

CONSTANCIA DE DEFENSA PÚBLICA DE PROYECTO DE GRADUACIÓN

Proyecto de Graduación defendido públicamente ante el Tribunal Evaluador, integrado por los profesores Ing. Sonia Vargas Calderón, Ing. Giannina Ortiz Quesada, Ing. Ángel Navarro Mora, Ing. Gerardo Páez González como requisito parcial para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería en Construcción, del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

SONIA VARGAS
CALDERON
(FIRMA)

Firmado digitalmente por
SONIA VARGAS CALDERON
(FIRMA)
Fecha: 2021.08.17 11:15:39
-06'00'

GIANNINA ORTIZ
QUESADA
(FIRMA)

Firmado digitalmente
por GIANNINA ORTIZ
QUESADA (FIRMA)
Fecha: 2021.08.18
16:57:38 -06'00'

Ing. Sonia Vargas Calderón.
En representación del Director

Ing. Giannina Ortiz Quesada.
Profesora Guía

ANGEL
HUMBERTO
NAVARRO MORA
(FIRMA)

Firmado digitalmente por
ANGEL HUMBERTO
NAVARRO MORA (FIRMA)
Fecha: 2021.08.17
11:55:50 -06'00'

Firma digital por.: BYRON GERARDO PAEZ GONZALEZ (FIRMA)
Fecha: 2021.08.20 14:10:21 -06:00
Razón: Estoy aprobando
Localización: Tecnológico de Costa Rica

Ing. Ángel Navarro Mora.
Profesor Lector

Ing. Gerardo Páez González.
Profesor Observador

Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso Municipal

Abstract

In this investigation construction materials for short-span bridges were studied with the objective to make a contrast between them, select a material system and develop the structural design of superstructures. The wood species *Tectona grandis* was the selected material, and boards with lengths of 6, 8, 10, 12, 14 and 16 meters were evaluated. A standard model with main beams and deck elements of 0,80 m x 0,40 m and 0,25 m x 0,20 m, respectively, was designed. In addition, mechanical connections with A36 steel plates and A325 bolts were also designed. The characteristics of the connections vary for each superstructure. Including wood in construction projects can reduce costs. From data of 10 bridges with similar characteristics built in Costa Rica between 2019 and 2021, but in materials such as concrete and steel, the cost per m² is in between \$5 476,90 and \$4 805,56. The highest cost per m² of the designed models is \$1 666,89, but it does not include the substructure.

Keywords

Bridge, Short-span bridge, Wooden bridge, Low cost, Teak.

Resumen

En esta investigación se estudiaron materiales para la construcción de puentes cortos, con el objetivo de compararlos, seleccionar un sistema de materiales y desarrollar el diseño estructural de superestructuras. Como material de construcción se seleccionó la especie maderera *Tectona grandis* y se evaluaron tableros con longitudes de 6, 8, 10, 12, 14 y 16 metros. Se determinó un modelo estándar conformado por vigas principales y tablero, de 0,80 m x 0,40 m y 0,25 m x 0,20 m, respectivamente, para todas las longitudes evaluadas. Adicionalmente, se diseñaron conexiones mecánicas con placas de acero A36 y tornillos A325, cuyas dimensiones y cantidad varían para cada superestructura. La inclusión de madera puede representar disminuciones en los costos. Según la referencia de 10 puentes de características similares desarrollados en Costa Rica entre 2019 y 2021, pero en materiales como concreto y acero, el costo por m² está entre \$5 476,90 y \$4 805,56. El mayor costo por metro cuadrado de los modelos diseñados es \$1 666,89, pero no incluye la subestructura.

Palabras clave

Puente, Puente corto, Puente de madera, Bajo costo, Teca.

Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso Municipal

MARÍA FRANYELI VARGAS RODRÍGUEZ

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Julio de 2021

**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN**

Agradecimientos

A mi familia por darme valentía para afrontar cualquier obstáculo, creer en mí y en mis sueños, pero sobre todo: por el amor y apoyo incondicional que me han brindado siempre. Ustedes son mi alegría, mi mayor ejemplo a seguir y lo que me impulsa a ser una mejor persona. Gracias, porque sin ustedes este logro no sería posible.

A AstroTEC, por todos estos años de amistad, apoyo y esfuerzo por divulgar la Astronomía. En el grupo no solo encontré mi interés por la ciencia, también un lugar para disfrutar la libertad y mucho trabajo en equipo.

Agradezco a mi profesora guía, Ing. Giannina Ortíz Quesada por dedicar tiempo para instruirme y orientarme durante esta etapa. También a mis otros profesores, a lo largo de la carrera, por brindarme las bases para mi desarrollo profesional.

Finalmente, pero no menos importante, extiendo mis agradecimientos al Ing. Eduardo Barquero Solano y GIZ por permitirme la oportunidad de desarrollar esta investigación.

Índice

Índice de figuras	2
Índice de cuadros	3
Resumen Ejecutivo	8
Introducción	11
Alcances y limitaciones	14
Antecedentes	15
Marco Teórico	17
Metodología	38
Resultados	68
Análisis de los resultados	70
Conclusiones	72
Recomendaciones	73
Apéndices	80
Anexos	165

Índice de figuras

1.	Superestructura tipo vigas.	18
2.	Configuración camión de diseño.	21
3.	Configuración tándem de diseño.	22
4.	Cargas paralelas a los elementos de madera	34
5.	Área de cortante de conexión para miembros paralelos	35
6.	Metodología del proyecto	39
7.	Diagrama de flujo diseño por flexión en madera.	40
8.	Diagrama de flujo diseño por cortante en madera.	41
9.	Diagrama de flujo diseño por compresión paralela en madera.	42
10.	Deformación y agrietamiento de elementos de concreto.	45
11.	Variación propiedades del acero vs temperatura.	47
12.	Energía incorporada en materiales de construcción.	49
13.	Principales ejes de la madera.	52
14.	Comportamiento del consumo de madera de 2010 a 2016.	56
15.	Composición de los elementos de madera laminada.	60
16.	Composición de los elementos de madera contralaminada.	61
17.	Composición de los elementos de madera DLT.	61
18.	Cambios en el IBC.	62
19.	Producción de Teca	66

Índice de cuadros

1.	Simbología cargas de diseño	21
2.	Factor de presencia múltiple	22
3.	Combinaciones de carga AASHTO	23
4.	Factores de carga permanente	23
5.	Factores de resistencia para diseño LRFD	24
6.	Valores de C_{fu}	26
7.	Factor de ajuste por tiempo de duración de carga	27
8.	Factores de ajuste por humedad para conexiones	33
9.	Distancias finales mínimas requeridas	35
10.	Espaciados requeridos para conectores en una misma fila	35
11.	Requerimientos mínimos para distancias al borde	36
12.	Espaciados entre filas	36
13.	Escala de evaluación	51
14.	Ponderación de criterios	51
15.	Especies comerciales de madera en Costa Rica	54
16.	Precios de maderas comerciales	55
17.	Métodos de preservación de la madera	58
18.	Propiedades físicas y mecánicas de tres especies de madera	64
19.	Aspectos estandarizados	68
20.	Aspectos no estandarizados	68
21.	Costos totales por superestructura	69
22.	Costo por metro, por superestructura	69
23.	Costo por m^2 , por superestructura	69
24.	Costo de puentes en Costa Rica	71
25.	Factores de ajuste compartidos - Flexión	97
26.	Valores de ϕ para flexión	97
27.	Propiedades a flexión de la madera	98
28.	Cálculo de C_L para vigas principales.	98
29.	Cálculo de C_L para vigas tablero	99
30.	Factores de ajuste para vigas principales $L = 6m$	99
31.	Factores de ajuste para vigas tablero $L = 6m$	100
32.	Ajuste total para vigas principales $L = 6m$	100
33.	Ajuste total para vigas tablero $L = 6m$	100
34.	Cálculo de resistencia a flexión viga principal $L = 6m$	101
35.	Cálculo de resistencia a flexión viga tablero $L = 6m$	101
36.	Resistencias para vigas principales $L = 6m$	101
37.	Resistencias para vigas tablero $L = 6m$	102
38.	Solicitaciones últimas en vigas principales $L = 6m$	102
39.	Solicitaciones últimas en vigas tablero $L = 6m$	102

40.	Factores de ajuste compartidos - Cortante	103
41.	Valores de ϕ para cortante	103
42.	Ajuste total $L = 6m$, cortante	104
43.	Propiedades a cortante de la madera	104
44.	Datos de entrada para cortante vigas principales $L = 6 m$	104
45.	Datos de entrada para cortante vigas principales $L = 6 m$	104
46.	Cálculo de resistencia al cortante viga principal, $L = 6m$	105
47.	Cálculo de resistencia al cortante viga tablero, $L = 6m$	105
48.	Cortante último en vigas principales $L = 6m$	105
49.	Cortante último en vigas tablero $L = 6m$	106
50.	Factores de ajuste compartidos - Compresión paralela	107
51.	Propiedades a compresión paralela de la madera	107
52.	Valores de ϕ para compresión paralela	108
53.	Ajuste total $L = 6m$, compresión paralela	108
54.	Cálculo de F_{cE} para vigas principales $L = 6m$	108
55.	Cálculo de F_{cE} para vigas tablero $L = 6m$	109
56.	Cálculo de B para viga principal $L = 6m$	109
57.	Cálculo de B para viga tablero $L = 6m$	109
58.	Cálculo de términos de B para vigas principales, $L = 6m$	110
59.	Cálculo de términos de B para vigas tablero, $L = 6m$	110
60.	Cálculo de P_r para vigas principales, $L = 6m$	110
61.	Cálculo de P_r para vigas tablero, $L = 6m$	110
62.	Solicitaciones últimas a compresión paralela de vigas principales $L = 6m$	111
63.	Solicitaciones últimas a compresión paralela de vigas tablero $L = 6m$	111
64.	Factores de ajuste compartidos - Tensión	112
65.	Propiedades a tensión paralela de la madera	112
66.	Valores de ϕ para tensión paralela	112
67.	Ajuste total $L = 6m$, tensión paralela	113
68.	Cálculo de P_{rt} para vigas principales, $L = 6m$	113
69.	Cálculo de P_{rt} para vigas tablero, $L = 6m$	113
70.	Solicitaciones últimas a tensión paralela de vigas principales $L = 6m$	114
71.	Solicitaciones últimas a tensión paralela de vigas tablero $L = 6m$	114
72.	Revisión de vigas principales por flexión y compresión, $L = 6m$	115
73.	Revisión de vigas tablero por flexión y compresión, $L = 6m$	115
74.	Revisión de vigas principales por flexión y tensión paralela, $L = 6m$	116
75.	Revisión de vigas tablero por flexión y tensión paralela, $L = 6m$	116
76.	Revisión de deformaciones por cargas a corto plazo $L = 6m$	117
77.	Revisión de deformaciones por cargas a largo plazo $L = 6m$	117
78.	Factores de ajuste compartidos - Compresión perpendicular	118
79.	Propiedades a compresión perpendicular de la madera	118
80.	Valores de ϕ para compresión perpendicular	118
81.	Longitud de asiento mínima	119
82.	Ajuste total $L = 6m$, compresión perpendicular	119

83.	Cálculo de F_{cp} para vigas principales, $L = 6$ m	120
84.	Solicitaciones últimas a compresión perpendicular de vigas principales, $L = 6$ m	120
85.	Factores de ajuste para conexiones	121
86.	Características según el diámetro del tornillo	121
87.	Características según longitud del tornillo	121
88.	Datos iniciales para $\theta = 90$	122
89.	Cálculo de términos para $\theta = 90$	123
90.	Resistencia básica Z para $\theta = 90$	123
91.	Resistencia básica W	124
92.	Distancias finales mínimas [in]	124
93.	Espaciados mínimos en una misma fila [in]	124
94.	Cálculo de l/D	125
95.	Espaciados mínimos entre filas	125
96.	Distancias mínimas al borde	125
97.	Dimensiones placa ASTM para $L = 6$ m	126
98.	Parámetros para cálculo de C_g	126
99.	Cálculo de C_g	127
100.	Solicitaciones últimas de viga principal para conexiones	127
101.	C_λ para vigas principales	127
102.	Ajuste total para conexiones en cortante	127
103.	Resistencia Z ajustada por placa - vigas principales con $\theta = 90$	128
104.	Resistencia W ajustada por placa - vigas principales	128
105.	Cargas por placa - vigas principales	128
106.	Resistencia ajustada por tornillo para conexiones en flexión y axial	129
107.	Resistencia ajustada por placa para momento	129
108.	Cálculo de fuerza par	129
109.	Resumen de conexiones para cortante	130
110.	Resumen de conexiones para flexión y axial	130
111.	Cálculo por yielding para cortante	131
112.	Revisión por yielding para cortante	131
113.	Cálculo por yielding para axial	131
114.	Revisión por yielding para axial	131
115.	Cálculo por ruptura para cortante	132
116.	Revisión por ruptura para cortante	132
117.	Cálculo por ruptura para axial	132
118.	Revisión por ruptura para axial	132
119.	Revisión de ruptura de perno - cortante	134
120.	Revisión de resistencia de perforaciones - cortante	134
121.	Revisión por Tearout - cortante	134
122.	Revisión de cortante en perforaciones	135
123.	Revisión de ruptura de perno - axial	135
124.	Revisión de resistencia de perforaciones - axial	135
125.	Revisión por Tearout - axial	136

126.	Revisión de axial en perforaciones	136
127.	Cálculo de resistencia a flexión de la placa	137
128.	Revisión de capacidad a flexión de la placa	137
129.	Cálculo de resistencia a flexión, viga baranda	138
130.	Cálculo de resistencia a flexión, postes baranda	138
131.	Solicitaciones últimas, vigas baranda	139
132.	Solicitaciones últimas, postes baranda	139
133.	Ajuste total para el diseño por cortante de la baranda peatonal	139
134.	Resistencia al cortante total ajustada	140
135.	Solicitaciones últimas a cortante, vigas baranda	140
136.	Solicitaciones últimas a cortante, poste baranda	140
137.	Cálculo de FcE para vigas baranda	141
138.	Cálculo de FcE para poste baranda	141
139.	Factores de ajuste para compresión paralela, baranda peatonal	141
140.	Cálculo de B para vigas baranda	142
141.	Cálculo de B para poste baranda	142
142.	Cálculo de factores de B para vigas baranda	142
143.	Cálculo de factores de B para poste baranda	142
144.	Cálculo de resistencia a compresión paralela vigas baranda	143
145.	Cálculo de resistencia a compresión paralela postes baranda	143
146.	Solicitaciones últimas por compresión paralela, vigas baranda	143
147.	Solicitaciones últimas por compresión paralela, poste baranda	143
148.	Factores de ajuste para tensión paralela, baranda peatonal	144
149.	Cálculo de resistencia ajustada por tensión paralela, baranda	144
150.	Solicitaciones últimas a tensión paralela vigas baranda	144
151.	Solicitaciones últimas a tensión paralela poste baranda	145
152.	Revisión de vigas de baranda por flexión y compresión	145
153.	Revisión de postes de baranda por flexión y compresión	146
154.	Revisión de vigas de baranda peatonal por flexión y tensión paralela	146
155.	Revisión de postes de baranda peatonal por flexión y tensión paralela	147
156.	Factores de ajuste para conexiones, baranda peatonal	147
157.	Características del tornillo para vigas y postes	147
158.	Datos iniciales para $\theta = 0$, baranda	148
159.	Datos iniciales para $\theta = 90$, baranda	148
160.	Cálculo de términos para $\theta = 0$, baranda	149
161.	Cálculo de términos para $\theta = 90$, baranda	149
162.	Resistencia básica Z para $\theta = 0$, baranda	149
163.	Resistencia básica Z para $\theta = 90$, baranda	150
164.	Resistencia básica W, baranda	150
165.	Dimensiones placa ASTM, baranda	151
166.	Solicitaciones últimas para conexiones, vigas baranda	151
167.	Solicitaciones últimas para conexiones, postes baranda	151
168.	Dirección de solicitaciones últimas para conexiones, baranda	151

