoradas de las combinaciones con sismo para las columnas C1 y C2 respectivamente.

$$P_{uc1} := 60160 \text{ kgf} = 132.63 \text{ kip}$$

$$P_{uc2} := 39440 \text{ kgf} = 86.95 \text{ kip}$$

con ellas se obtiene el momento máximo probable en las columnas.

$$M_{pc1} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{P_{uc1}}{A_{gc}} \right) = (1.885 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad (C1)$$

$$M_{pc2} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{P_{uc2}}{A_{gc}} \right) = (1.919 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad (C2)$$

$$M_{pcR} := M_{pc1} + M_{pc2} = 3804.166 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

sumatoria de momentos máximos probables de columnas C1 y C2.

$$\frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} = 6.487$$

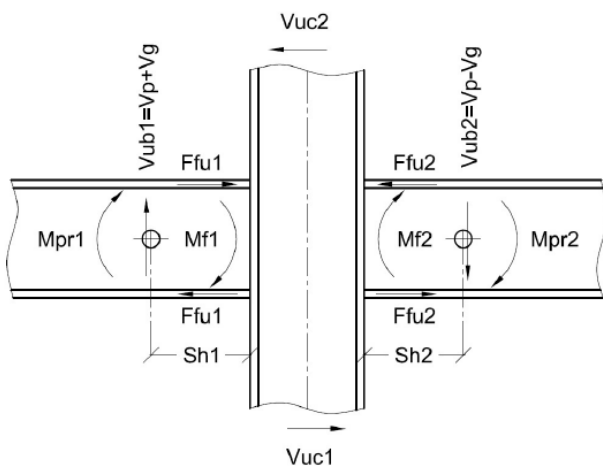
Relación de momentos en la junta

$$\frac{M_{pbR}}{M_{pcR}}$$

se debe cumplir que  $\text{if} \left( \frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} > 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"}$

Si no cumple, se debe aumentar la sección de la columna para que se de un mecanismo de falla dúctil. Es decir para que se dé la rótula plástica. Éste es el chequeo columna fuerteviga débil, lo que hemos hecho antes es un chequeo preliminar.

**16. Revisión de corte en la zona del panel**



Los momentos máximos esperados de las vigas en la cara de la columna se usan para obtener las fuerzas que los patines de la viga trasladada a la columna.

el momento esperado en la cara de la viga V1 es:

$$M_{f1} := M_{pr1} + V_{ub1} \cdot S_{h1} = 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

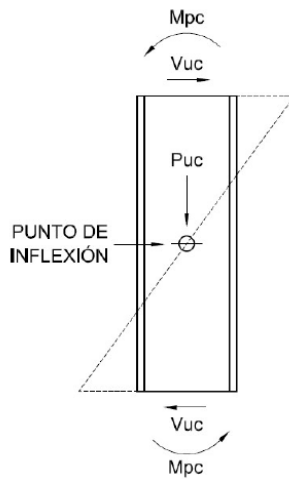
$$F_{fu1} := \frac{M_{f1}}{d_b - t_{fb}} = 0 \text{ kip}$$

fuerzas en los centroides de los patines de la viga V1

$$M_{f2} := M_{pr2} + V_{ub2} \cdot S_{h2} = 544.291 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{momento esperado en la cara de la viga V2}$$

$$F_{fu2} := \frac{M_{f2}}{d_b - t_{fb}} = 374.727 \text{ kip}$$

fuerzas en los centroides de los patines de la viga V2



Con el menor entre los momentos resistentes de las columnas y los momentos máximos probables que transfieren las vigas se obtiene el corte último que actúa en la columna.

$$H_{lc1} := H_p - 13.75 \text{ mm} = 2.986 \text{ m} \quad \text{longitud libre de la columna C1}$$

$$H_{lc2} := H_{lc1} = 2.986 \text{ m} \quad \text{longitud libre de la columna C2}$$

el corte esperado en las columnas debido a la capacidad de las vigas es:

$$V_{ucv} := \frac{M_{pbR}}{d_b + \left( \frac{H_{lc1} + H_{lc2}}{2} \right)} = 51.909 \text{ kip}$$

### Columna C1

$$M_{pc1} = (1.885 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{momento resistente en la columna C1}$$

$$V_{uc1M} := \frac{2 \cdot M_{pc1}}{H_{lc1}} = 384.832 \text{ kip} \quad \text{corte en la columna C1 debido a su momento resistente}$$

$$V_{uc1} := \min(V_{uc1M}, V_{ucv}) = 51.909 \text{ kip} \quad \text{corte último esperado en la columna C1}$$

### Columna C2

$$M_{pc2} = (1.919 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{momento resistente en la columna C2}$$

$$V_{uc2M} := \frac{2 \cdot M_{pc2}}{H_{lc2}} = 391.733 \text{ kip} \quad \text{corte en la columna C2 debido a su momento resistente}$$

$$V_{uc2} := \min(V_{uc2M}, V_{ucv}) = 51.909 \text{ kip} \quad \text{corte último esperado en la columna C2}$$

$$V_{uc} := \min(V_{uc1}, V_{uc2}) = 51.909 \text{ kip} \quad \text{corte último mínimo esperado en las columnas}$$

$$R_u := F_{fu1} + F_{fu2} - V_{uc} = 322.818 \text{ kip} \quad \text{corte requerido en la zona del panel}$$

Se verifica la resistencia de la zona del panel considerando que el efecto de una deformación

inelástica de la zona del panel no se tomó en cuenta en el análisis de estabilidad del marco.

$$P_r := P_{uC1} = 132.63 \text{ kip} \quad \text{resistencia axial requerida en la columna C1}$$

$$P_y := \frac{\phi_c P_y}{0.9} = 2948 \text{ kip} \quad \text{límite axial disponible sin minorar}$$

$$\alpha := 1 \quad \alpha \cdot P_r = 132.63 \text{ kip} \quad 0.4 \cdot P_y = (1.179 \cdot 10^3) \text{ kip}$$

$$\text{para } \alpha \cdot P_r \leq 0.4 P_y \quad (360-16 J10-9)$$

$$R_{v1} := 0.6 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc} = 565.23 \text{ kip}$$

$$\text{para } \alpha \cdot P_r > 0.4 P_y \quad (360-16 J10-10)$$

$$R_{v2} := 0.6 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc} \cdot \left(1.4 - \frac{\alpha \cdot P_r}{P_y}\right) = 765.892 \text{ kip}$$

$$R_v := 1 \cdot \text{if}(\alpha \cdot P_r \leq 0.4 \cdot P_y, R_{v1}, R_{v2}) = 565.23 \text{ kip} \quad \phi := 1$$

$$\phi \cdot R_v = 565.23 \text{ kip} \quad R_u = 322.818 \text{ kip}$$

$$\text{if}(R_u \leq \phi \cdot R_v, \text{"cumple"}, \text{"reforzar el panel"}) = \text{"cumple"}$$

el refuerzo en la zona del panel no se diseña con el corte requerido  $R_u$ , se diseña con la porción de éste que excede a la capacidad del panel ( $\phi \cdot R_v$ ), así:

$$R_r := R_u - \phi \cdot R_v = -242.412 \text{ kip} \quad \text{resistencia requerida al refuerzo del panel}$$

el grosor de las placas adosadas al panel del alma se calcula así:

$$\alpha \cdot P_r = 132.63 \text{ kip} \quad 0.4 \cdot P_y = (1.179 \cdot 10^3) \text{ kip}$$

$$\text{para } \alpha \cdot P_r \leq 0.4 \cdot P_y \quad t_1 := \frac{R_r}{0.6 \cdot F_{ypl} \cdot d_c} = -0.494 \text{ in}$$

$$\text{para } \alpha \cdot P_r > 0.4 \cdot P_y \quad t_2 := \frac{R_r}{0.6 \cdot F_{ypl} \cdot d_c \cdot \left(1.4 - \frac{\alpha \cdot P_r}{P_y}\right)} = -0.365 \text{ in}$$

$$t := \text{if}(\alpha \cdot P_r \leq 0.4 \cdot P_y, t_1, t_2) = -0.494 \text{ in} \quad \text{grosor requerido del refuerzo del panel}$$

Se puede colocar una placa de 3/4" de grosor a un lado del alma. Si existe algún inconveniente por ese grosor se puede colocar dos placas de 3/8" de grosor, una a cada lado del alma. Las placas, ya sea una o dos, no pueden tener un grosor inferior a 3/8", porque se dificulta la soldadura. En este caso usamos dos placas.

$$t_{pa} := \frac{3}{8} \text{ in}$$

grosor placa adosada

$$t_{wc} = 0.83 \text{ in}$$

grosor alma de columna

$$\text{if} \left( t_{pa} \geq \frac{3}{8} \text{ in}, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"}$$

$$t_t := 2 \cdot t_{pa} + t_{wc} = 1.58 \text{ in}$$

grosor total después de reforzar la zona del panel

### 17. Rigidizadores en la columna

El grosor mínimo del patín de la columna para no colocar rigidizadores es el mayor de los siguientes:

$$t_{fc1} := 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot \frac{R_{yb} \cdot F_{yb}}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 1.11 \text{ in}$$

$$t_{fc2} := \frac{b_{fb}}{6} = 1.25 \text{ in}$$

$$t_{fc\_min} := \max(t_{fc1}, t_{fc2}) = 1.25 \text{ in}$$

$$t_{fc} = 1.48 \text{ in}$$

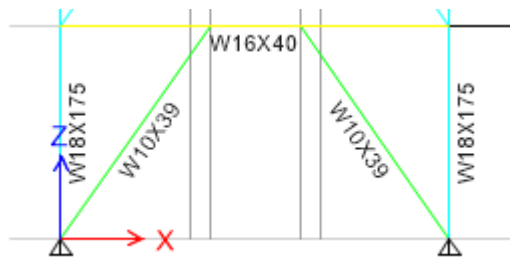
$$\text{if} \left( t_{fc} \geq t_{fc\_min}, \text{"cumple"}, \text{"colocar rigidizadores"} \right) = \text{"cumple"}$$

## Memoria de cálculo - Revisión de EBF

### 1. Descripción del sistema

ángulo respecto a la horizontal de las riostras:

$$90 \text{ deg} - \arctan\left(\frac{2.10 \text{ deg}}{3 \text{ deg}}\right) = 55.008 \text{ deg}$$



### 2. Geometría

$H := 3 \text{ m}$       Altura de piso

$L := 5.5 \text{ m}$       Largo viga principal

$e := 1.3 \text{ m}$       Excentricidad

$S_{vi} := \frac{L}{3} = 1.833 \text{ m}$       Separación entre viguetas

### 3. Materiales

$E := 29000 \text{ ksi}$       Modulo de elasticidad

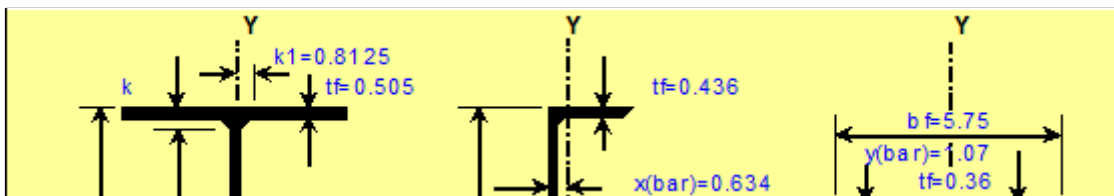
$F_{yb} := 50 \text{ ksi}$        $R_{yb} := 1.1$       Vigas       $F_{yc} := 50 \text{ ksi}$        $R_{yc} := 1.1$       Columnas

$F_{ya} := 50 \text{ ksi}$        $R_{ya} := 1.1$       Arriostres       $F_{ys} := 50 \text{ ksi}$        $R_{ys} := 1.1$       Soportes

### 4. Perfiles

Viga y enlace W16X40 (SCM 15 Tabla 1-1 pag. 1-26)

$PERFIL\_VIGA := \text{"W16X40"}$



$$A_b = 11.8 \text{ in}^2 \quad d_b = 16 \text{ in} \quad t_{wb} = 0.305 \text{ in} \quad b_{fb} = 7 \text{ in} \quad t_{fb} = 0.505 \text{ in}$$

$$k_{desb} = 0.907 \text{ in} \quad I_{xb} = 518 \text{ in}^4 \quad S_{xb} = 64.7 \text{ in}^3 \quad r_{xb} = 6.63 \text{ in} \quad Z_{xb} = 73 \text{ in}^3$$

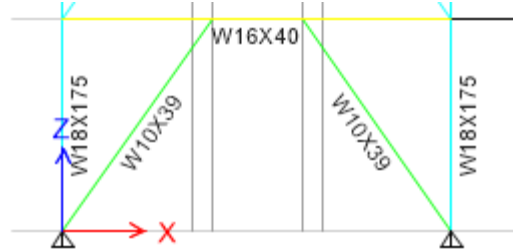
$$I_{yb} = 28.9 \text{ in}^4 \quad r_{yb} = 1.57 \text{ in} \quad r_{tsb} = 1.86 \text{ in} \quad J_b = 0.794 \text{ in}^4 \quad h_{ob} := d_b - t_{fb} = 15.495 \text{ in}$$

# Memoria de cálculo - Revisión de marco arriostrado excéntricamente

## 1. Descripción del sistema

ángulo respecto a la horizontal de las riostras:

$$90 \text{ deg} - \text{atan} \left( \frac{2.10 \text{ deg}}{3 \text{ deg}} \right) = 55.008 \text{ deg}$$