169. Ajuste total para conexiones en cortante, baranda	151
170. Resistencia Z ajustada por tornillo - baranda $\theta = 0$	152
171. Resistencia Z ajustada por tornillo - baranda $\theta = 90$	152
172. Resistencia Z por placa - baranda $\theta = 0$	152
173. Resistencia Z por placa - baranda $\theta = 90$	152
174. Resistencia W por placa - baranda	152
175. Cargas por placa - vigas baranda	152
176. Cargas por placa - postes baranda	153
177. Características según diámetro del tornillo para poste - base	153
178. Características según longitud del tornillo para poste - base	153
179. Datos iniciales para $\theta = 0$, poste - base	154
180. Datos iniciales para $\theta = 0$, poste - base	154
181. Cálculo de términos para $\theta = 0$, poste - base	155
182. Cálculo de términos para $\theta = 90$, poste - base	155
183. Resistencia básica Z para $\theta = 0$, poste - base	155
184. Resistencia básica Z para $\theta = 90$, poste - base	156
185. Resistencia básica W, poste - base	156
186. Dimensiones angular ASTM, poste - base	156
187. Reacciones máximas en la base	157
188. Dirección de reacciones máximas	157
189. Factores C_λ para conexiones poste - base	157
190. Factores de ajuste para $\theta = 0$, poste - base	157
191. Factores de ajuste para $\theta = 90$, poste - base	157
192. Factores de ajuste para W, poste - base	158
193. Resistencia Z ajustada por placa, poste - base con $\theta = 0$	158
194. Resistencia Z ajustada por placa, poste - base con $\theta = 90$	158
195. Resistencia W ajustada por placa, poste - base	158
196. Solicitaciones últimas por angular	158
197. Revisión por momento, poste - base	159
198. Cantidad de elementos $L = 6m$	160
199. Cantidad de madera en PMT $L = 6m$	160
200. Cantidad de elementos, módulo baranda peatonal	160
201. Cantidad de madera en PMT por módulo baranda peatonal	160
202. Cantidad de madera de barandas por superestructura	161
203. Cantidad de conexiones vigas principales	161
204. Cantidad de conexiones por módulo de baranda	161
205. Cálculo de costos directos	162
206. Cálculo de presupuesto	163

Resumen Ejecutivo

La etapa de diseño es una de las más importantes en el ciclo de vida de los proyectos de ingeniería civil. Muchas de las decisiones que se tomen en esta fase se ven reflejadas en el costo de la obra, su mantenimiento y operación. Estas acciones incluyen la evaluación de materiales, análisis y diseño estructural, diseño del proceso constructivo y estimación de presupuesto.

La importancia del diseño estructural tiene características de tipo físicas, mecánicas, sociales y económicas. Las dos primeras porque para que este proceso finalice, todos los elementos deben ser capaces de transferir de forma adecuada las cargas últimas.

Se busca que la estructura esté fuera de riesgo estructural y no ponga en peligro la vida de los usuarios, pero también se busca que esté alejada del sobrediseño. Las dimensiones de los elementos determinan las cantidades de materiales necesarios y estos conforman un porcentaje importante de los costos directos del presupuesto. De esta forma, si el diseño es óptimo, el presupuesto también lo será.

La GIZ es una organización no gubernamental alemana que brinda apoyo en Costa Rica desde hace casi 60 años y dentro de su participación en proyectos actuales se encuentra el Programa de Rehabilitación Vial Cantonal, el cual busca una mejora en la infraestructura vial de los cantones. Diferentes factores han llevado a tener más gastos pero, igual cantidad de dinero para realizar los proyectos. A raíz de esto, surge la necesidad e importancia de contar con un sistema de puentes cortos estandarizado, de bajo costo y materiales disponibles en nuestro país, para lo cual se desarrolló esta investigación.

El objetivo general consistió en hacer una propuesta de diseño estructural de la superestructura de puentes cortos de hasta 16 metros de longitud, que se distribuyó en tres objetivos específicos. El primero de ellos comprendió la determinación del o de los materiales a utilizar; el segundo abarcó todo el diseño estructural y cálculo de presupuestos; mientras que el tercero fue exclusivo para la realización de planos.

Como primer paso se delimitó la lista de materiales de construcción a acero, concreto, pre y postensados y madera, los cuales, históricamente, se han utilizado en la construcción de todo tipo de obras. A partir de esta lista, por medio de artículos y libros se investigaron algunas de sus características y propiedades, con el objetivo de establecer una base de comparación. Uno de los aspectos más relevantes de esta primera etapa es que de la lista de materiales mencionada, la madera es el componente de menor consumo energético durante sus procesos de fabricación, transformación y transporte (Quispe, 2016).

Para la selección del material se establecieron una serie de criterios económicos, técnicos y ambientales a los cuales se les asignó un valor a partir de una escala de evaluación. En esta etapa se escogió a la madera como material para el diseño de las superestructuras.

Continuando con la investigación de materiales, se hizo un estudio más a fondo sobre la madera. Se observa que es un material ortotrópico, cuya macroestructura está constituida por: médula vegetal, duramen, anillos de crecimiento, albura y corteza, todas con características diferentes. Para el diseño estructural interesan dos de esas macroestructuras: duramen y albura.

El duramen es madera dura fisiológicamente inactiva, que se distingue por poseer colores

más oscuros al resto del árbol. En contraparte, la función de la albura es transportar nutrientes y se distingue por tener colores claros. En Costa Rica existen muchas especies de árboles, pero no todas son comercializables. Una investigación realizada por Coto (2015) recopila las principales especies utilizadas en el comercio de nuestro país así como sus usos más destacados. De forma complementaria, en investigaciones realizadas por Barrantes y Ugalde (2020, 2018) se recopilan los precios por PMT (pulgada maderera tica) aserrada.

De acuerdo con datos de Apuy (s.f.), en Costa Rica, el mercado de la madera ha decrecido desde 2006; sin embargo, esta situación no es única de nuestro país. En otras regiones latinoamericanas como México, Guatemala y Honduras se presenta el mismo comportamiento (Chavarría y Molina, 2018). A pesar de su decrecimiento, el consumo de madera en el sector construcción se ha mantenido más o menos constante desde 2010 a 2016. Una de las razones para que se esté dando este decrecimiento en el consumo de madera se debe al aumento en la demanda de productos sustitutos importados de China, Chile y Estados Unidos.

Otra de las posibles razones por las cuales no se utiliza la madera en forma masiva es por la creencia de que su proceso de degradación es rápido (Berrocal, 2012) y por ende, no es resistente. Es importante comprender e interiorizar que la degradación no solo es un proceso natural, también es necesario, y las acciones que se pueden tomar a raíz de eso es preservar la madera. Para la preservación de este material existen dos métodos: con presión y sin presión, con los cuales se pueden utilizar una amplia variedad de preservantes.

Las conexiones representan otro aspecto importante en el diseño estructural, porque representan cómo se unirán estos elementos y cómo van a transferir las cargas de diseño. Para madera existe una amplia gama de conexiones, de la cual se escogió el sistema de placas de acero A36 y tornillos ASTM A325.

Para conformar los elementos existen productos como: madera aserrada, madera laminada con clavos (Nail Laminated Timber - NLT), madera contralaminada (Cross Laminated Timber - CLT) y glulam (Glued Laminated Timber), cada uno con propiedades mecánicas competentes para la construcción de obras pesadas. La inclusión exitosa de productos laminados en proyectos de ingeniería en otras partes del mundo ha llevado a la creación y actualización de códigos y guías de construcción. No obstante, a la fecha de esta investigación, la tecnología de estos productos laminados no estaba disponible en nuestro país, por lo tanto los diseños se realizaron con madera aserrada.

De las especies comerciales disponibles, se rescataron tres: Pílon, Teca y Surá, con el objetivo de comparar sus propiedades y seleccionar una. De este proceso se seleccionó la Teca (*Tectona grandis*) por sus propiedades mecánicas, alta resistencia natural al ataque de agentes biológicos y precio promedio. Esta especie provino de Sri Lanka entre 1926 y 1929, y actualmente, es una de las maderas de calidad que más se planta. Otro dato destacable es que el crecimiento de esta especie es rápido y en nuestro país se beneficia en alturas entre 500 y 1000 m.s.n.m, con temperaturas entre 23°C y 27°C.

Cabe mencionar que para que el uso de la madera como principal material de construcción sea sostenible, este recurso debe provenir de plantaciones forestales. Según Coto (2015), la mayoría de la madera utilizada en nuestro país proviene de plantaciones forestales y bosques manejados de forma sostenible, hecho que ayuda a enriquecer el suelo, controlar el ciclo hidrológico y disminuir la contaminación atmosférica.

El duramen de esta especie es una de las maderas con vida útil más prolongada a nivel mundial, por eso los estudios de preservación de Teca se han centrado en la evaluación de la albura. En esta área Gómez y Moya (2012) realizaron una investigación por el método inmersión-difusión y determinaron un costo promedio de 22,75 \$USD/ m^3 .

Durante el desarrollo del segundo objetivo específico se realizaron los diseños de las superestructuras y las conexiones. En esta etapa, las principales fuentes bibliográficas fueron: "Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes" (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2013), "Especificaciones para Diseño de Puentes por LRFD" (AASHTO, 2012), "Especificaciones Nacionales para el Diseño de Construcciones en Madera - NDS" (American Wood Council, 2017), "Diseño de Estructuras de Madera" (Breyer, 2007) y "Tecnología de madera de plantaciones forestales: fichas técnicas" (Moya y col., 2012) .

Se establecieron seis longitudes de estudio: 6, 8, 10, 12, 14 y 16 metros, con una superestructura tipo viga simplemente apoyada, dos carriles de 3,60 m de ancho, aceras de 1,45 m de ancho a cada lado y modelos computacionales en el software CSi Bridge. Los diseños realizados para las estructuras de madera comprenden criterios por: flexión, cortante, compresión paralela a las fibras, tensión paralela a las fibras, flexocompresión, flexotensión, deformaciones, compresión perpendicular y longitud de asiento mínima; mientras que para las conexiones, diseños por cortante, axial y momento. Del diseño estructural se tiene que para flexión y carga axial las resistencias tienen entre uno y dos órdenes de magnitud superior a lo requerido para soportar las cargas últimas, pero en cortante tienen en el mismo orden de magnitud. A raíz de eso, el diseño por cortante determinó las dimensiones de los elementos (vigas principales, diafragmas y tablero).

La inclusión de madera puede representar disminuciones en los costos. A partir de referencias de 10 puentes de características similares desarrollados en Costa Rica entre 2019 y 2021, pero en materiales como concreto y acero, el costo por m^2 está entre \$5 476,90 y \$4 805,56. El mayor costo por metro cuadrado de los modelos diseñados es \$1 666,89, pero no incluye la subestructura.

Introducción

Desde 1960, la Sociedad Alemana para la Cooperación Internacional (GIZ, por sus siglas en alemán) opera en Costa Rica y ha visto su avance en temas de: calidad de vida, protección ambiental, mitigación del cambio climático y el proceso de descarbonización en su totalidad para 2050 (Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit, 2020) . Aun así, el país necesita mayores esfuerzos para convertirse en un líder a largo plazo de la región, en focos de atención como la agricultura, silvicultura, transporte y manejo de residuos.

La GIZ brinda apoyo a Costa Rica en el desarrollo e implementación de estrategias nacionales y planes de acción para una economía neutral y libre de carbono. Adicionalmente, promueve la implementación de medidas de mitigación climática en el sector nacional agrícola del café, para una producción amigable con el medio ambiente. Dentro de los proyectos y programas para Costa Rica se tienen los siguientes ejes de trabajo: infraestructura sostenible, Estado y democracia, medio ambiente y clima.

En el eje de infraestructura sostenible se tiene el Programa de Rehabilitación Vial Cantonal (PRVC - I), el cual es una parte del acuerdo de cooperación para el financiamiento de proyectos, firmado en 2008 por el Gobierno de Costa Rica y el Banco Interamericano de Desarrollo, esta primera parte está a cargo del Ministro de Obras Públicas y Transportes. La participación de GIZ se refleja en el apoyo brindado para el desarrollo organizacional, de capacidades y gestión de programas. En conjunto con las municipalidades de cada cantón, el programa se centra en planificación de infraestructura de transporte (a largo plazo), determinación de viabilidades: técnica, socioeconómica y económica, contratación transparente, reparación y mantenimiento de infraestructura de transporte, monitoreo y mantenimiento.

Costa Rica cuenta con una vasta red vial nacional y cantonal, en donde los cruces con quebradas, ríos y riachuelos tienen una alta incidencia, condición que genera una demanda de puentes cortos. Factores como inestabilidad económica del país, cambio climático, épocas (seca y lluviosa) variables con intensificaciones, crecimiento en la demanda vehicular y en la densidad poblacional conllevan a requisitos y trámites administrativos más profundos, pero no necesariamente a un incremento en los recursos monetarios para invertir. La GIZ, a partir de la hipótesis de tener más gastos, pero igual cantidad de dinero para financiar proyectos de infraestructura vial, considera conveniente distribuir, de manera inteligente, el presupuesto disponible, y reducir costos en estas estructuras cortas.

De este panorama y el contacto con la GIZ, surge la necesidad e importancia de contar con un sistema estandarizado y de bajo costo en el diseño estructural de puentes cortos, de manera que; aunque la cantidad de requisitos sea mayor, sea posible brindar una solución al cruce en evaluación.

Bajo metodologías cuantitativas y cualitativas, este proyecto pretende funcionar como una solución al problema descrito. La investigación desarrollada consiste en la evaluación de la especie maderera *Tectona grandis* como material de construcción y en el diseño estructural de superestructuras de puentes cortos con longitudes de 6, 8, 10, 12, 14 y 16 metros.

Como parte del alcance de la investigación, los diseños realizados abarcan superestructuras

simplemente apoyadas y conexiones mecánicas para las vigas principales y diafragmas con placas de acero ASTM A36 y tornillos ASTM A325. Cada una de las superestructuras diseñadas comprende dos carriles de 3,60 metros de ancho y una acera de 1,45 m de ancho a ambos lados del paso vehicular.

Durante el desarrollo de la investigación se consultaron múltiples fuentes bibliográficas, pero de ellas se destacan: "Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes" (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2013), "Especificaciones para Diseño de Puentes por LRFD" (AASHTO, 2012), "Especificaciones Nacionales para el Diseño de Construcciones en Madera - NDS" (American Wood Council, 2017), "Diseño de Estructuras de Madera" (Breyer, 2007) y "Tecnología de madera de plantaciones forestales: fichas técnicas" (Moya y col., 2012).

En cuanto a la estructura del proyecto, este se compone de las siguientes secciones:

- Marco Teórico: en esta sección se desarrollan diferentes conceptos vinculados al diseño estructural de superestructuras de puentes, como lo son normativas, cargas de diseño, combinaciones de carga, el diseño de estructuras de madera y el diseño de conexiones.
- Metodología: en esta sección se detallan los pasos seguidos para el desarrollo de la investigación y por medio de diagramas de flujo se complementan algunos de los conceptos del Marco Teórico.
- Materiales: en este capítulo se hace la selección del material, al mismo tiempo se recopila mucha de la información investigada por medio de las fuentes bibliográficas. Representa el fuerte de la parte investigativa del proyecto.
- Resultados. en este apartado se muestra un resumen de los principales datos numéricos obtenidos del diseño estructural para todas las superestructuras.
- Análisis de resultados: comprende la información obtenida de los resultados. Entre otros aspectos, esa información abarca el comportamiento de las resistencias y cargas últimas, la determinación de los modelos estándar y el análisis de costos.
- Conclusiones: se plasman las principales resoluciones obtenidas durante el desarrollo de la investigación.
- Recomendaciones: incluye sugerencias derivadas del proceso de investigación y sus resultados.
- Apéndices: abarca aspectos de proceso de diseño estructural y cálculo de materiales, así como también los planos desarrollados.

Objetivo general

- Proponer el diseño estructural de superestructuras para puentes de hasta 16 m de longitud.

Objetivos específicos

- Determinar los materiales de construcción de mejor respuesta a los requerimientos aplicables a superestructuras de puentes cortos.
- Diseñar estructuralmente los distintos elementos que conforman las superestructuras de puentes cortos, a partir de lineamientos nacionales e internacionales.
- Desarrollar los Planos Tipo de la superestructura diseñada según la longitud del puente.

Alcances y limitaciones

Alcances

El alcance de este proyecto abarca el diseño estructural de superestructuras de puentes, cuya extensión se encuentra en el rango de los tramos evaluados: 6, 8, 10, 12, 14 y 16 metros. La propuesta evalúa el desempeño de la especie de madera *Tectona grandis* y sus capacidades ante los diferentes escenarios de carga a los cuales se somete un puente, de modo que si se desea evaluar otra especie se deben hacer los ajustes y revisiones necesarios. La propuesta también considera el uso de placas ASTM A36 y tornillos ASTM A325 para las conexiones.

Cabe destacar que la superestructura que se seleccionó es del tipo vigas simplemente apoyadas, y para cada una de ellas se contabilizaron los materiales requeridos. Por medio de una recopilación de precios en el mercado costarricense se estimó el costo de la propuesta.

Limitaciones

Quedan por fuera del cumplimiento del diseño estructural desarrollado todas aquellas superestructuras de puentes que no cumplan con las características mencionadas. El proyecto evalúa la especie *Tectona grandis*, pero existen otras especies que también pueden competir en la lista de materiales para construcciones pesadas.

En cuanto a los materiales, hay una tendencia en crecimiento y es el uso de los productos madereros de ingeniería (CLT, NLT, entre otros) que suponen una disminución en el costo final del proyecto; sin embargo, a la fecha, esta tecnología de materiales no está disponible en Costa Rica. Es por esta razón que los elementos se diseñaron valorando "piezas sólidas". De considerar el uso de CLT o NLT, se debe tomar en cuenta que los precios dependen del mercado internacional y el costo de importación.

Antecedentes

Los puentes, al igual que otras estructuras, son un amplio campo de investigación en el área de la ingeniería civil, donde la innovación es constante y necesaria para poder adaptarse a nuevos retos. En ese sentido, materiales como concreto y acero llegaron para solucionar problemas ingenieriles de resistencias, dimensiones y durabilidad con tanto éxito que actualmente esos criterios no representan mucha complejidad, pero los retos cambian.

Con el paso del tiempo y el acelerado proceso de cambio climático, en la construcción, aspectos relacionados al reciclaje, energía, emisiones de dióxido de carbono, azufre y nitrógeno, han ido ganando importancia (Collings, 2015). Debido a esto, se han desarrollado incontables y diferentes investigaciones en la búsqueda de un equilibrio entre la competitividad de materiales, sostenibilidad ambiental y el costo sin castigar la calidad.

El acero, por ejemplo, es conocido por sus altas resistencias, durabilidad y porque cerca del 90 % del acero que se produce en el mundo es reciclado, lo que lo convierte en un material de construcción, cuyo ciclo de vida es circular sin perder sus propiedades (Arevalo, 2019). A pesar de eso, es señalado por la contaminación ambiental que se genera durante la extracción y producción del material, debido a que se consumen grandes cantidades de energía. Por otro lado, el concreto tiene una alta huella de carbono, y así es como entra en juego la madera.

El diseño de estructuras de madera es un tema que ya ha sido estudiado. Por ejemplo, una de las principales referencias en esta área es el Consejo Americano de Madera (American Wood Council, AWC) con el código "Especificaciones Nacionales para Diseño de Construcciones en Madera". Este código se actualizó por última vez en 2017, comprende todos los criterios de diseño en madera y sienta las bases para el diseño de conexiones.

Por otro lado, en 2010 el Laboratorio de Productos Forestales (FPL, por sus sigas en inglés) publicó "Manual de Madera - Madera como Material de Ingeniería" en el cual se expone una amplia investigación sobre las propiedades de la madera como material de construcción, incluyendo puentes.

A nivel mundial, para construir en madera se tienen opciones como: aserrados de madera sólida, glulam (Glued Laminated Timber), madera contralaminada (Cross Laminated Timber - CLT) y madera laminada con clavos (Nail Laminated Timber - NLT). El grupo ThinkWood surgió en 2011 como una coalición para representar la industria forestal de Estados Unidos y Canadá (Think Wood, 2021), en conjunto con otras entidades estadounidenses como el Consejo Americano de Madera y WoodWorks, se han dedicado al desarrollo de manuales de diseño con estos productos laminados.

Muchas especies son utilizadas para fabricar estos productos, lo que permite una gran versatilidad en resistencia y dimensiones, sin depender completamente del crecimiento de la madera para obtener piezas sólidas (APA - The Engineered Wood Product Association, 2008). Esta tecnología ha ganado popularidad en muchas partes del mundo; sin embargo en Costa Rica, todavía algunos de ellos no están disponibles. Aunque en nuestro país las estructuras pesadas de madera no sean comúnmente desarrolladas, de igual forma, lo anterior representa una limitación para el diseño de puentes vehiculares con este material.

Durante la búsqueda de investigaciones similares a este trabajo, no se encontraron referencias nacionales que desarrollen el concepto de puentes vehiculares de madera. Por lo tanto, esta investigación propone la apertura de un tema de estudio en nuestro país.

En cuanto a otras referencias internacionales, el artículo "Una nueva visión hacia los puentes de madera" de Gilham (2015), desarrolla el desempeño de la madera como material de construcción. Para esto, el autor establece una serie de parámetros que típicamente se solicitan en los proyectos de ingeniería como durabilidad, resistencia, claros máximos, economía y estética, y los resuelve con las propiedades que ofrece la madera. Su conclusión es que los puentes de madera sí pueden cumplir los requisitos de hoy en día y sugiere fuertemente la incorporación de madera como material de construcción.

El autor Eric Rubio Muñoz en su tesis para optar por el título de Ingeniero Civil en la Universidad Andrés Bello de Chile, comparó los costos de un puente mixto de madera laminada-hormigón con costos de puentes tradicionales. Los resultados arrojaron que, efectivamente, la incorporación de madera en el diseño redujo los costos y con ello "demostró que el diseñar un puente mixto de madera laminada – hormigón es una alternativa válida para un puente definitivo" (Rubio, 2017).

Desarrollado también en América del Sur, pero en esta ocasión en Uruguay, el Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria de ese país diseñó puentes de madera local para el paso de vehículos pesados en los sectores agrícola y forestal. La especie utilizada fue *Pinus taeda* (Pino), preservada con sales de CCA "por ser el único tratamiento disponible en Uruguay que permite el uso de la madera en clase de uso 4 según la norma EN 335:2013" (Baño y col., 2018).

De acuerdo con Tazarv, Carnahan y Wehbe (2019), para 2016 cerca del 6,2 % de los puentes en servicio de Estados Unidos incorporaban madera en sus superestructuras, además aseguran que con este material se pueden alcanzar claros máximos entre 10 y 12,20 metros, con reducciones en los costos entre 30 % y 50 % si se compara con puentes de concreto pretensado. Estos autores evaluaron el desempeño de dos prototipos de puentes de glulam para carreteras locales y determinaron que ambos cumplen todos los requisitos; por lo tanto, son alternativas viales para emplear en lugar de puentes de concreto.

Marco Teórico

Los puentes se pueden definir como estructuras del tipo obra de arte, que están destinadas a salvar “depressiones del relieve topográfico, y cruces a desnivel que garanticen una circulación fluida y continua de peatones, agua, ductos de los diferentes servicios, vehículos y otros” (Claros y Meruvia, 2004, p.28). Adicionalmente, según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (2018), un puente es una estructura necesaria para atravesar un accidente geográfico, con un claro mayor o igual a 6 m. En general, los componentes se clasifican en:

- Subestructura: compuesta por apoyos, bastiones y pilas.
- Superestructura: elementos estructurales horizontales ubicados por encima de la subestructura, que conforman la estructura del piso. La comprenden elementos tipo viga, cerchas, diafragmas, arriostres y un tablero.
- Accesorios: son elementos que no desempeñan funciones estructurales pero que son necesarios para el funcionamiento vial. Comprende: superficie de rodamiento, barandas y juntas de expansión.
- Accesorios de aproximación: son elementos que permiten al usuario tener acceso al puente. Dentro de esta categoría se tiene: losa de aproximación, rellenos y sus protecciones.

Superestructura de puentes

Según Anchía (2018) la superestructura es el principal elemento estructural de un puente, el cual, es sometido a cargas permanentes y temporales y las transfiere a la subestructura por medio de los sistemas de apoyo. A partir de los componentes que conforman la superestructura, esta se puede clasificar de la siguiente manera (Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 2007):

- Superestructuras de vigas: conformada por vigas que pueden ser simples, en forma de cajón, perfiles I o T, también pueden ser continuas y funcionar como una losa. En la siguiente figura se ilustra cada una de estas configuraciones. Generalmente los perfiles I se construyen en acero o concreto, este último como sistemas pretensados y postensados. De manera similar, las vigas T se construyen en concreto pretensado y postensado. Lo que respecta a las vigas cajón, estas se fabrican en acero o concreto y por su alta capacidad de resistir esfuerzos de torsión, usualmente, no requieren sistemas de arriostamiento adicionales.

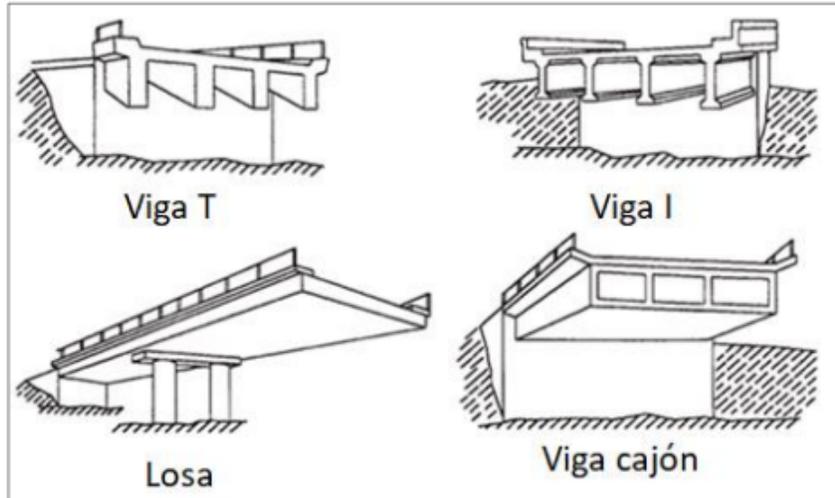


Figura 1. Superestructura tipo vigas.

Fuente: Anchía, 2018.

- Superestructuras de cerchas: está compuesta por un conjunto de armaduras “formadas con elementos rectos independientes, sometidos a esfuerzos de tensión y compresión, que están unidos por juntas o nodos” (Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 2007, p.9). Según la ubicación del paso vehicular respecto a la armadura, las superestructuras de cerchas se clasifican en: paso inferior, paso superior o media altura. A partir de las diferentes geometrías que pueden adoptar las armaduras se derivan las superestructuras de arco. El concepto es el mismo.
- Superestructuras suspendidas: estas estructuras se clasifican en colgantes y atirantadas. Los puentes colgantes están suspendidos por medio de cables verticales secundarios que, a su vez, están unidos a un cable principal que ancla las torres de la estructura. Los atirantados están sostenidos por medio de tirantes inclinados que trabajan a tensión.

Normativa en diseño de puentes

La función del Código Sísmico de Costa Rica es la de recoger, sintetizar y ordenar normas y prácticas de diseño sismorresistente (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2016), las cuales se deben acatar como regla general. Sin embargo, estructuras como los puentes no se incluyen dentro del alcance de este y, por ende, se deben seguir códigos complementarios.

La normativa nacional centralizada en puentes es Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes en su versión más reciente, que en este caso corresponde a la de marzo 2013. Los lineamientos toman como punto de partida especificaciones internacionales de diseño de puentes, a las cuales se le realizaron adaptaciones, según las condiciones del territorio costarricense, para garantizar el diseño sismorresistente de las estructuras.

Los Lineamientos distinguen las especificaciones a utilizar según el tipo de obra que se desee diseñar. De este modo, se identifican las siguientes clasificaciones: diseño de puentes vehiculares

nuevos, diseño de puentes ferroviarios, diseño de puentes peatonales, rehabilitación de puentes existentes y aspectos constructivos.

Para este caso, el tipo de obra clasifica como puente vehicular nuevo y las especificaciones vinculantes son: LRFD Bridge Design Specifications y Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, ambos recursos bibliográficos desarrollados por American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Tanto los lineamientos nacionales como la documentación de la AASHTO permiten determinar las demandas sobre la estructura del puente. El diseño de los elementos para soportar y transmitir al suelo dichas demandas varía según el sistema de materiales utilizado; y con él, los autores y entidades dedicados al desarrollo de recursos bibliográficos.