## 2. Geometría

$H := 3 \text{ m}$  Altura de piso

$L := 5.5 \text{ m}$  Largo viga principal

$e := 1.3 \text{ m}$  Excentricidad

$S_{vi} := \frac{L}{3} = 1.833 \text{ m}$  Separación entre viguetas

## 3. Materiales

$E := 29000 \text{ ksi}$  Modulo de elasticidad

$F_{yb} := 36 \text{ ksi}$   $R_{yb} := 1.5$  Vigas

$F_{yc} := 36 \text{ ksi}$   $R_{yc} := 1.5$  Columnas

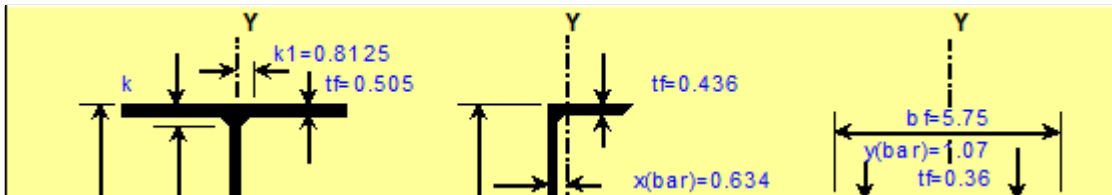
$F_{ya} := 36 \text{ ksi}$   $R_{ya} := 1.5$  Arriostres

$F_{ys} := 36 \text{ ksi}$   $R_{ys} := 1.5$  Soportes

## 4. Perfiles

Viga y enlace W16X40 (SCM 15 Tabla 1-1 pag. 1-26)

$PERFIL\_VIGA := \text{"W16X40"}$



$A_b = 11.8 \text{ in}^2$   $d_b = 16 \text{ in}$   $t_{wb} = 0.305 \text{ in}$   $b_{fb} = 7 \text{ in}$   $t_{fb} = 0.505 \text{ in}$

$k_{desb} = 0.907 \text{ in}$   $I_{xb} = 518 \text{ in}^4$   $S_{xb} = 64.7 \text{ in}^3$   $r_{xb} = 6.63 \text{ in}$   $Z_{xb} = 73 \text{ in}^3$

$I_{yb} = 28.9 \text{ in}^4$   $r_{yb} = 1.57 \text{ in}$   $r_{tsb} = 1.86 \text{ in}$   $J_b = 0.794 \text{ in}^4$   $h_{ob} := d_b - t_{fb} = 15.495 \text{ in}$

$$C_{wb} = (1.73 \cdot 10^3) \text{ in}^6 \quad h_b := d_b - 2 \cdot k_{desb} = 14.186 \text{ in}$$

PERFIL\_COLUMNA := "W18X175"

	W18X175		C10X15.3		WT5X11	
A =	51.3	in.^2	4.48	in.^2	3.24	in.^2
d =	20	in.	10	in.	5.090	in.
tw =	0.89	in.	0.24	in.	0.240	in.
bf =	11.4	in.	2.6	in.	5.750	in.

Columna W14X132 (SCM 15 Tabla 1-1 pag. 1-26)

$$A_c = 51.3 \text{ in}^2 \quad d_c = 20 \text{ in} \quad t_{wc} = 0.89 \text{ in} \quad b_{fc} = 11.4 \text{ in} \quad t_{fc} = 1.59 \text{ in}$$

$$k_{desc} = 1.99 \text{ in} \quad I_{xc} = 3450 \text{ in}^4 \quad S_{xc} = 344 \text{ in}^3 \quad r_{xc} = 8.2 \text{ in} \quad Z_{xc} = 398 \text{ in}^3$$

$$I_{yc} = 391 \text{ in}^4 \quad r_{yc} = 2.76 \text{ in} \quad r_{tsc} = 3.24 \text{ in} \quad h_{oc} := d_c - t_{fc} = 18.41 \text{ in} \quad J_c = 33.8 \text{ in}^4$$

$$C_{wc} = (3.33 \cdot 10^4) \text{ in}^6 \quad h_c := d_c - 2 \cdot k_{desc} = 16.02 \text{ in}$$

PERFIL\_ARRIOSTRE := "W10X39"

	W10X39		C10X15.3		WT5X11	
A =	11.5	in.^2	4.48	in.^2	3.24	in.^2
d =	9.92	in.	10	in.	5.090	in.
tw =	0.315	in.	0.24	in.	0.240	in.

Arriostre W10X39 (SCM 15 Tabla 1-1 pag. 1-26)

$$A_a = 11.5 \text{ in}^2 \quad d_a = 9.92 \text{ in} \quad t_{wa} = 0.315 \text{ in} \quad b_{fa} = 7.99 \text{ in} \quad t_{fa} = 0.53 \text{ in}$$

$$k_{desa} = 1.03 \text{ in} \quad I_{xa} = 209 \text{ in}^4 \quad S_{xa} = 42.1 \text{ in}^3 \quad r_{xa} = 4.27 \text{ in} \quad Z_{xa} = 46.8 \text{ in}^3$$

$$I_{ya} = 45 \text{ in}^4 \quad r_{ya} = 1.98 \text{ in} \quad r_{tsa} = 2.24 \text{ in} \quad h_{oa} := d_a - t_{fa} = 9.39 \text{ in} \quad J_a = 0.976 \text{ in}^4$$

$$C_{wa} = 992 \text{ in}^6 \quad h_a := d_a - 2 \cdot k_{desa} = 7.86 \text{ in}$$

PERFIL\_SOPORTE := "W16X26"

	W16X26		C10X15.3		WT5X11	
A =	7.68	in.^2	4.48	in.^2	3.24	in.^2
d =	15.7	in.	10	in.	5.090	in.
tw =	0.25	in.	0.24	in.	0.240	in.
bf =	5.5	in.	2.6	in.	5.750	in.

Soporte W10X26 (SCM 15 Tabla 1-1 pag. 1-26)

$$\begin{aligned}
 A_s &= 7.68 \text{ in}^2 & d_s &= 15.7 \text{ in} & t_{ws} &= 0.25 \text{ in} & b_{fs} &= 5.5 \text{ in} & t_{fs} &= 0.345 \text{ in} \\
 k_{deess} &= 0.747 \text{ in} & I_{xs} &= 301 \text{ in}^4 & S_{xs} &= 38.4 \text{ in}^3 & r_{xs} &= 6.26 \text{ in} & Z_{xs} &= 44.2 \text{ in}^3 \\
 I_{ys} &= 9.59 \text{ in}^4 & r_{ys} &= 1.12 \text{ in} & r_{tss} &= 1.38 \text{ in} & h_{os} &:= d_s - t_{fs} = 15.355 \text{ in} & J_s &= 0.262 \text{ in}^4 \\
 C_{ws} &= 565 \text{ in}^6 & h_s &:= d_s - 2 \cdot k_{deess} = 14.206 \text{ in}
 \end{aligned}$$

### Parámetro sísmicos

II (Ordinaria)

Categoría (NSE 1-10 3.15)

$I_o := 4.2$

Índice de sismicidad (NSE 2-10 4.2.1 y Anexo A)

D

Nivel mínimo de protección sísmica (NSE 2-10 Tabla 4-1)

$S_{cr} := 1.50$

**Probabilidad de 5% en 50 años de exceder un sismo de diseño (sismo severo)**  
 Ordenada espectral de período corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés (NSE 2-10 4.3.3.1 y Anexo A)

Clase de sitio C

(NSE 2-10 Tabla 4-4)

$F_a := 1$

Coefficiente de sitio para periodos de vibración cortos (NSE 2-10 Tabla 4-1)

A partir de este punto se debe hacer una "adaptación" entre NSE 2-10 y ASCE/SEI 7-16 para obtener datos que se usaran en el análisis con cargas sísmicas amplificadas.