Diseño sismorresistente

El diseño sismorresistente, según se indica en los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes, hace referencia a un diseño gobernado por desplazamientos y deformaciones internas, que corresponden al efecto que induce la acción sísmica sobre la estructura (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2013). Las deformaciones internas que sobrepasen el rango elástico de los materiales son permitidas, siempre y cuando, se tomen las medidas necesarias para evitar pérdidas sensibles en la resistencia de los elementos.

Para garantizar el diseño sismorresistente de las estructuras, la filosofía de diseño que se debe seguir, según lo que establece el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, es la metodología del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

Esta metodología de diseño trabaja con dos tipos de factores: carga y resistencia. Los factores de carga, como su nombre lo indica, se utilizan para amplificar los efectos de las cargas más probables que inciden en la estructura; mientras que los factores de resistencia se aplican a la capacidad que desarrollan los elementos, según el tipo de material utilizado, y por el contrario, son factores de reducción. El objetivo es garantizar, de manera conservativa, que los elementos estructurales sean capaces de responder a los efectos de las cargas mayoradas. Expresado en forma de ecuación se tiene lo siguiente:

$$\Sigma \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1)$$

En donde:

γ_i : factor de carga.

Q_i : efecto de las cargas.

ϕ : factor de reducción de resistencia.

R_n : resistencia nominal.

Según se muestra a continuación, para el diseño de puentes AASHTO considera otro factor en la filosofía de diseño. Denotado con la letra griega η , la determinación de este valor se indica en los artículos 1.3.2.1, 1.3.3, 1.3.4 y 1.3.5 de las especificaciones (AASHTO, 2012).

$$\Sigma \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2)$$

Donde:

η_i : factor que considera ductilidad, redundancia e importancia operacional.

El diseño sismorresistente por medio de la metodología LRFD, considera cuatro estados límite: de resistencia, de servicio, de fatiga y de evento extremo, los cuales se definen según Vargas (2013):

- Estado límite de resistencia: evalúa la resistencia en flexión, cortante, torsión y carga axial de la estructura.
- Estado límite de servicio: establece condiciones de desempeño y comportamiento de la estructura ante condiciones normales de funcionamiento; a partir de limitaciones en deformaciones, grietas y esfuerzos.
- Estado límite de fatiga: previene la falla por fatiga en los elementos de acero ante la acción de ciclos repetidos de carga, mediante la limitación de esfuerzos causados por cargas vehiculares.
- Estado límite de evento extremo: evalúa el comportamiento de la estructura ante la acción de un sismo importante, inundación o colisiones vehiculares.

Cargas de diseño

Las cargas que un puente puede experimentar a lo largo de su vida útil varían en magnitud y fuente de origen. De esta forma, se establecen: cargas permanentes y cargas temporales. Dentro de las cargas permanentes se incluyen: el peso propio de componentes estructurales y no estructurales, superficie de rodamiento y elementos complementarios. Por otra parte, las cargas temporales abarcan: viento, sismos, carga viva, carga viva peatonal, cargas vehiculares (dinámicas, de frenado y de colisión). Debido a que el alcance del proyecto no abarca la subestructura del puente, se omitieron las cargas que afectan ese componente de la estructura. El siguiente cuadro indica la simbología utilizada por AASHTO (2012) para las cargas de diseño mencionadas.

Cuadro 1. Simbología cargas de diseño

Tipo	Carga	Símbolo AASHTO
Permanente	Componentes estructurales y no estructurales	DC
Permanente	Superficies de rodamiento y elementos complementarios	DW
Temporal	Viento	WS
Temporal	Sismo	EQ
Temporal	Viva	LL
Temporal	Viva peatonal	PL
Temporal	Vehicular dinámica	IM
Temporal	Vehicular de frenado	BR
Temporal	Vehicular de colisión	CT

Fuente: Autoría propia, 2021.

La carga viva (LL) es una carga temporal, que según Vargas (2013) se considera en el diseño estructural con el objetivo de simular el efecto que producen los vehículos al transitar sobre el puente. En la sección 3.6.1.2 de la Especificación AASHTO se establece que esta carga (LL) está compuesta por carril, camión y/o tándem de diseño. Para superestructuras con longitudes de $L \leq 12,00$ m aplica el tándem + carril mientras que para $L > 12,00$ m aplica camión + carril (Delgado, Rodríguez y Verá, 2018).

- Carril de diseño: consiste en una carga uniformemente distribuida de 0,93 ton/m que se aplica en sentido longitudinal. De forma transversal, se debe asumir que la carga se aplica en un ancho de 3,00 m. Para determinar la cantidad de carriles de diseño, se toma como la parte entera de la razón $w/3600$, donde "w" corresponde al ancho libre del puente en mm (Vargas, 2013; AASHTO, 2012).
- Camión de diseño: las cargas y el espaciado que se deben considerar corresponden a un camión de tres ejes de 3,5 ton, 14,5 ton y 14,5 ton separados, respectivamente, 4,30 m y 4,30 m - 9,00 m. La separación transversal de las ruedas es de 1,8 m. La figura 2 ilustra la configuración descrita.

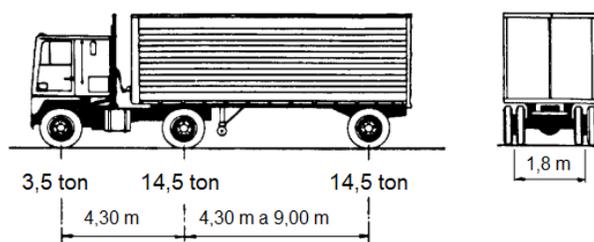


Figura 2. Configuración camión de diseño.
Fuente: Modificado de AASHTO, 2012.

A su vez, se debe considerar el factor de presencia múltiple, el cual considera la posibilidad de que dos o más carriles se carguen con la máxima carga de diseño.

Cuadro 2. Factor de presencia múltiple

Número de carriles de diseño cargados	Factor de presencia múltiple
1	1,20
2	1,00
3	0,85

Fuente: AASHTO, 2012.

- Tándem de diseño: consiste en dos ejes de 11,34 ton separados 1,20 m uno del otro, con un espaciamiento transversal de 1,80 m. La figura 3 ilustra la configuración descrita.

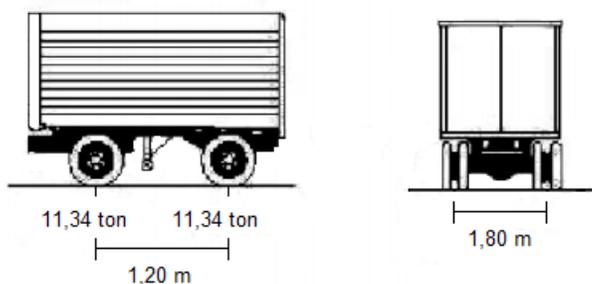


Figura 3. Configuración tándem de diseño.

Fuente: Modificado de AASHTO, 2012.

La carga vehicular dinámica (IM) se deriva de la carga viva (LL) según expresa AASHTO en la sección 3.6.2.1; sin embargo, en la sección 3.6.2.3 se indica que ese factor de carga dinámica no debe aplicarse a las estructuras de madera. Respecto a la carga vehicular de frenado (BR), según AASHTO (2012) se debe tomar como el valor mayor entre las siguientes opciones:

- 25 % del camión de diseño.
- 25 % del tándem de diseño.
- 5 % del camión de diseño y el carril de diseño.
- 5 % del tándem de diseño y el carril de diseño.

La carga vehicular de frenado que rija, según las condiciones anteriores, deberá colocarse simultáneamente en todos los carriles de un mismo sentido en la dirección de tránsito, considerando probable que todos los vehículos frenen al mismo tiempo (Worsfold, 2015). Esta carga

actúa en un plano horizontal a 1,80 m de la superficie.

La carga de colisión vehicular (CT), siguiendo la sección 3.6.5.1 de la especificación, se debe considerar como 273 ton, aplicada en un ángulo de 15° desde la superficie de rodamiento como horizontal y a 1,52 m sobre esta (AASHTO, 2012).

Según la sección 3.6.1.6, la carga viva peatonal (PL) se debe aplicar a aceras, cuyo ancho sea mayor a 0,60 m, con una magnitud de 0,367 ton/m^2 .

En términos de cargas laterales, el cálculo de la carga sísmica (EQ) está regido por los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (2013). A la fecha de realización de este proyecto, no se tiene una reglamentación actualizada para el diseño por viento en Costa Rica; sin embargo, la versión de 1987 del Reglamento de Construcciones establece un procedimiento base que se puede aplicar. Una vez que se publique el nuevo código se deben hacer los cambios correspondientes.

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se utilizan para atribuir factores de amplificación según los estados límites. AASHTO (2012) en la sección 3.4.1 especifica todas las combinaciones de carga desarrolladas y bajo cuáles condiciones se deben utilizar. A continuación se muestran aquellas aplicables a este proyecto:

Cuadro 3. Combinaciones de carga AASHTO

Estado límite	DC, DW	LL, PL, y BR	EQ	WS	CT
Resistencia I	γ_p	1,75	-	-	-
Servicio I	1,00	1,00	-	0,30	-
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-
Evento extremo II	γ_p	0,50	-	-	1,00
Fatiga	-	1,50	-	-	-

Fuente: AASHTO, 2012.

Cuadro 4. Factores de carga permanente

Tipo de carga	γ_p máximo	γ_p mínimo
DC	1,25	0,90
DW	1,50	0,65

Fuente: AASHTO, 2012.

El factor γ_p asignado a las cargas permanentes varía según el tipo de carga evaluado. El cuadro anterior muestra valores de γ_p mínimo y máximo, de los cuales se debe aplicar aquel que genere la condición más crítica (Worsfold, 2015). Para completar el término izquierdo de la inequación 2, al factor η_i se le debe asignar los siguientes valores, según el estado límite y condición de γ_p :

- Si aplica γ_p máximo, entonces η_i :

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95 \quad (3)$$

- Si aplica γ_p mínimo, entonces η_i :

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1,00 \quad (4)$$

Donde:

η_D : factor relacionado con ductilidad.

η_R : factor relacionado con redundancia.

η_I : factor relacionado con factor de importancia operacional.

Para el estado límite de resistencia, η_D se debe tomar como 1,05 para conexiones no dúctiles, 1,00 diseños convencionales, y 1,00 para los demás estados límite. Para el estado límite de resistencia, η_R se debe tomar como 1,05 para sistemas no redundantes, 1,00 para niveles convencionales de redundancia, y 1,00 para los demás estados límite. En el caso de η_I , este solo aplica para los estados límite de resistencia y evento extremo, con valores de: 1,05 para puentes críticos y esenciales, 1,00 para puentes convencionales.

El término derecho de la inecuación 2 corresponde la resistencia de los elementos. De esta manera, el factor ϕ representa los factores de resistencia utilizados en la metodología de diseño LRFD. A continuación se indican las propiedades evaluadas en los elementos de madera y el valor de ϕ correspondiente:

Cuadro 5. Factores de resistencia para diseño LRFD

Propiedad	Factor de resistencia
Flexión (Φ_b)	0,85
Compresión paralela y perpendicular (Φ_c)	0,90
Cortante y tracción radial (Φ_v)	0,75
Tracción (Φ_t)	0,80
Conexiones (Φ_z)	0,65

Fuente: AASHTO, 2012.

Esos factores de resistencia para diseño por LRFD aplican para todos los estados límite, excepto para los de evento extremo. En estos casos, $\Phi = 1,00$. El Φ de estabilidad no está definido por la AASHTO; sin embargo, se toma el establecido por el Código Sísmico de Costa Rica, $\Phi_s = 0,65$.

Diseño de elementos en madera

En el capítulo 8 de la Especificación AASHTO se establecen ecuaciones de diseño en madera y factores de ajuste según la condición evaluada:

$$F_b = F_{b0}C_{KF}C_M(C_F \text{ o } C_V)C_{fu}C_iC_dC_\lambda \quad (5)$$

$$F_v = F_{v0}C_{KF}C_M C_i C_\lambda \quad (6)$$

$$F_t = F_{t0}C_{KF}C_M C_F C_i C_\lambda \quad (7)$$

$$F_c = F_{c0}C_{KF}C_M C_F C_i C_\lambda \quad (8)$$

$$F_{cp} = F_{cp0}C_{KF}C_M C_i C_\lambda \quad (9)$$

$$E = E_0 C_M C_i \quad (10)$$

Donde:

F: esfuerzos de diseño ajustados.

F_0 : esfuerzos de diseño básicos.

E_0 : módulo de elasticidad básico.

E: módulo de elasticidad ajustado.

C_{KF} : factor de conversión de formato.

C_M : factor de ajuste por humedad.

C_F : factor de ajuste por dimensiones.

C_V : factor de ajuste por volumen (para elementos Glulam).

C_{fu} : factor de ajuste por uso del lado ancho.

C_i : factor de ajuste por incisiones.

C_d : factor de ajuste por cubierta.

C_λ : factor de ajuste por tiempo de duración de carga.

- Factor de conversión de formato - C_{KF} :

Para poder utilizar los esfuerzos básicos en la metodología LRFD, estos se deben multiplicar por un factor de conversión de formato de no ser que la fuente bibliográfica indique que este valor ya fue contemplado. El C_{KF} se calcula como $2,5/\phi$ excepto para compresión perpendicular al grano, en donde se calcula como $2,1/\phi$.

- Factor de ajuste por humedad - C_M :

La madera experimenta cambios volumétricos según el porcentaje de humedad que posea. Si la condición de servicio representa un porcentaje de humedad de 19% o menor, C_M se debe

aplicar con un valor de 1. De lo contrario, si las condiciones de humedad representan un valor mayor al 19%, C_M se debe considerar según los valores indicados en la tabla 8.4.4.3-1 de la Especificación AASHTO.

- Factor de ajuste por dimensiones - C_F :

Para piezas de madera con peraltes iguales o menores a 12 in (300 mm), C_F se debe tomar como 1. Para peraltes mayores, C_F se estima como:

$$C_F = \left(\frac{300}{h} \right)^{1/9} \quad (11)$$

Donde h es el peralte del elemento, en mm.

- Factor de ajuste por volumen - C_V :

Para este proyecto, la madera utilizada corresponde a piezas sólidas y no a productos de ingeniería como el Glulam, entonces este factor no se considera para los esfuerzos ajustados.

- Factor de ajuste por uso del lado ancho - C_{fu} :

Cuando la pieza de madera se apoya sobre su lado ancho, la carga también se distribuye en ese sentido. El factor C_{fu} considera esa condición de carga y el valor adoptado depende de las dimensiones del elemento, según se indica a continuación:

Cuadro 6. Valores de C_{fu}

Ancho (cm)	Canto (cm)	
	5,00 y 7,50	10,00
5,00 y 7,50	1,00	-
10,00	1,10	1,00
12,50	1,10	1,05
15,00	1,15	1,05
20,00	1,15	1,05
25,00 y mayores	1,20	1,10

Fuente: Modificado de AASHTO, 2012.

- Factor de ajuste por incisiones - C_i :

Cuando la madera presenta incisiones paralelas al grano, de profundidad máxima 10,00 mm y longitud máxima 9,50 mm, se debe aplicar el factor de ajuste por incisiones que establece la tabla 8.4.4.7-1 de la especificación AASHTO. Para este proyecto se consideró que la madera no presenta incisiones, por lo que su valor corresponde a 1,00.

- Factor de ajuste por cubierta - C_d :

El factor de ajuste por cubierta se utiliza como reemplazo del factor de repetitividad que establece el código NDS para Construcción en Madera. Su valor se debe tomar como 1,00 excepto cuando se trabaja con productos laminados, caso en donde aplican los valores de la tabla 8.4.4.8-1 de la especificación AASHTO.

- Factor de ajuste por tiempo de duración de carga - C_λ :

Se considera que los efectos de las cargas son acumulativos a través de la vida útil de la estructura. El valor de C_λ se debe tomar según el estado límite en evaluación:

Cuadro 7. Factor de ajuste por tiempo de duración de carga

Estado límite	C_λ
Resistencia I	0,80
Resistencia II	1,00
Resistencia III	1,00
Resistencia IV	0,60
Evento extremo I	1,00

Fuente: AASHTO, 2012.

Elementos en flexión

La resistencia a la flexión factorada M_r debe estimarse como:

$$M_r = \phi M_n \quad (12)$$

Donde:

M_n : resistencia nominal.

ϕ : factor de resistencia para diseño LRFD.

La resistencia nominal debe responder a la siguiente ecuación:

$$M_n = F_b S C_L \quad (13)$$

Con:

$$C_L = \frac{1 + A}{1,90} - \sqrt{\frac{(1 + A)^2}{3,61} - \frac{A}{0,95}} \quad (14)$$

$$A = \frac{F_{bE}}{F_b} \quad (15)$$

$$F_{bE} = \frac{K_{bE}E}{R_b^2} \quad (16)$$

$$R_b = \sqrt{\frac{L_e d}{b^2}} \leq 50 \quad (17)$$

Donde:

K_{bE} : 0,76 para madera clasificada visualmente.

F_b : esfuerzo de flexión ajustado [ton/m²].

E : módulo de elasticidad ajustado [ton/m²].

C_L : factor de estabilidad.

d : canto neto [m].

b : ancho neto [m].

L_e : longitud efectiva [m].

S : módulo de sección [m³].

El factor de estabilidad C_L es 1,0 cuando $d \leq b$ o si el elemento está arriostrado lateralmente. Por otra parte, la longitud efectiva se estima de la siguiente manera:

- Si $L_u/d < 7,00$, entonces $L_e = 2,06L_u$.
- Si $7,00 \leq L_u/d \leq 14,30$, entonces $L_e = 1,63L_u + 3d$.
- Si $L_u/d > 14,30$, entonces $1,84L_u$.

Donde:

L_u : distancia entre los apoyos [m].

d : canto neto [m].

Elementos en cortante

La resistencia al cortante factorada V_r para secciones rectangulares debe estimarse como:

$$V_r = \phi V_n \quad (18)$$

$$V_n = \frac{F_v b d}{1,50} \quad (19)$$

En donde:

ϕ : factor de resistencia para diseño LRFD.

F_v : esfuerzo de cortante ajustado [ton/m²].

Elementos en compresión paralela

La resistencia a compresión paralela al grano factorada P_r , debe estimarse como:

$$P_r = \phi P_n \quad (20)$$

En donde:

ϕ : factor de resistencia para diseño LRFD.

P_n : resistencia nominal [ton].

$$P_n = F_c A_g C_p \quad (21)$$

$$C_p = \frac{1+B}{2c} - \sqrt{\left(\frac{1+B}{2c}\right)^2 - \frac{B}{c}} \leq 1,0 \quad (22)$$

$$B = \frac{F_{cE}}{F_c} \leq 1,0 \quad (23)$$

$$F_{cE} = \frac{K_{cE} E d^2}{L_e^2} \quad (24)$$

Donde:

c : 0,80 para madera aserrada.

K_{cE} : 0,52 para madera clasificada visualmente.

F_c : esfuerzo a la compresión paralela ajustado [ton/m²].

L_e : longitud efectiva tomada como KL [m].

K : para simplemente apoyado según Breyer (2007), $K = 1$.

A_g : área transversal bruta del elemento [m²].

Elementos en compresión perpendicular

La resistencia a la compresión perpendicular al grano factorada, P_r debe estimarse como:

$$P_r = \phi P_n \quad (25)$$

En donde:

ϕ : factor de resistencia para diseño LRFD.

P_n : resistencia nominal [ton].

$$P_n = F_{cp} A_b C_b \quad (26)$$

Donde:

F_{cp} : resistencia a la compresión perpendicular ajustada, [kg/cm²].

A_b : área de apoyo, [cm^2].

C_b : factor de ajuste según tabla 8.8.3-1 de la AASHTO.

Elementos en tensión paralela

La resistencia a tensión paralela al grano factorada P_{rt} , debe estimarse como:

$$P_{rt} = \phi P_{nt}$$

En donde:

ϕ : factor de resistencia para diseño LRFD.

P_{nt} : resistencia nominal [ton].

$$P_{nt} = F_t A_n \quad (27)$$

Donde:

F_t : esfuerzo de tensión ajustado [ton/m^2].

A_n : menor área transversal [m^2].

Elementos en flexión y compresión paralela al grano

Los elementos bajo los efectos de flexión y compresión paralela al grano, deben satisfacer la siguiente relación:

$$\left(\frac{P_u}{P_r}\right)^2 + \frac{M_u}{M_r\left(1 - \frac{P_u}{F_{cE}A_g}\right)} \leq 1,00 \quad (28)$$

Donde:

P_u : carga axial última [ton].

P_r : resistencia a la compresión, factorada [ton].

M_u : momento flector último [ton-m].

M_r : resistencia a la flexión, factorada [ton-m].

F_{cE} : esfuerzo de pandeo de Euler.

A_g : área transversal bruta.

Elementos en flexión y tensión paralela al grano

Los elementos bajo los efectos de flexión y tensión paralela al grano deben satisfacer las siguientes relaciones:

$$\frac{P_u}{P_{rt}} + \frac{M_u}{M_{r*}} \leq 1,00 \quad (29)$$

$$\frac{M_u - \frac{d}{6}P_u}{M_{r**}} \leq 1,00 \quad (30)$$

Donde:

P_u : carga axial última [ton].

P_{rt} : resistencia a la tensión, factorada [ton].

M_u : momento flector último [ton-m]

M_{r*} : $F_b S$.

M_{r**} : resistencia a la flexión factorada sin C_V [ton-m].

Deformaciones

Breyer (2007) establece la evaluación de deformaciones en elementos de madera de la siguiente forma:

- Para madera verde o seca, y paneles estructurales, trabajando en condiciones húmedas:

$$\Delta_{total} = 2,00(\Delta_{Largoplazo}) + \Delta_{Cortoplazo} \quad (31)$$

- Para madera seca, y secciones compuestas trabajando, en condiciones secas:

$$\Delta_{total} = 1,50(\Delta_{Largoplazo}) + \Delta_{Cortoplazo} \quad (32)$$

Donde:

$\Delta_{Largoplazo}$: deformación debido a las cargas de largo plazo más una contribución de la carga viva. El diseñador establece cuánto porcentaje de carga viva considera.

$\Delta_{Cortoplazo}$: deformación debido a las cargas de corto plazo.

El resultado de esas ecuaciones se debe comparar contra el límite permitido también definido por Breyer (2007) como: $L/300$ para vigas de puentes carreteros, L = longitud del tramo evaluado.

Diseño de conexiones

Según lo indica National Design Specification for Wood Construction (NDS), los valores de diseño (Z , W y W_H) deben ajustarse por los factores indicados, para obtener las estimaciones de diseño ajustadas (Z' , W' y W_H'). La carga aplicada a las conexiones no puede exceder esos valores de diseño ajustados, en donde:

- Z : valores de diseño laterales.
- W : valores de diseño por extracción.
- W_H : valores de diseño por extracción de cabeza del sujetador (para cabezas redondeadas).

Para conexiones tipo cortante, donde la carga se aplica perpendicular a la longitud del conector:

$$Z' = \phi \lambda K_F Z C_m C_t C_g C_{\Delta} C_{eg} \quad (33)$$

Para conexiones de tipo extracción, donde la carga se aplica paralela a la longitud del conector:

$$W' = \phi \lambda K_F W C_m C_t C_{eg} \quad (34)$$

Donde:

- ϕ : factor de reducción de resistencia LRFD, 0,65.
- λ : factor de duración de carga.
- K_F : factor de conversión de formato, 3,32.
- Z : resistencia básica de diseño, lateral.
- W : resistencia básica de diseño, de extracción.
- C_m : factor de ajuste por humedad para conexiones.
- C_t : factor de ajuste por temperatura.
- C_g : factor de grupo.
- C_{Δ} : factor de ajuste por geometría.
- C_{eg} : factor de grano final.

- Factor de ajuste por humedad para conexiones - C_m :

Las conexiones en elementos de madera también varían su capacidad según el contenido de humedad bajo el cual están operando. La tabla 11.3.3 de NDS indica los factores de corrección por humedad de acuerdo con el tipo de conexión. A continuación se muestra una simplificación de dicha tabla para el caso de estudio.

Cuadro 8. Factores de ajuste por humedad para conexiones

Tipo de conexión	Contenido de humedad		Cm
	Fabricación	Operación	
Clavijas	≤ 19 %	≤ 19 %	1,00
	> 19 %	≤ 19 %	0,40
	Cualquiera	> 19 %	0,70

Fuente: Adaptado de American Wood Council, 2017.

Considerando cualquier porcentaje de humedad a la hora de fabricación y mayor a 19 % en operación, el factor de corrección por humedad correspondiente es 0,70.

- Factor de ajuste por temperatura - C_t :

En la tabla 11.3.4 de NDS se establecen los factores de corrección por temperatura para conexiones. En este caso el valor seleccionado es 0,70, considerando una exposición continua entre 38°C y 52°C.

- Factor de grupo - C_g :

Para conexiones en filas con conectores de diámetros menores o iguales 1,00 in, se debe aplicar el siguiente factor de grupo:

$$C_g = \left(\frac{m(1 - m^{2n})}{n(1 + R_{EA}m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}} \right) \left(\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right) \quad (35)$$

Donde:

C_g : 1,00 para diámetros menores a 1/4 in.

n: número de conectores en una fila.

R_{EA} : el menor valor entre $\frac{E_s A_s}{E_m A_m}$ y $\frac{E_m A_m}{E_s A_s}$

E_m : módulo de elasticidad del miembro principal [psi].

E_s : módulo de elasticidad de los miembros secundarios [psi].

A_m : área transversal bruta del miembro principal [in^2].

m: $u - \sqrt{u^2 - 1}$

u: $1 + \gamma \frac{s}{2} \left(\frac{1}{E_m A_m} \right) + \gamma \frac{s}{2} \left(\frac{1}{E_s A_s} \right)$

s: distancia de centro a centro entre conectores de filas adyacentes [in].

γ : módulo de carga/deslizamiento para conexiones [lbs/in]. Para conexiones madera - madera, $180000D^{1,50}$.

D: diámetro del conector [in].

- Factor de ajuste por geometría - C_{Δ}

Este factor de ajuste se rige por dos variables: el diámetro del conector y la distancia final (ver figura 4). De tal modo que si se tienen conectores con $D < 1/4$ in, $C_{\Delta} = 1,00$. Para $D \geq 1/4$ in, y una distancia final menor a la requerida para la condición de $C_{\Delta} = 1,00$, el valor a

utilizar es el menor de los casos a, b y c.

Caso a: cuando la distancia para cargas perpendiculares o paralelas al grano sea mayor a las mínimas para $C_{\Delta} = 0,50$ pero menor al mínimo para $C_{\Delta} = 1,00$, C_{Δ} se estima como:

$$C_{\Delta} = \frac{\text{distancia final real}}{\text{distancia final mínima } C_{\Delta} = 1,00} \quad (36)$$

Caso b: el área mínima de cortante (ver figura 5) para $C_{\Delta} = 1,00$ debe ser equivalente al área de cortante para una conexión de elementos paralelos con la distancia final mínima de $C_{\Delta} = 1,00$. El área mínima de cortante para $C_{\Delta} = 0,50$ debe ser equivalente a 1/2 de aquella para $C_{\Delta} = 1,00$. Cuando el área de cortante real sea mayor o igual al área mínima para $C_{\Delta} = 0,50$ pero menor al área mínima para $C_{\Delta} = 1,00$, C_{Δ} se estima como:

$$C_{\Delta} = \frac{\text{área de cortante real}}{\text{área de cortante mínima } C_{\Delta} = 1,00} \quad (37)$$

Caso c: cuando el espaciamiento real entre los conectores de una misma fila para carga paralela o perpendicular al grano sea mayor o igual al espacio mínimo, pero menor al espaciamiento para $C_{\Delta} = 1,00$, C_{Δ} se estima como:

$$C_{\Delta} = \frac{\text{espaciado actual}}{\text{espaciado mínimo } C_{\Delta} = 1,00} \quad (38)$$

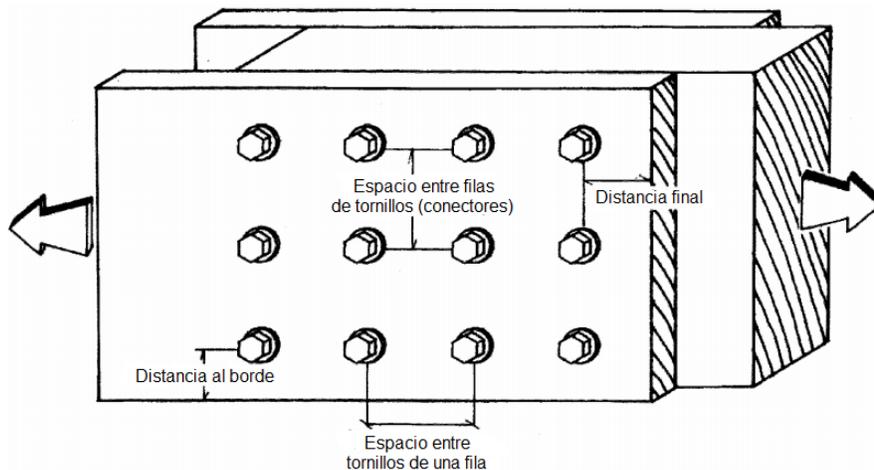


Figura 4. Cargas paralelas a los elementos de madera
Fuente: Adaptado de American Wood Council, 2017.

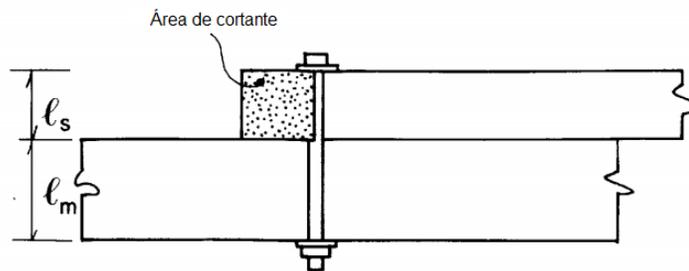


Figura 5. Área de cortante de conexión para miembros paralelos
Fuente: Adaptado de American Wood Council, 2017.