$S_s := S_{cr} = 1.5$

Parámetro mapeado de aceleración del espectro de respuesta para el máximo sismo considerado para períodos cortos (ASCE/SEI 7-16 11.4.2 y 11.4.4)

ASCE/SEI 7-16 presenta los coeficientes de sitio de periodo corto  $F_a$  en la tabla 11.4-1, en funcion de  $S_s$ . Debemos utilizar los indicados en NSE 2-10 Tabla 4-2

$S_{MS} := F_a \cdot S_s = 1.5$  Parámetros de aceleracion del espectro de respuesta para períodos cortos del máximo sismo considerado ajustado con efectos de sitio, con un 5% de amortiguamiento

$S_{DS} := \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = 1$  Parámetro de aceleración del espectro de diseño para períodos cortos

$\gamma := 0.25$  Porción de carga viva que forma parte del peso sísmico

$\Omega_0 := 2$  Marcos de acero Tipo A con riostras concéntricas (NSE 2-10 Tabla 1-1 p.16)

## 5. Diseño del enlace

### Ductilidad

(341 - 16 Tabla D1.1 p 60)

### Patines

$\lambda := \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 6.931$  Relación ancho/grosor

$\lambda_{hd} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 7.416$  Límite relación ancho/grosor

if ( $\lambda \leq \lambda_{hd}$ , “cumple”, “cambiar viga”) = “cumple”

### Alma

$$A_b = 11.8 \text{ in}^2$$

$P_u := 18918 \text{ kgf} = 41.707 \text{ kip}$  Fuerza axial última

$P_y := R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_b = 637.2 \text{ kip}$  Fuerza axial de fluencia con sobre-resistencia

$C_a := \frac{P_u}{0.9 \cdot P_y} = 0.073$  relación de fuerzas con sobre resistencias

$\lambda_{hd} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 46.511$  Relación ancho/grosor

$\lambda_{hd1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 59.557$  Parámetro de comparación 1

$\lambda_{hd2} := 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.68 - C_a) = 53.171$  Parámetro de comparación 2

$\lambda_{hd3} := 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 36.383$   $max := \max(\lambda_{hd2}, \lambda_{hd3}) = 53.171$

$$\lambda_{hd} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{hd1}, \text{max}) = 59.557 \quad \text{Límite relación ancho grosor}$$

$$\text{if}(\lambda \leq \lambda_{hd}, \text{"cumple"}, \text{"cambiar arriostre"}) = \text{"cumple"}$$

## Resistencia

### Fluencia por corte

$$A_{lw} := (d_b - 2 \cdot t_{fb}) \cdot t_{wb} = 4.572 \text{ in}^2 \quad \text{Área del alma del enlace (341-16 Ec F3-4)}$$

$$P_{y'} := F_{yb} \cdot A_b = 424.8 \text{ kip} \quad \text{Fuerza axial de fluencia sin sobre-resistencia}$$

$$\frac{P_u}{P_{y'}} = 0.098 \quad \text{Relación de fuerzas}$$

$$\text{si } \frac{P_u}{P_{y'}} \leq 0.15 \quad V_{p1} := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_{lw} = 98.754 \text{ kip} \quad 341-16 \text{ Ec F3-2}$$

$$\text{si } \frac{P_u}{P_{y'}} > 0.15 \quad V_{p2} := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_{lw} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_{y'}}\right)^2} = 98.277 \text{ kip} \quad 341-16 \text{ Ec F3-3}$$

$$V_p := \text{if}\left(\frac{P_u}{P_{y'}} < 0.15, V_{p1}, V_{p2}\right) = 98.754 \text{ kip} \quad \text{Corte plástico por fluencia por corte}$$

### Fluencia por flexión

$$\text{si } \frac{P_u}{P_{y'}} \leq 0.15 \quad M_{p1} := F_{yb} \cdot Z_{xb} = 219 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad 341-16 \text{ Ec F3-2}$$

$$\text{si } \frac{P_u}{P_{y'}} > 0.15 \quad M_{p2} := F_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot \left(\frac{1 - \frac{P_u}{P_{y'}}}{0.85}\right) = 232.351 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad 341-16 \text{ Ec F3-3}$$

$$M_p := \text{if}\left(\frac{P_u}{P_{y'}} < 0.15, M_{p1}, M_{p2}\right) = 219 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Momento plástico}$$

$$V_{nfy} := \frac{2 \cdot M_p}{e} = 102.694 \text{ kip} \quad \text{Corte plástico por fluencia por flexión}$$

$$\text{if}(V_p < V_{nfy}, \text{"Fluencia por corte"}, \text{"Fluencia por flexion"}) = \text{"Fluencia por corte"}$$

$$V_n := \min(V_p, V_{nfy}) = 98.754 \text{ kip}$$

$$\phi V_n := 0.9 \cdot V_n = 88.879 \text{ kip}$$

$$V_u := 13395 \text{ kgf} = 29.531 \text{ kip}$$

Corte último

$$Chequeo\_corte := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.332$$

Demanda capacidad de corte en el link.

$$chequeo := \text{if}(V_u \leq \phi V_n, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Grosor rigidizadores

$$a := 0.75 \cdot t_{wb} \quad b := \frac{3}{8} \text{ in} = 9.525 \text{ mm}$$

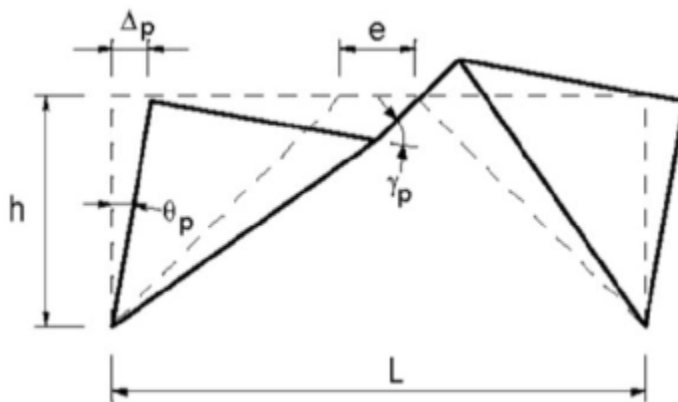
$$\text{if}(a > b, a, b) = 9.525 \text{ mm}$$

Grosor mínimo

$$t_r := \frac{3}{8} \text{ in}$$

Grosor elegido mayor o igual que tmin

Rotación del enlace



Deriva elástica del análisis

$$\theta_e := 0.000927 \text{ rad}$$

Factor amplificador de desplazamiento post-elástico

$$C_d := 4$$

$$\theta_p := \theta_e \cdot C_d = 0.0037 \text{ rad}$$

Deriva pos-elástica

$$\gamma_p := \frac{L}{e} \cdot \theta_p = 0.016 \text{ rad}$$

Rotación del enlace

Se debe determinar la rotación máxima permisible

$$1.6 \cdot \frac{M_p}{V_n} = 1.081 \text{ m}$$

$$e = 1.3 \text{ m}$$

$$2.6 \cdot \frac{M_p}{V_n} = 1.757 \text{ m}$$

$$\text{si } e < 1.6 \cdot \frac{M_p}{V_n}$$

$$\gamma_{pmax1} := 0.08 \text{ rad}$$

$$\text{si } 1.6 \cdot \frac{M_p}{V_n} < e < 2.6 \cdot \frac{M_p}{V_n}$$

$$\gamma_{pmax2} := 0.08 - \left( \frac{(0.08 - 0.02) \cdot V_n}{M_p} \right) \cdot \left( e - 1.6 \cdot \frac{M_p}{V_n} \right) = 0.061$$

$$\text{si } e > 2.6 \cdot \frac{M_p}{V_n} \quad \gamma_{pmax3} := 0.02 \text{ rad}$$

$$\gamma_{pmax} := \text{if} \left( e \leq 1.6 \cdot \frac{M_p}{V_p}, \gamma_{pmax1}, \text{if} \left( e < 2.6 \cdot \frac{M_p}{V_p}, \gamma_{pmax2}, \gamma_{pmax3} \right) \right) = 0.061 \text{ rad}$$

if ( $\gamma_p \leq \gamma_{pmax}$ , “cumple”, “rotación excesiva”) = “cumple”

$$e \cdot \frac{V_p}{M_p} = 1.923$$

### Separación máxima entre rigidizadores

$$1. \quad \text{si } e \cdot \frac{V_p}{M_p} \leq 1.6 \quad \text{Hay tres opciones}$$

$$a. \quad \text{si } \gamma_p = 0.02 \text{ rad} \quad s_a := 52 \cdot t_{wb} - \frac{d_b}{5} = 321.564 \text{ mm}$$

$$b. \quad \text{si } 0.2 < \gamma_p < 0.08 \quad s_b = \text{Interpolar entre a y c.}$$

$$c. \quad \text{si } \gamma_p = 0.08 \text{ rad} \quad s_c := 30 \cdot t_{wb} - \frac{d_b}{5} = 151.13 \text{ mm}$$

$$2. \quad \text{si } 1.6 < e \cdot \frac{V_p}{M_p} \leq 2.6 \quad s_d = \text{interpolar entre 1 y 3}$$

$$3. \quad \text{si } 2.6 < e \cdot \frac{V_p}{M_p} \leq 5 \quad s_e := 1.5 \cdot b_{fb} = 266.7 \text{ mm}$$

$$4. \quad \text{si } 5 > e \cdot \frac{V_p}{M_p} \quad \text{No se requiere rigidizadores}$$

como  $e \cdot \frac{V_n}{M_p} = 1.923$  y como  $\gamma_p = 0.016$  Se debe aplicar la opción 2

interpolando entre 1.a y 1.c se obtiene 1.b

$$s_b := s_c - \frac{(s_c - s_a) \cdot (0.08 \text{ rad} - \gamma_p)}{0.08 \text{ rad} - 0.02 \text{ rad}} = 333.813 \text{ mm}$$

interpolando entre 1.b y 3 se obtiene 2

$$s_d := s_e - \frac{(s_e - s_b) \cdot \left( 2.6 - e \cdot \frac{V_p}{M_p} \right)}{2.6 - 1.6} = 312.118 \text{ mm}$$

$$s_{max} := s_d = 312.118 \text{ mm}$$

Separación máxima entre rigidizadores

Se elige un valor final que sea "redondo" y ligeramente inferior a este último

por ejemplo  $s := 315 \text{ mm}$

### Resistencia a flexión del enlace

$$L_b := e = (1.3 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.992 \text{ m} \quad M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 219 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

como  $L_b < L_p$  entonces  $M_{ne} := M_p = 219 \text{ ft} \cdot \text{kip}$  Momento nominal

$$\phi M_{ne} := 0.9 \cdot M_{ne} = 197.1 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Momento minorado}$$

### Momentos obtenidos del análisis por tipo de carga

$$M_{me} := 598.49 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{muerta}$$

$$M_{ve} := 437.67 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{viva}$$

$$M_{se} := 6107.89 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{sismo}$$

### Combinaciones sísmicas

$$M_{u1e} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{me} + \gamma \cdot M_{ve} + M_{se} = 51.03 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2e} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{me} + M_{se} = 47.209 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{ue} := \text{if}(M_{u1e} > M_{u2e}, M_{u1e}, M_{u2e}) = 51.03 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{momento máximo}$$

$$\text{if}\left(\frac{M_{ue}}{M_{ne}} < 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}\right) = \text{"cumple"}$$

### Rigidez

### Diseño de viga soporte

$$L_b := \frac{L}{3} = 1.833 \text{ m}$$

Largo entre puntos a ser arriostrados

$$M_r := R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 445.386 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia a flexión esperada en la viga principal

$$L_s := \frac{1.875 \text{ m}}{2} = 0.938 \text{ m} \quad \text{Largo total de viga de soporte lateral}$$

$C_{da} := 1$  Coeficiente que considera la rigidez requerida de la viga transversal en el punto de inflexión

$$\phi_r := 0.75 \quad \beta_{br} := \frac{1}{\phi_r} \cdot \left( \frac{10 \cdot M_r \cdot C_{da}}{L_b \cdot h_{ob}} \right) = 563.946 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Rigidez requerida de la viga transversal (360-16 Ec. A-6-8a)}$$

$$k := \frac{A_s \cdot E}{L_s} = (7.241 \cdot 10^4) \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Rigidez axial de la viga transversal}$$

if  $\left( \frac{\beta_{br}}{k} < 1, \text{“cumple”}, \text{“no cumple”} \right) = \text{“cumple”}$

**Resistencia por compresión**  $K := 1$

$$P_{br} := \frac{0.02 \cdot M_r \cdot C_{da}}{h_{ob}} = 5.088 \text{ kip} \quad \text{Fuerza axial requerida en la viga transversal (360-16 Ec. A-6-7)}$$

$$L_{bs} := L_s = 0.938 \text{ m} \quad \text{Longitud libre} \quad E_{max} := \text{if} \left( \frac{K \cdot L_{bs}}{r_{xs}} > \frac{K \cdot L_{bs}}{r_{ys}}, \frac{K \cdot L_{bs}}{r_{xs}}, \frac{K \cdot L_{bs}}{r_{ys}} \right) = 32.955 \quad \text{esbeltez máxima}$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{max}^2} = 263.547 \text{ ksi} \quad \text{if} \left( \frac{F_{ys}}{F_e} \leq 2.25, \text{“pandeo inelástico”}, \text{“pandeo elástico”} \right) = \text{“pandeo inelástico”}$$

$$F_{cr} := \text{if} \left( E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}, 0.658 \frac{F_{ys}}{F_e} \cdot F_{ys}, 0.877 \cdot F_e \right) = 34 \text{ ksi}$$

$$P_{ns} := F_{cr} \cdot A_s = 261.116 \text{ kip} \quad \phi P_{ns} := 0.9 \cdot P_{ns} = 235.005 \text{ kip}$$

if  $\left( \frac{P_{br}}{\phi P_{ns}} < 1, \text{“cumple”}, \text{“no cumple”} \right) = \text{“cumple”}$