Cuadro 9. Distancias finales mínimas requeridas

Dirección de la carga	Distancias finales	
	Mínima para $C = 0,50$	Mínima para $C = 1,00$
Perpendicular al grano	2D	4D
Paralela al grano (Compresión)	2D	4D

Fuente: Modificado de American Wood Council, 2017.

Cuadro 10. Espaciados requeridos para conectores en una misma fila

Dirección de la carga	Espaciados requeridos en una misma fila	
	Mínimo	Mínimo para $C = 1,00$
Paralela al grano	3D	4D
Perpendicular al grano	3D	El requerido para miembros anclados.

Fuente: American Wood Council, 2017.

Para conectores con $D \geq 1/4$ in, la distancia al borde y el espaciado entre filas de conectores deben cumplir los requerimientos de las tablas 12.5.1C y 12.5.1D del NDS. La distancia perpendicular a las fibras entre las filas de conectores más externas no puede exceder las 5 pulgadas.

Cuadro 11. Requerimientos mínimos para distancias al borde

Dirección de la carga	Distancia mínima al borde
Paralela al grano	
donde $l/D \leq 6$	1,50 D
donde $l/D > 6$	1,50 D o la mitad del espaciado entre filas.
Perpendicular al grano	
Borde cargado	4D
Borde no cargado	1,50D

Con l/D el valor menor entre l_m/D y l_s/D .

Fuente: American Wood Council, 2017.

Cuadro 12. Espaciados entre filas

Dirección de la carga	Espaciados mínimos entre filas
Paralelo al grano	1,50 D
Perpendicular al grano	
Para $l/D \leq 2,00$	2,50D
Para $2,00 < l/D < 6,00$	$(5l + 10D)/8$
Para $l/D \geq 6,00$	5D

Fuente: American Wood Council, 2017.

- Factor de grano final - C_{eg}

Para conexiones en cortante cuyos conectores se instalen de forma que su longitud sea paralela a las fibras, $C_{eg} = 0,67$. De lo contrario, $C_{eg} = 1,00$.

- Resistencias básicas de diseño: Z y W

La resistencia básica de diseño Z se debe tomar como el menor valor entre las ecuaciones de comportamiento, según la condición de cortante (simple o doble), las cuales evalúan seis modos para cortante simple y cuatro modos para cortante doble. Las ecuaciones se pueden encontrar en la tabla 12.3.1A del NDS Edición 2018 (American Wood Council, 2017).

Estas ecuaciones requieren de variables como la gravedad específica de la madera, dimensiones comerciales de tornillos y propiedades mecánicas del acero. Para este proyecto, la gravedad específica corresponde a $G = 0,58$, las dimensiones comerciales de tornillos se tomaron de la tabla L2 del apéndice L del NDS, y las propiedades del acero son las típicas para un acero ASTM A36, para el caso de las placas, y ASTM A325 para los tornillos. Adicionalmente, las ecuaciones de cedencia evaluadas corresponden a cortante simple (considerando la unión entre un elemento de madera y una placa de acero).

Por otra parte, la resistencia básica de diseño W se debe tomar como $w = 1800G^{3/2}D^{3/4}$ [lb/in], y posteriormente multiplicar w por T - E (propiedad geométrica de los tornillos), para obtener W en lb. Cabe recalcar que la teoría de ecuaciones de comportamiento no cubre los

requerimientos para resistencias de diseño básicas de extracción (W), por lo que las ecuaciones solo aplican en conexiones a cortante.

Para la revisión de conexiones a momento se deben tomar como base los procedimientos establecidos por la AISC en su manual Steel Construction Manual (American Institute of Steel Construction, 2017).

Herramientas de diseño e ingeniería

Son instrumentos capaces de facilitar el diseño estructural y la construcción del proyecto. Además, sirven para verificar los requerimientos del cliente y las especificaciones mínimas. En este proyecto se hizo uso de tres herramientas: CSi Bridge, AutoCAD y memorias de cálculo.

- CSi Bridge: Según CSi Spain (2021) es un software que integra modelado, análisis y diseño de estructuras de puentes, características que lo convierten en un software versátil y competitivo. Se destacan puentes de vigas, mixtos, atirantados, colgantes, en arco, cuyas geometrías pueden parametrizarse según se requiera. Incluye las normas diseño europea (Eurocódigo), americana (AASHTO LRFD), canadiense (CAN/CSA S6), china (JTG-D62-2004) e india (IRC 2011), para el análisis sísmico y de cargas.
- AutoCAD y planos: AutoCAD es un software desarrollado por Autodesk, con el objetivo de facilitar a ingenieros y arquitectos el dibujo en dos y tres dimensiones. Con él, es posible desarrollar planos de los proyectos diseñados. Para esta propuesta se seleccionó la modalidad de "Planos Tipo" que el CFIA define como los planos de un proyecto que tiene características básicas iguales (arquitectónicas, eléctricas, mecánicas y estructurales), y cuya vigencia es por cuatro años a partir del Sello APC (Picado, 2020).
- Memoria de cálculo: es un documento que justifica y demuestra los procedimientos realizados; en este caso, para obtener el diseño estructural. La memoria de cálculo de este proyecto se desarrolló por medio de Microsoft Excel.

Metodología

La metodología o marco metodológico de una investigación hace referencia al conjunto de pasos, técnicas y procedimientos utilizados para describir, analizar y resolver problemas mediante el método científico (Azuelo, 2018). Los paradigmas de la investigación representan el punto de partida del investigador y cómo analizará la información. De este modo, se tienen tres paradigmas de investigación: enfoque cualitativo, enfoque cuantitativo y enfoque mixto. El paradigma de esta investigación corresponde al enfoque cuantitativo debido a que el diseño estructural tiene componentes numéricos y estadísticos que se utilizan para dar solución a un planteamiento ingenieril.

En cuanto al tipo de estudio, este proyecto se caracteriza por utilizar textos como principal fuente de información, por lo que se incluye dentro de la investigación bibliográfica. Campos (2017) aclara que su nombre no se limita al uso único y exclusivo de libros, sino que más bien hace referencia a fuentes de carácter fijo y que no cambian con el tiempo. Esta investigación también tiene características exploratorias, pues aunque el problema de superestructuras de puentes cortos es un tema que ya ha sido analizado por diferentes autores; la novedad proviene del hecho que en Costa Rica las superestructuras de madera en puentes vehiculares no son comunes.

Diseño de la investigación

Para llevar a cabo la propuesta de superestructuras de puentes cortos se atendió una serie de pasos según se detalla a continuación. La primera etapa consistió en determinar el material con el cual se realizaría el diseño. Dada la amplia gama de materiales disponibles para su uso en construcción de puentes, la lista de opciones se redujo a cuatro materiales: concreto, sistemas postensados y pretensados, acero y madera. De esos materiales, los más utilizados, generalmente, han sido los tres primeros, porque con la aparición de estos, se redujo la competitividad de la madera para obras pesadas de construcción.

Una vez delimitada la lista de materiales, por medio de artículos y libros, se investigaron algunas de sus características, propiedades físicas y mecánicas, así como también su impacto ambiental desde diferentes ámbitos de estudio. Seguidamente, se realizó una comparación de diferentes criterios entre los materiales, a partir de una escala de importancia relativa. El valor más alto de la ponderación representa la opción óptima según los aspectos considerados. El siguiente paso consistió en investigar, más a fondo, las propiedades del material seleccionado (madera) y el mercado de este en Costa Rica.

La segunda etapa consistió en el diseño de la propuesta. Para estos efectos fue necesario apoyarse en lineamientos nacionales y guías de diseño internacionales. Como primer paso para determinar las demandas de esfuerzos se acudió a los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos y a las Especificaciones de Diseño de Puentes de la AASHTO.

Para el análisis estructural se requirió el uso de modelos desarrollados por medio del programa

CSi Bridge; y respecto al diseño estructural de los elementos, como el material seleccionado fue la madera, se tomaron como base el capítulo 8 de las Especificaciones AASHTO LRFD, el código National Design Specification for Wood Construction de American Wood Council (2017) y Design of Wood Structures ASD/LRFD de Breyer (2007).

El proceso de diseño estructural tiene características iterativas, y su final se da cuando todos los elementos (en material y dimensiones) son capaces de responder adecuadamente a las condiciones de carga establecidas.

Por último, la tercera etapa pertenece a la estimación del costo de la propuesta y el desarrollo de los planos de las estructuras diseñadas. Para estos efectos, se utilizó el software AutoCAD y los datos recopilados de la etapa previa. En el siguiente diagrama se muestra, de manera gráfica, la metodología de todo el proyecto.

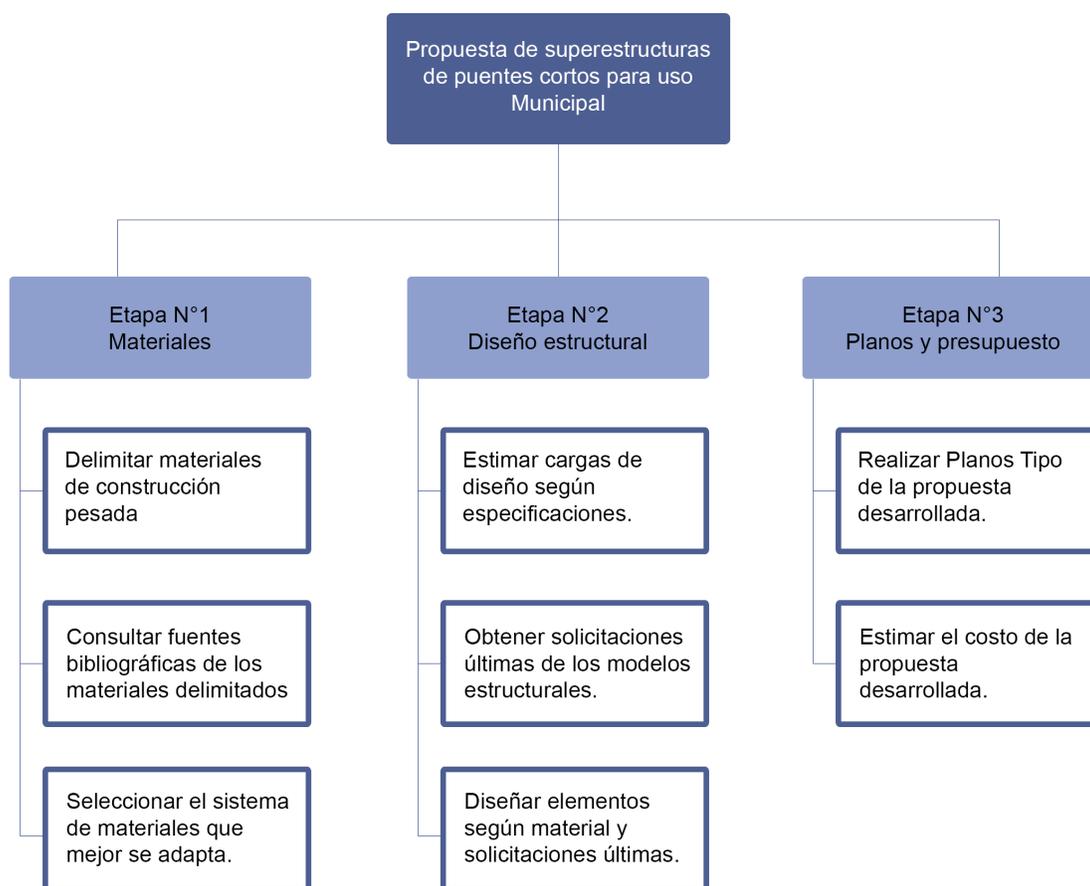


Figura 6. Metodología del proyecto

Fuente: Autoría propia, 2021.

Los siguientes diagramas muestran algunos de los procesos llevados a cabo para el diseño de los elementos de madera. En todos los casos se omitió el cálculo de C_{KF} porque los valores de esfuerzo indicados según Moya y col. (2019) ya lo considera.

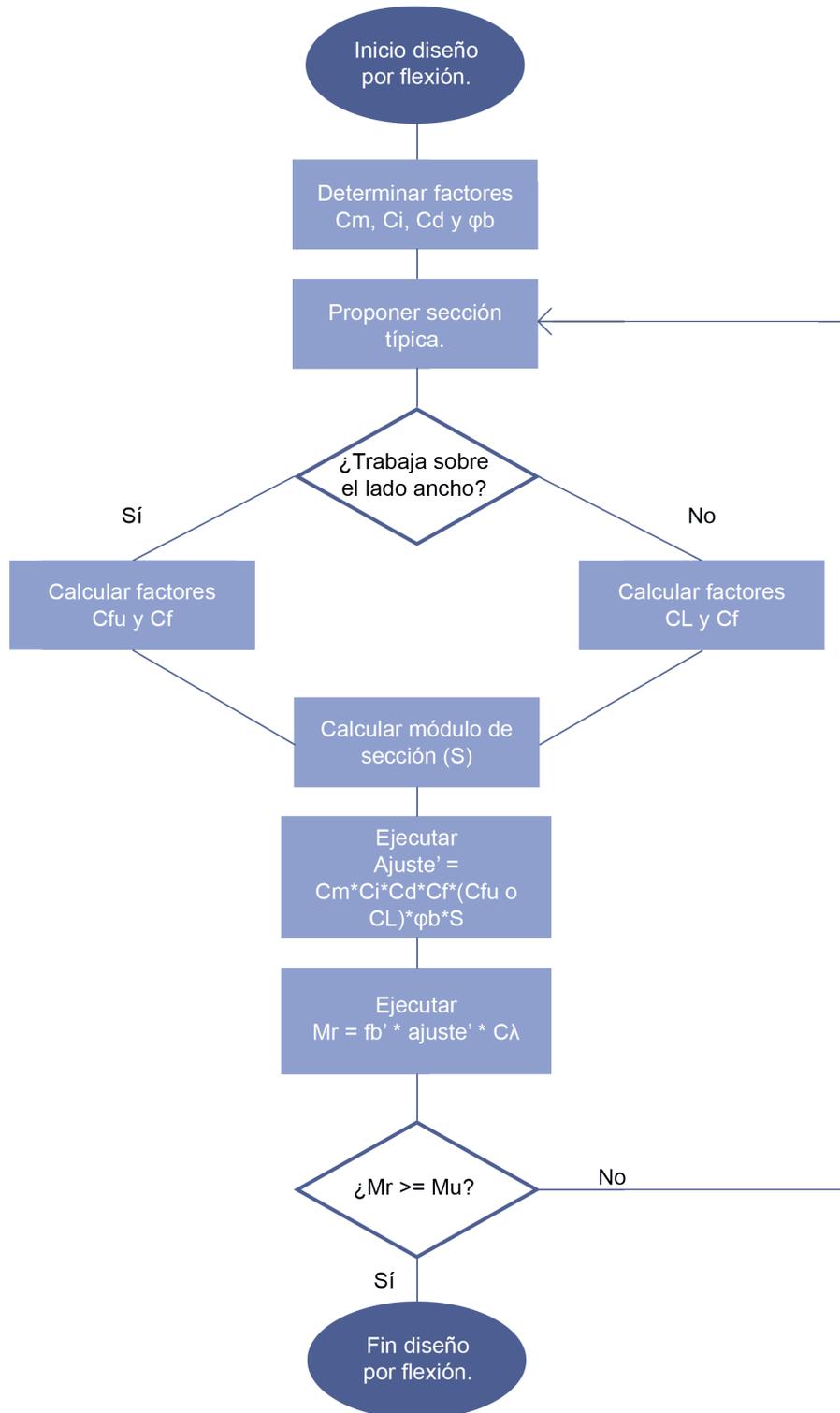


Figura 7. Diagrama de flujo diseño por flexión en madera.
 Fuente: Autoría propia, 2021.