### **Diseño de viga fuera del enlace**

#### **Cargas del análisis**

$$P_{mb} := -653 \text{ kgf} \quad \text{Axial carg muerta}$$

$$P_{vb} := -505 \text{ kgf} \quad \text{Axial carga viva}$$

$$P_{sb} := 18918 \text{ kgf} \quad \text{Axial sismo}$$

$$M_{mb} := 241.73 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento carga muerta}$$

$$M_{vb} := 179.95 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento carga viva

$$M_{sb} := 6074 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento sismo

### Combinaciones sísmicas

$$P_{u1b} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{mb} + \gamma \cdot P_{vb} + P_{sb} = 39.413 \text{ kip}$$

$$P_{u2b} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{mb} + P_{sb} = 40.699 \text{ kip}$$

$$M_{u1b} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{mb} + \gamma \cdot M_{vb} + M_{sb} = 46.707 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2b} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{mb} + M_{sb} = 45.157 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$P_{ub} := \text{if}(P_{u1b} > P_{u2b}, P_{u1b}, P_{u2b}) = 40.699 \text{ kip}$$

$$M_{ub} := \text{if}(M_{u1b} > M_{u2b}, M_{u1b}, M_{u2b}) = 46.707 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

### Resistencia a compresión

$$K_x := 1 \quad L_{bx} := \frac{L - e}{2} = 2.1 \text{ m} \quad K_y := 1 \quad L_{by} := S_{vi} = 1.833 \text{ m}$$

$$E_{max} := \text{if}\left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xb}} > \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yb}}, \frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xb}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yb}}\right) = 45.974 \quad \lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yb}}{E}} = 0.516$$

if ( $\lambda_c \leq 1.5$ , “pandeo inelástico”, “Pandeo elástico”) = “pandeo inelástico”

$$F_{cr} := \text{if}\left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{yb}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yb}\right) = 32.209 \text{ ksi}$$

$$P_{nb} := F_{cr} \cdot A_b = 380.068 \text{ kip} \quad \phi P_{nb} := 0.9 \cdot P_{nb} = 342.061 \text{ kip}$$

$$\text{if}\left(\frac{P_{ub}}{\phi P_{nb}} < 1, \text{“cumple”}, \text{“no cumple”}\right) = \text{“cumple”}$$

$$\frac{P_{ub}}{\phi P_{nb}} = 0.119$$

### Resistencia a flexión

$$L_b := S_{vi} = 1.833 \text{ m} \quad L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.992 \text{ m} \quad M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 219 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

como  $L_b < L_p$  La viga alcanza su momento plástico, entonces:

$$M_{nb} := M_p = 219 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \phi M_{nb} := 0.9 \cdot M_{nb} = 197.1 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{if} \left( \frac{M_{ub}}{\phi M_{nb}} < 1, \text{“cumple”}, \text{“no cumple”} \right) = \text{“cumple”}$$

### Relación entre compresión y flexión

$$R_{cf} := \text{if} \left( \frac{P_{ub}}{\phi P_{nb}} \leq 0.2, \frac{P_{ub}}{2 \cdot \phi P_{nb}} + \frac{M_{ub}}{\phi M_{nb}}, \frac{P_{ub}}{\phi P_{nb}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{ub}}{\phi M_{nb}} \right) = 0.296$$

### Relación especial en la viga fuera del enlace

$$V_{mpe} := 0.88 \cdot 1.25 \cdot R_{yb} \cdot V_n = 162.944 \text{ kip} \quad \text{Corte máximo probable (amplificado)}$$

$$M_e := V_{mpe} \cdot \frac{e}{2} = 347.486 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Momento en el extremo del enlace provocado por el corte máximo probable y la excentricidad}$$

$$L_{bfe} := \frac{L - e}{2} = 2.1 \text{ m} \quad \text{Largo de la viga fuera del enlace}$$

$$L_a := \sqrt{H^2 + L_{bfe}^2} = 3.662 \text{ m} \quad \text{Largo del arriostre}$$

$$S_{bfe} := \frac{E \cdot I_{xb}}{L_{bfe}} = (1.514 \cdot 10^4) \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Modulo de rigidez de la viga fuera del enlace}$$

$$S_a := \frac{E \cdot I_{xa}}{L_a} = (3.503 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Módulo de rigidez del arriostre}$$

$$F_{dbfe} := \frac{S_{bfe}}{(S_{bfe} + S_a)} = 0.812 \quad \text{Factor de distribución de la viga fuera del enlace}$$

$$M_{sabfe} := F_{dbfe} \cdot M_e = 282.193 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Momento sísmico amplificado de la viga fuera del enlace}$$

$$P_{sabfe} := V_{mpe} \cdot \frac{L}{2 \cdot H} = 149.366 \text{ kip} \quad \text{Fuerza axial sísmica amplificada en la viga fuera del enlace}$$

### Combinación con sismo amplificado

$$P_{uab} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{mb} + P_{vb} + P_{sabfe} = 146.237 \text{ kip}$$

$$M_{uab} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{mb} + M_{vb} + M_{sabfe} = 285.942 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

### Ductilidad moderada en patines

$$\text{if} \left( \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} \leq 0.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}, \text{“cumple”}, \text{“cambiar viga”} \right) = \text{“cumple”}$$

### Ductilidad moderada en el alma

$$P_y := R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_b = 637.2 \text{ kip}$$

$$C_a := \frac{P_{uab}}{0.9 \cdot P_y} = 0.255 \quad \lambda := \frac{h_b}{t_{wb}} = 46.511$$

$$\text{para } C_a \leq 0.114 \quad \lambda_{md1} := 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_a) = 20.63$$

$$\text{para } C_a \geq 0.114$$

$$\lambda_{md2} := \text{if} \left( 1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.12 - C_a) > 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}, 1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.12 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \right)$$

$$\lambda_{md2} = 55.753$$

$$\lambda_{md} := \text{if} (C_a \leq 0.114, \lambda_{md1}, \lambda_{md2}) = 55.753$$

### Longitud sin soporte lateral

$$L_b := \frac{L}{3} = 1.833 \text{ m} \quad \text{Largo sin soporte lateral (separación entre vigas)}$$

$$L_{bmax} := 0.19 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}} = 4.069 \text{ m} \quad \text{Largo sin soporte máximo}$$

$$\text{if} (L_b \leq L_{bmax}, \text{“Cumple”}, \text{“no cumple”}) = \text{“Cumple”}$$

### Relación entre compresión y flexión

$$R_{cf} := \text{if} \left( \frac{P_{uab}}{\phi P_{nb}} \leq 0.2, \frac{P_{uab}}{2 \cdot \phi P_{nb}} + \frac{M_{uab}}{\phi M_{nb}}, \frac{P_{uab}}{\phi P_{nb}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{uab}}{\phi M_{nb}} \right) = 1.717$$

### Diseño del arriestre

#### Cargas del análisis

$$P_{ma} := 1431.51 \text{ kgf}$$

$$M_{ma} := 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$P_{sa} := 60 \text{ kip} \cdot 1.14 = 68.4 \text{ kip}$$

$$M_{sa} := 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$P_{va} := 15402.78 \text{ kgf}$$

$$M_{va} := 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

### Combinaciones sísmicas

$$P_{u1a} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{ma} + \gamma \cdot P_{va} + P_{sa} = 81.308 \text{ kip}$$

$$P_{u2a} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{ma} + P_{sa} = 70.609 \text{ kip}$$

$$M_{u1a} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{ma} + \gamma \cdot M_{va} + M_{sa} = 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2a} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{ma} + M_{sa} = 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$P_{ua} := \text{if}(P_{u1a} > P_{u2a}, P_{u1a}, P_{u2a}) = 81.308 \text{ kip}$$

$$M_{ua} := \text{if}(M_{u1a} > M_{u2a}, M_{u1a}, M_{u2a}) = 0 \text{ m} \cdot \text{kip}$$

### Resistencia a compresión

$$L_a := \sqrt{H^2 + \left(\frac{L - e}{2}\right)^2} = 3.662 \text{ m} \quad \text{Longitud del arriostre} \quad K_x := 1 \quad K_y := 1$$

$$L_{ba} := L_a \cdot 0.85 = 3.113 \text{ m} \quad \text{Longitud del arriostre estimado reducción por uniones}$$

$$E_{max} := \text{if}\left(\frac{K_x \cdot L_{ba}}{r_{xa}} > \frac{K_y \cdot L_{ba}}{r_{ya}}, \frac{K_x \cdot L_{ba}}{r_{xa}}, \frac{K_y \cdot L_{ba}}{r_{ya}}\right) = 61.892 \quad \lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{ya}}{E}} = 0.694$$

$$\text{if}(\lambda_c \leq 1.5, \text{"pandeo inelástico"}, \text{"Pandeo elástico"}) = \text{"pandeo inelástico"}$$

$$F_{cr} := \text{if}\left(\lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{ya}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{ya}\right) = 29.425 \text{ ksi}$$

$$P_{nb} := F_{cr} \cdot A_a = 338.392 \text{ kip} \quad \phi P_{na} := 0.9 \cdot P_{nb} = 304.553 \text{ kip}$$

$$\text{if}\left(\frac{P_{ua}}{\phi P_{na}} < 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"}\right) = \text{"cumple"}$$

$$\frac{P_{ua}}{\phi P_{na}} = 0.267$$

$$L_b := L_{ba} = 3.113 \text{ m} \quad L_p := 1.76 \cdot r_{ya} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 2.512 \text{ m} \quad r_{tsa} = 5.69 \text{ cm} \quad c := 1$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tsa} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{ya}} \cdot \sqrt{\frac{J_a \cdot c}{S_{xa} \cdot h_{oa}} + \sqrt{\left(\frac{J_a \cdot c}{S_{xa} \cdot h_{oa}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.7 \cdot \frac{F_{ya}}{E}\right)^2}} = 9.737 \text{ m}$$

$$M_p := Z_{xa} \cdot F_{ya} = 140.4 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad M_r := 0.7 \cdot S_{xa} \cdot F_{ya} = 88.41 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad C_b := 2$$

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{tsa}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_a \cdot c}{S_{xa} \cdot h_{oa}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{tsa}}\right)^2} = 240.134 \text{ ksi}$$

$$\text{si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = 140.4 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{si } L_p < L_b < L_r \quad M_{n2} := C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) = 280.047 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{si } L_r < L_b \quad M_{n3} := S_{xb} \cdot F_{cr} = (1.295 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{na} := \text{if}(L_b \leq L_p, M_{n1}, \text{if}(L_b \leq L_r, \min(M_{n1}, M_{n2}), \min(M_{n1}, M_{n3}))) = 140.4 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi M_{na} := 0.9 \cdot M_{na} = 126.36 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{if}\left(\frac{M_{ua}}{\phi M_{na}} < 1, \text{“cumple”}, \text{“no cumple”}\right) = \text{“cumple”}$$

### Relación entre compresión y flexión

$$R_{cf} := \text{if}\left(\frac{P_{ua}}{\phi P_{na}} \leq 0.2, \frac{P_{ua}}{2 \cdot \phi P_{na}} + \frac{M_{ua}}{\phi M_{na}}, \frac{P_{ua}}{\phi P_{na}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{ua}}{\phi M_{na}}\right) = 0.267$$

### Revisión especial del arriostre

$$V_n = 98.754 \text{ kip} \quad \text{Resistencia nominal al corte del enlace}$$

$$V_{MP} := 1.25 \cdot R_{yb} \cdot V_n = 185.164 \text{ kip} \quad \text{Resistencia esperado por corte en el enlace}$$

$$M_{en} := V_{MP} \cdot \frac{e}{2} = 394.871 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Momento en el inicio del enlace}$$

$$L_v := \frac{L - e}{2} = 2.1 \text{ m} \quad \text{Largo de la viga fuera del enlace}$$

$$L_a = 3.662 \text{ m} \quad \text{Largo del arriostre}$$

$$S_v := \frac{E \cdot I_{xb}}{L_v} = (1.514 \cdot 10^4) \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Módulo de rigidez de la viga fuera del enlace}$$

$$S_a := \frac{E \cdot I_{xa}}{L_a} = (3.503 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Modulo de rigidez del arriostre}$$

$$Fd_a := \frac{S_a}{S_v + S_a} = 0.188$$

Factor de distribución del arriostre

$$M_{Emha} := Fd_a \cdot M_{en} = 74.197 \text{ kip} \cdot ft$$

Momento sísmico amplificado

$$P_{MP} := V_{MP} \cdot \frac{L}{2 \cdot H} = 169.734 \text{ kip}$$

Fuerza axial en el arriostre

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{H}{L_v}\right) = 55.008 \text{ deg}$$

ángulo respecto a la horizontal

$$P_{Emha} := P_{MP} \cdot \cos(\theta) + V_{MP} \cdot \sin(\theta) = 249.028 \text{ kip}$$

Fuerza axial sísmica amplificada

Aplicando las combinaciones con sismo amplificado

$$P_{uaa} := (1.2 \cdot 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{ma} + P_{va} + P_{Emha} = 283.743 \text{ kip}$$

Fuerza axial con sismo amplificado

$$\frac{P_{uaa}}{\phi P_{na}} = 0.932$$

$$M_{uaa} := (1.2 \cdot 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{ma} + M_{va} + M_{Emha} = 74.197 \text{ kip} \cdot ft$$

$$\frac{M_{uaa}}{\phi M_{na}} = 0.587$$

### Ductilidad moderada en patines

$$\text{if}\left(\frac{b_{fa}}{2 \cdot t_{fa}} \leq 0.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{ya} \cdot F_{ya}}}, \text{“cumple”, “cambiar viga”}\right) = \text{“cumple”}$$