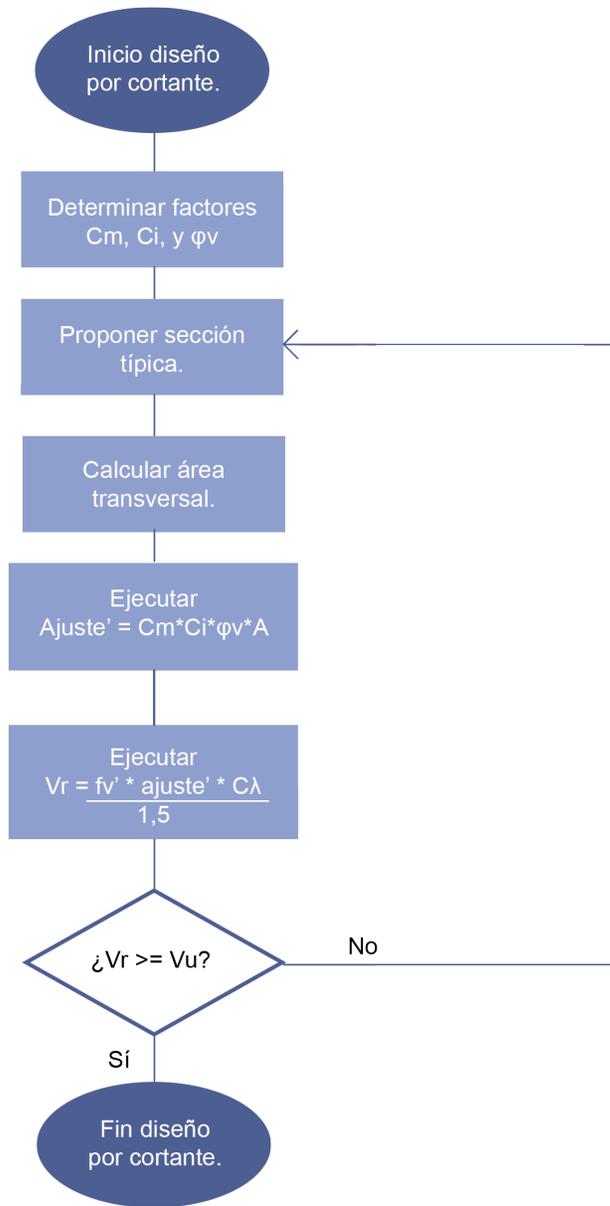


Figura 8. Diagrama de flujo diseño por cortante en madera.
 Fuente: Autoría propia, 2021.

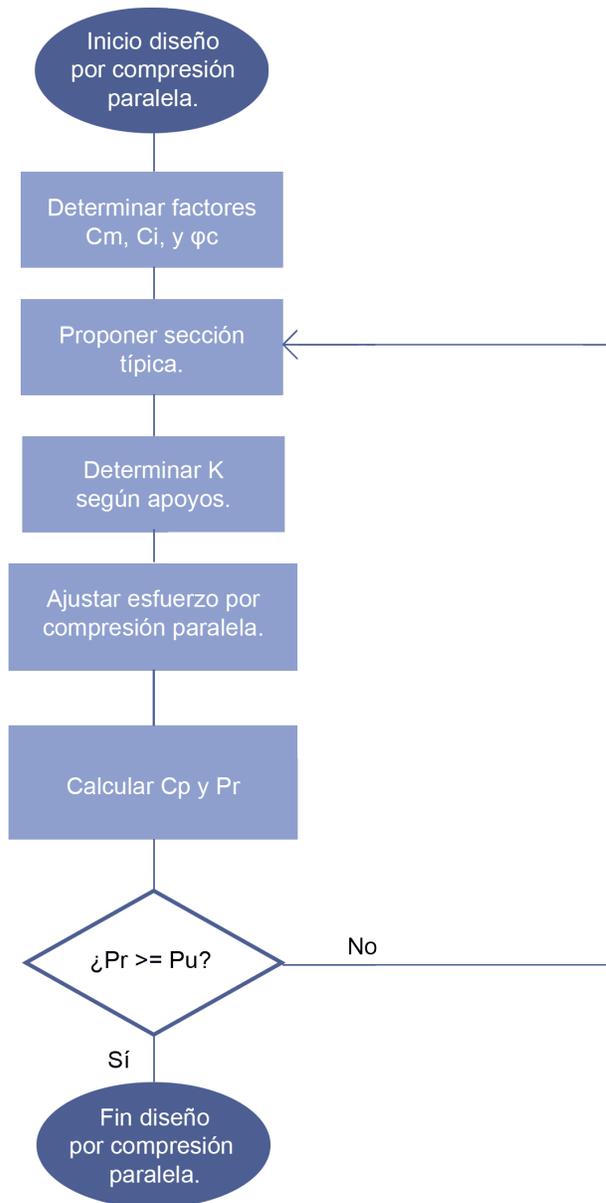


Figura 9. Diagrama de flujo diseño por compresión paralela en madera.
 Fuente: Autoría propia, 2021.

Materiales

Los diversos tipos de proyectos que se pueden desarrollar en la rama de la Ingeniería en Construcción tienen características y requerimientos diferentes, que a pesar de compartir metodologías y principios de diseño, son estos atributos convierten a cada obra en única. Uno de los primeros pasos antes de determinar finalmente el alcance de un proyecto, se basa en la recolección de los requerimientos que solicita el cliente, seguidos de aquellos derivados por las condiciones ambientales y geotécnicas del lugar de emplazamiento.

No es un secreto que los materiales desempeñan un papel realmente importante en el cumplimiento de las solicitudes detectadas, es por eso que la selección de este recurso debe darse de manera cautelosa y justificada, principalmente, por la amplia gama de materiales que se tiene y los sistemas mixtos que pueden surgir de ellos. Algunas preguntas que funcionan como guía en el proceso de selección son: ¿el material es apto para cumplir con la vida útil de diseño?, ¿qué tanta información se tiene de dicho material?, ¿cuál es el precio de construir con ese material y la razón costo/beneficio?, entre otras.

La evaluación de la primera pregunta tiene lugar porque cada material posee propiedades diferentes, y de ellas depende la respuesta ante los escenarios climatológicos, sísmicos y de carga a los cuales estará sometida la construcción durante su vida útil. Factores como la humedad o la exposición a ambientes salinos provocan variadas consecuencias: cambios volumétricos en la madera, por ejemplo, o corrosión del acero de refuerzo en el concreto armado, que con el paso del tiempo reducen la capacidad de los elementos y comprometen la estabilidad.

A su vez, la cantidad de información que se tiene respecto al diseño y comportamiento de algún material es fundamental. Si es poco estudiado podría generar desconfianza desde puntos de vista como seguridad estructural, impacto ambiental y desempeño, no sin mencionar que si el material es poco conocido ocasiona la necesidad de contratar mano de obra más especializada. El costo de un material *per se*, puede no ser un factor decisivo si se evalúa de manera aislada. Antes de elegir un material por su costo, es necesario tomar en consideración los beneficios que realmente genera, si es que lo hace. Dentro de los factores que se deben analizar en conjunto con el costo se tienen: disponibilidad en el mercado, tiempo de transporte desde el lugar de compra hasta el sitio de emplazamiento, maquinaria necesaria para la instalación y construcción, adicionalmente, aspectos relacionados al reciclaje, energía, emisiones de dióxido de carbono, azufre y nitrógeno, han ido ganando importancia con el paso del tiempo (Collings, 2015). “El gobierno de Costa Rica mantiene y fortalece su compromiso con la meta de Carbono Neutralidad y el proceso de descarbonización de la economía” (Presidencia.go.cr, 2016), de modo que aspectos ambientales referentes al tema también entran en juego.

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (2018), un puente se define como una estructura necesaria para atravesar un accidente geográfico, con un claro mayor o igual a 6 m. Para construir estas estructuras se ha hecho un amplio recorrido en la gama de materiales; con concreto, sistemas pretensados y postensados, acero y madera entre los recursos más utilizados. Por esta razón, seguidamente, se presenta una revisión de las principales propiedades, características, ventajas y desventajas que poseen los materiales mencionados.

Concreto

El concreto es una mezcla de varios componentes agregados, normalmente, arena y grava, y una pasta, la cual se forma de cemento y agua. La combinación de materia prima descrita anteriormente crea una masa similar a una roca, que se endurece debido a la reacción química del cemento con el agua (Kosmatka y col., 2004).

Una de las principales ventajas de este material está relacionada con su disponibilidad, el concreto es un recurso que puede fabricarse en sitio o solicitarse a empresas dedicadas a su producción. El clima o la topografía del sitio pueden dificultar la decisión de cómo obtener el concreto, de modo que según sean las condiciones de cada proyecto, alguna de las dos opciones resultará por ser la óptima.

“Al igual que la mayoría de los materiales pétreos, el concreto tiene una alta resistencia a la compresión y una muy baja resistencia a la tensión” (McCormac, 2010, p.1). Además de tener una alta resistencia a la compresión, este material se caracteriza por la resistencia al fuego. Ante la presencia de fuego, con el recubrimiento adecuado, los elementos estructurales de concreto pueden soportar esta condición sin llegar a escenarios de falla. Esto lo convierte en un material muy competente para construir todo tipo de elementos: vigas, columnas, losas, cimientos, entre otros, sumado a que no requiere mano de obra especializada ni mantenimiento constante.

Las construcciones realizadas en concreto, en especial las catalogadas como tipo muro, según el Código Sísmico de Costa Rica 2010, son estructuras con una componente de carga muerta elevada, hecho que aumenta los requisitos de las cimentaciones y el proyecto puede encarecer. Factores como la altura o los claros también pueden limitarse ante el peso de los elementos.

Los esfuerzos de tensión, de igual forma, deben ser disipados, y esta es la razón por la cual se incluye el acero en el diseño de elementos de concreto. Con el acero se debe tener especial cuidado para evitar que se produzca corrosión, una solución es contemplar espesores de recubrimiento en la sección típica, los cuales se encargarán de reducir la migración de cloruros al interior del elemento (Kosmatka y col., 2004).

Otros agentes a los cuales el concreto es susceptible, son los sulfatos. Estos compuestos químicos se encuentran, principalmente, en el suelo y el agua y tienen la capacidad de destruir el concreto si este no se diseñó adecuadamente. Su forma de desintegrar el concreto es por medio de la liberación de presiones provenientes de la interacción química con los compuestos hidratados presentes en la pasta de cemento.

Adicionalmente, otra ventaja que se puede aprovechar del concreto, es la facilidad que tiene para formar elementos de casi cualquier geometría. La contraparte, es que se necesitan otros materiales para conformar los moldes con los cuales los elementos serán fabricados, además de la fuerza laboral para ensamblarlos. Los materiales de estos encofrados han ido variando con el paso del tiempo, pero destacan formaletas y sistemas metálicos.

Desde el punto de vista ambiental, el concreto es poco sostenible. Los procesos de extracción y producción, tienen importantes efectos en el uso de energía, erosión y alteración del suelo, así como contaminación del agua y emisión de gases que propician el efecto invernadero, smog y problemas respiratorios (Fournier-Zepeda, 2008).

Sistemas postensados y pretensados

Los sistemas pretensados y postensados son elementos estructurales de concreto, fabricados con la intención de que la pieza trabaje exclusivamente a compresión. Durante el proceso, al acero de refuerzo se le aplican esfuerzos de tracción y una vez liberada esta condición de carga, la armadura tiende a recuperar la dimensión original, “provocando en el volumen del hormigón un esfuerzo de compresión contrario al esfuerzo de tracción al que será sometido por las cargas externas luego de su puesta en servicio” (Torres-Pardo y Morales, 2011, p.5).

La diferencia entre un elemento pretensado y uno postensado se encuentra en el proceso de tensado de la armadura: los pretensados se tensan previo al vertido de concreto, mientras que los postensados se tensan cuando los extremos de los torones se ensamblan con el resto de la estructura en construcción. Con estas metodologías los elementos que usualmente se fabrican son vigas, viguetas y paneles para entrepisos, los cuales se pueden utilizar en cualquier proyecto que requiera elementos de este tipo.

Además de acelerar el periodo de construcción, otra de las ventajas que brinda este sistema, es la disminución en deformaciones y agrietamientos debido a los momentos inducidos en el acero de refuerzo. Los elementos pretensados adoptan una curvatura hacia arriba, de modo que una vez aplicada la carga el elemento quede alineado, mientras que los elementos en concreto armado sí presentan deflexiones. En la imagen a continuación se ilustra lo mencionado.

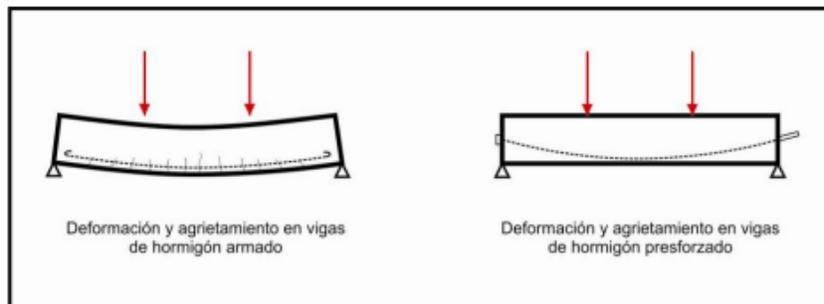


Figura 10. Deformación y agrietamiento de elementos de concreto.

Fuente: Torres-Pardo y Morales, 2011.

El uso de estos sistemas permite obtener claros de mayor longitud si se comparan por ejemplo con aquellos permitidos por materiales como el concreto. Adicionalmente, al funcionar como módulos se logra un aprovechamiento más eficiente de los materiales y reducciones en el desperdicio de los mismos. El mejor aprovechamiento de los materiales se debe a que los elementos fabricados desarrollan una mejor resistencia, hecho que implica una mejora en el comportamiento estructural y una posible reducción en las secciones típicas de los elementos. Sin embargo, a pesar de los beneficios que genera a nivel estructural y en tiempo de construcción, estos elementos requieren un diseño más especializado, principalmente, en armaduras, apoyos y conexiones. Para ensamblar estos elementos al resto de la estructura, se necesita

maquinaria pesada que logre elevarlos a las alturas requeridas y no siempre las condiciones del sitio permiten la entrada de estos vehículos. Debido a esto, el proceso constructivo debe ser diseñado y ejecutado con mayor precisión, sobretodo en las etapas de montado y colado en sitio (Torres-Pardo y Morales, 2011).