### Ductilidad moderada en el alma

$$P_y := R_{ya} \cdot F_{ya} \cdot A_a = 621 \text{ kip}$$

$$C_a := \frac{P_{uaa}}{0.9 \cdot P_y} = 0.508$$

$$\text{para } C_a \leq 0.114 \quad \lambda_{md1} := 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_a) = -49.863$$

$$\text{para } C_a \geq 0.114$$

$$\lambda_{md2} := \text{if}\left(1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.12 - C_a) > 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}, 1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.12 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}\right)$$

$$\lambda_{md2} = 48.2$$

$$\lambda_{md} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{md1}, \lambda_{md2}) = 48.2$$

$$\text{if} \left( \frac{n_b}{t_{wb}} \leq \lambda_{md}, \text{“cumple”}, \text{“Cambiar breiza”} \right) = \text{“cumple”}$$

### Relación entre compresión y flexión

$$R_{cf} := \text{if} \left( \frac{P_{uaa}}{\phi P_{na}} \leq 0.2, \frac{P_{uaa}}{2 \cdot \phi P_{na}} + \frac{M_{uaa}}{\phi M_{na}}, \frac{P_{uaa}}{\phi P_{na}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{uaa}}{\phi M_{na}} \right) = 1.454$$

$$\frac{P_{uaa}}{\phi P_{na}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{uaa}}{\phi M_{na}} = 1.454$$

### Diseño de la columna

#### Cargas del análisis

$$P_{mc} := -23122.22 \text{ kgf}$$

$$P_{sc} := 8400 \text{ kgf}$$

$$M_{mc} := 51.07 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{sc} := 3181.81 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$P_{vc} := 14107.40 \text{ kgf}$$

$$M_{vc} := 14.57 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

#### Combinaciones sísmicas

$$P_{u1c} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{mc} + \gamma \cdot P_{vc} + P_{sc} = -45.072 \text{ kip}$$

$$P_{u2c} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{mc} + P_{sc} = -17.164 \text{ kip}$$

$$M_{u1c} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{mc} + \gamma \cdot M_{vc} + M_{sc} = 23.558 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{u2c} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot M_{mc} + M_{sc} = 23.273 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$P_{uc} := \text{if} (P_{u1c} > P_{u2c}, P_{u1c}, P_{u2c}) = -17.164 \text{ kip}$$

$$M_{uc} := \text{if} (M_{u1c} > M_{u2c}, M_{u1c}, M_{u2c}) = 23.558 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

#### Ductilidad alta en patines

$$\text{if} \left( \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} \leq 0.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}, \text{“cumple”}, \text{“cambiar columna”} \right) = \text{“cumple”}$$

#### Ductilidad alta en alma

$$P_y := R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_c = (2.77 \cdot 10^3) \text{ kip}$$

$$C_a := \frac{P_{uc}}{0.9 \cdot P_y} = -0.007$$

$$\text{para } C_a < 0.114 \quad \lambda_{md} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 59.984$$

$$\lambda_{md1} := \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a) > 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}, 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}$$

para  $C_a \geq 0.114$

$$\lambda_{md2} := \text{if} \left( 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a) > 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}, 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right)$$

$$\lambda_{md2} = 54.794$$

$$\lambda_{md} := \text{if} (C_a \leq 0.114, \lambda_{md1}, \lambda_{md2}) = 59.984$$

$$\text{if} \left( \frac{h_b}{t_{wb}} \leq \lambda_{md}, \text{"cumple"}, \text{"Cambiar columna"} \right) = \text{"cumple"}$$

### Resistencia a compresión

$$L_{bc} := H - d_b = 2.594 \text{ m} \quad K_x := 1 \quad K_y := 1$$

$$E_{max} := \text{if} \left( \frac{K_x \cdot L_{bc}}{r_{xc}} > \frac{K_y \cdot L_{bc}}{r_{yc}}, \frac{K_x \cdot L_{bc}}{r_{xc}}, \frac{K_y \cdot L_{bc}}{r_{yc}} \right) = 36.996 \quad \lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{ya}}{E}} = 0.415$$

$$\text{if} (\lambda_c \leq 1.5, \text{"pandeo inelástico"}, \text{"Pandeo elástico"}) = \text{"pandeo inelástico"}$$

$$F_{cr} := \text{if} \left( \lambda_c \leq 1.5, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yc} \right) = 230.955 \text{ MPa}$$

$$P_{nc} := F_{cr} \cdot A_c = (1.718 \cdot 10^3) \text{ kip} \quad \phi P_{nc} := 0.9 \cdot P_{nc} = (1.547 \cdot 10^3) \text{ kip}$$

$$\text{if} \left( \frac{P_{uc}}{\phi P_{nc}} < 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"}$$

### Resistencia a flexión

$$L_b := L_{bc} = 2.594 \text{ m} \quad L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3.502 \text{ m} \quad c := 1$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tsc} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} + \sqrt{\left( \frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} \right)^2 + 6.76 \cdot \left( 0.7 \cdot \frac{F_{yc}}{E} \right)^2}} = 19.485 \text{ m}$$

$$M_u := Z_{xx} \cdot F_{uc} = (1.194 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad M_u := 0.7 \cdot S_{xx} \cdot F_{uc} = 722.4 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad C_b := 2$$

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{tsc}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{tsc}}\right)^2} = 685.209 \text{ ksi}$$

$$\text{si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = (1.194 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{si } L_p < L_b < L_r \quad M_{n2} := C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_{xc} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) = (2.442 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{si } L_r < L_b \quad M_{n3} := S_{xc} \cdot F_{cr} = (1.964 \cdot 10^4) \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{nc} := \text{if} \left( L_b \leq L_p, M_{n1}, \text{if} \left( L_b \leq L_r, \min(M_{n1}, M_{n2}), \min(M_{n1}, M_{n3}) \right) \right) = (1.194 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi M_{nc} := 0.9 \cdot M_{nc} = (1.075 \cdot 10^3) \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\text{if} \left( \frac{M_{uc}}{\phi M_{nc}} < 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"}$$

### Relación entre compresión y flexión

$$R_{cf} := \text{if} \left( \frac{P_{uc}}{\phi P_{nc}} \leq 0.2, \frac{P_{uc}}{2 \cdot \phi P_{nc}} + \frac{M_{uc}}{\phi M_{nc}}, \frac{P_{uc}}{\phi P_{nc}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{uc}}{\phi M_{nc}} \right) = 0.016$$

### Revisión especial de la columna

$$n_e := 5 \quad \text{números de enlaces}$$

$$V_{MP} = 185.164 \text{ kip}$$

$$V_{MP} := 0.88 \cdot 1.25 \cdot R_{yc} \cdot V_n = 162.944 \text{ kip}$$

Corte máximo probable en cada enlace considerando la deformación por endurecimiento del material

$$P_{Emhc} := n_e \cdot V_{MP} = 814.721 \text{ kip}$$

Máxima fuerza axial de compresión que ocurriría en la columna si todos los enlaces fluyeran juntos por corte

$$P_{uac} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot P_{mc} + P_{vc} + P_{Emhc} = 774.457 \text{ kip}$$

$$\frac{P_{uac}}{\phi P_{nc}} = 0.501$$

$$\text{if} \left( \frac{P_{uac}}{\phi P_{nc}} < 1, \text{"cumple"}, \text{"no cumple"} \right) = \text{"cumple"}$$