En cuanto al costo asociado a construir con estos materiales, puede haber un incremento al inicio del proyecto, que se mitiga con la reducción en el tiempo de construcción. No obstante, en la práctica, es importante hacer las evaluaciones respectivas para evaluar la factibilidad de estos sistemas. Según Culmo (2011), algunas de las características del proyecto que se deben revisar para emplear una construcción acelerada de puentes, son: tamaño, periodo de construcción, necesidad de equipos especializados, repetición de los elementos y repetición de obras similares. Los factores anteriores afectan el costo final de la obra y como resultado; cuando los proyectos son extensos o con una repetitividad significativa, el uso de una construcción acelerada efectivamente podría presentar un ahorro respecto a la construcción convencional. Sin embargo, cuando los proyectos tienen un tamaño o repetición moderados, los costos podrían estar entre un 10 % y un 20 % mayor que la construcción convencional, mientras que para proyectos pequeños el rango varía entre 20 % y 30 % mayores (Culmo, 2011).

Acero

El acero es un material que está compuesto en su mayoría por hierro y carbono, además de otros elementos químicos pero en menores porcentajes, cuya densidad media es de 7850 kg/m^3 y está en función de la temperatura (Vásquez, 2016). Manganeso, silicio, azufre, fósforo, vanadio, níquel, aluminio y cromo son algunos de los elementos que son añadidos; de esta forma, las propiedades físicas y mecánicas del acero están estrechamente vinculadas a los elementos de aleación, el contenido de carbono y el proceso de tratamiento térmico (Subramanian, 2011). Según sea el porcentaje de carbono presente en el acero, así será su principal clasificación:

- De 0.10 % a 0.25 %: bajo carbono
- De 0.25 % a 0.60 %: medio carbono
- De 0.65 % a 1.10 %: alto carbono

La composición utilizada para elementos estructurales usualmente es la de bajo carbono, debido a las contrapartes que se producen de combinar químicamente el hierro y el carbono. Cuanto mayor es el contenido de carbono en la aleación, mayores serán la dureza, resistencia a la tensión y el límite de elasticidad; pero se disminuyen la ductilidad y la tenacidad. Incorporar elementos como silicio entre un 0.30 % y 0.40 %, ayuda a mejorar la elasticidad y la resistencia del acero sin reducir drásticamente la ductilidad, pero si se añade en un 2 % o más lo convierte en un material frágil.

Una de las principales ventajas que trae consigo el acero es una buena relación peso - resistencia. A partir de marcos estructurales, la posibilidad de utilizar materiales livianos como cerramientos toma importancia. En comparación con estructuras de concreto, esto permite construir estructuras más livianas, con menores requerimientos para las cimentaciones y el tipo de suelo, así

como también estructuras de claros y alturas mayores.

También vinculado a la relación peso - resistencia, se pueden lograr elementos estructurales de menor sección pero con mayor resistencia. Esto a su vez permite un mejor aprovechamiento del espacio, del diseño arquitectónico y del proceso constructivo.

La durabilidad también es uno de los beneficios que ofrecen los sistemas de acero. Hernández (2019) plantea que el acero, en estructuras de techo y pisos, puede tener una vida útil de hasta 100 años, según el mantenimiento y recubrimiento que se les brinde.

En cuanto a las desventajas, los elementos de acero estructural son susceptibles a la corrosión por agentes como el agua y el aire; por lo tanto, requieren de tratamientos periódicos para evitar o ralentizar el proceso de oxidación del material. Esta situación refleja la necesidad de planes de mantenimiento y rehabilitación, así como el compromiso por parte de los responsables.

A diferencia de otros materiales, las consecuencias por cambios térmicos se agravan cuando los elementos estructurales están conformados por acero. El acero no es un material combustible; sin embargo, es un buen conductor del calor y su resistencia disminuye con el aumento de temperatura. Si se presenta un incendio, este material puede comprometer la estabilidad y seguridad estructural si la emergencia no es tratada a tiempo. “A la temperatura de 500°C el acero pierde aproximadamente un 20 % de su resistencia a temperatura ambiente, un 40 % del módulo de elasticidad y 60 % del límite de proporcionalidad” (Valle, 2018, p.18), por este motivo, es importante considerar la protección contra incendios en el diseño de la estructura, para que ayude a retardar los efectos del fuego y preservar la seguridad. La figura que se incluye a continuación representa el comportamiento de algunas propiedades del acero vs el aumento de temperatura, mediante factores de reducción k también identificados.

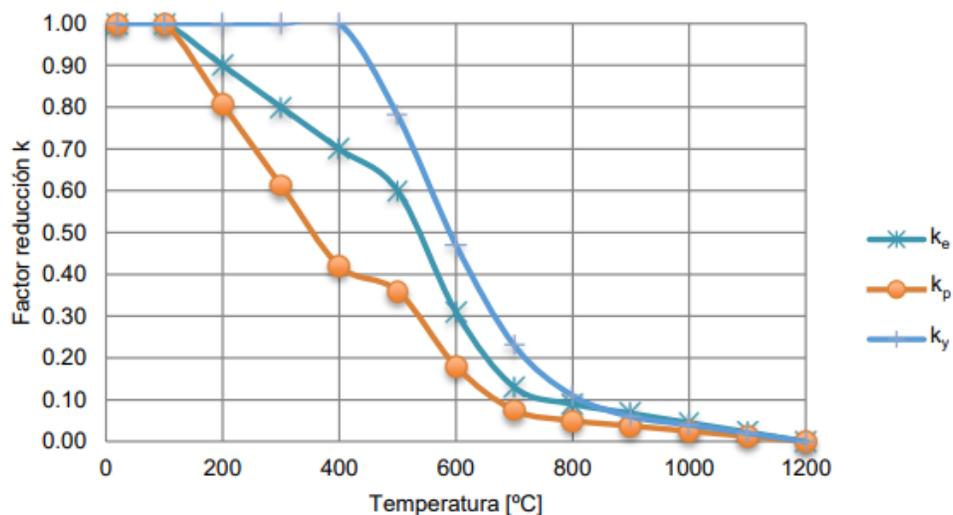


Figura 11. Variación propiedades del acero vs temperatura.

Fuente: Valle, 2018.

Donde:

k_y : factor de reducción, resistencia a la fluencia

ke: factor de reducción, módulo de elasticidad
kp: factor de reducción, límite de proporcionalidad

Según Arevalo (2019), cerca del 90 % del acero que se produce en el mundo es reciclado, lo que lo convierte en un material de construcción cuyo ciclo de vida es circular sin perder sus propiedades. A pesar de eso, algunas otras industrias y sectores señalan a los procesos productivos de la metalurgia por la contaminación ambiental que generan durante la extracción y producción, debido a que se consumen grandes cantidades de energía y se emiten gases dañinos para el ambiente. Aún así, el acero, como sistema estructural, genera una menor huella de carbono que el concreto.

Madera

Fournier-Zepeda (2008) plantea que aunque la madera ha sido utilizada desde las generaciones más antiguas de nuestro país, desde la llegada de materiales como el concreto y el acero, las personas se olvidaron del uso y propiedades de la madera, al adoptar prejuicios sobre este material.

Cuando se habla de madera existen algunos mitos en relación a propiedades como vida útil y resistencia. Sin embargo, los avances de las últimas décadas en materia de tecnología de puentes de madera han mejorado su desempeño, haciéndolos más competitivos entre los materiales comunes para la construcción de puentes (Gilham, 2015).

La madera es un material orgánico, ortotrópico e higroscópico, cuyas propiedades varían según la especie del árbol, condiciones de humedad y el espacio que tuvo para crecer; sin embargo, aquella que lo convierte en un material competitivo es la disponibilidad en tamaños, formas y condiciones a las cuales se puede adaptar, además de tener una alta relación resistencia - peso y buena respuesta como material estructural. También resiste agentes corrosivos como ácidos y agua salada, tiene buena resistencia a los golpes y se puede tratar con preservativos y retardantes de fuego (Forest Products Laboratory, 2010).

Este material debe protegerse contra agentes que debilitan los elementos y uno de estos es la humedad. Para estos efectos, los elementos de madera se trataban previo a la instalación en el proyecto, de modo que para poder hacer el ensamblaje, era necesario perforar esa capa de protección. Este método debilita la capacidad de la capa protectora, y de igual forma, la humedad puede alcanzar la madera sin tratamiento.

En búsqueda de una solución se desarrollaron métodos para detallar los elementos y componentes del puente, y permitir que los miembros estén completamente fabricados antes de someterse a los procesos de tratamiento, para así evitar perforaciones posteriores a la colocación de las capas de tratamiento. Estudios han demostrado que los puentes de madera debidamente detallados, fabricados y protegidos, pueden conservarse en excelentes condiciones hasta por 75 años (Gilham, 2015). Un ejemplo de esta afirmación, es el puente de madera Keystone Wye en Dakota del Sur. Este puente se terminó de construir en 1968; sin embargo, inspecciones recientes afirman que la estructura continúa trabajando muy bien y lo podrá seguir haciendo por varios años más.

La madera, como material de construcción, puede ser renovable y sostenible con el ambiente, pero para que estas dos características se den, este recurso debe obtenerse de plantaciones forestales dedicadas a la cosecha. Según Coto (2015), la mayoría de la madera utilizada en nuestro país proviene de plantaciones forestales y bosques manejados de forma sostenible, hecho que ayuda a enriquecer el suelo, controlar el ciclo hidrológico y disminuir la contaminación atmosférica.

En la línea ambiental, el consumo de energía es una forma de valorar el impacto que se produce durante la extracción, producción y transporte de materiales. A esto se le conoce como el Método de Energía Incorporada, el cual Quispe (2016) define como “la cantidad de energía directa e indirecta necesaria para producir bienes y servicios. La energía directa se refiere a la requerida por el proceso de fabricación, mientras que la indirecta es absorbida por la minería, la transformación y el transporte de los factores de producción” (p.39).

En la guía “Embodied Carbon - The Inventory of Carbon and Energy ICE” (Hammond y Jones, 2011) se presenta una amplia y detallada base de datos de la energía incorporada de materiales de construcción, estos datos representan el resultado de una investigación minuciosa, en la que se utilizó el método “cradle-to-gate” (de la cuna a la puerta). Por definición, “cradle-to-gate” no incluye el transporte al sitio de construcción, ni el final de la vida del material.

Una lista más reducida fue expuesta por Fournier-Zepeda (2008), en la cual, según el autor, la madera y el concreto encabezan la lista de menor consumo energético. “Cada proceso conlleva un gran consumo, pero los más críticos son aquellos que implican cocción a altas temperaturas, como por ejemplo: cemento, acero, plásticos y asfalto” (Villarevia, 2017, p.20).

Material	Kwh/Ton	KWh/m ³
Hormigón 1:3:6	275	600
Hormigón 1:2:4	360	800
Cemento	2 200	2 860
Mortero	277	400
Acero	13 200	103 000
Aluminio	27 000	75 600
Madera local secada al aire	200	110
Madera verde	200	220
Plásticos	45 000	47 000

Figura 12. Energía incorporada en materiales de construcción.
Fuente: Fournier-Zepeda, 2008.

Selección de material

El proceso de selección del material, toma como base la metodología Optimal Scoring Method - OSM (Sefair, Castro-Lacouture y Medaglia, 2012), la cual establece una serie de criterios a evaluar y una escala para asignar a esos criterios. Los criterios contemplados son los siguientes:

- Económicos:
 - Costo por m^2 : precio global de la estructura. A los costos más altos se le asignan puntajes más bajos.
 - Acarreo: costo asociado al transporte de material hasta el sitio de emplazamiento, basado en el peso y el tamaño del mismo.
 - Mantenimiento: se evalúa que el material presente el menor porcentaje de daño y el que requiera menos mantenimiento.
 - Tratamientos especiales: se evalúa la necesidad del material de requerir tratamientos contra agentes dañinos.

- Técnicos:
 - Mano de obra calificada: se evalúa la necesidad de contratar personal especializado en algún determinado proceso. Cuanto más especializado, menor puntaje.
 - Diseños especializados: contempla la necesidad de especialistas en el sistema constructivo seleccionado. Cuanto más especializado, menor puntaje.
 - Equipo especial: se relaciona con la necesidad de máquinas no convencionales para la construcción de la obra.
 - Complejidad del proceso constructivo: para procesos más complejos, puntajes más bajos.
 - Tiempo de construcción: se evalúa que el material agilice el tiempo de construcción.

- Ambientales:
 - Gestión del agua: se evalúa que no sea utilizada de manera excesiva durante el proceso de construcción.
 - Consumo energético: se evalúa a partir de los datos energéticos expuestos por Fournier-Zepeda (2008). Cuanto menor sea la energía incorporada mayor puntaje.
 - Sostenibilidad: se evalúa que el material sea amigable con el ambiente.

En los dos cuadros siguientes, se presenta la escala utilizada y los puntajes asignados respectivamente, según los criterios de selección establecidos. Después de totalizar los puntajes, el material que representa la mejor opción entre las alternativas es la madera, con un total de 54 puntos.

Cuadro 13. Escala de evaluación

Puntaje	Descripción
1	Deficiente
2	Malo
3	Regular
4	Bueno
5	Eficiente

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 14. Ponderación de criterios

Tipo de criterios	Detalle	Concreto	Pretensado	Acero	Madera
Económicos	Costo por m2	4	3	4	4
	Acarreo	4	4	3	4
	Mantenimiento	5	5	3	4
	Tratamientos especiales	5	5	3	3
Técnicos	Mano de obra calificada	5	4	3	5
	Diseños especializados	5	3	4	5
	Equipo especial	5	4	3	5
	Complejidad	5	3	3	4
Ambientales	Tiempo de construcción	3	5	4	5
	Gestión del agua	2	5	5	5
	Consumo energético	4	4	3	5
	Sostenibilidad	2	3	5	5
Total		49	48	43	54

Fuente: Autoría propia, 2021.

Sobre la madera

Los árboles, según sus características, se dividen en dos categorías: hardwoods (maderas duras) y softwoods (maderas suaves), cuyos nombres tienden a ser confusos debido a que estos no se asignaron por la dureza de los materiales. La asignación de softwoods o hardwoods proviene de la botánica, en donde aquellos árboles considerados hardwoods son angiospermas y los softwoods gimnospermas o coníferas. Las semillas de los angiospermas están encerradas en las flores, son maderas porosas con conductos activos que transportan agua y nutrientes al árbol, generalmente no pierden sus hojas durante el otoño. Por su parte, aquellos árboles clasificados como gimnospermas o coníferas no tienen su semilla cubierta, no son maderas porosas ni poseen conductos para el transporte de alimentos pero sí pierden sus hojas en cambios de estaciones como otoño e invierno (Forest Products Laboratory, 2010).

Desde el punto de vista de la macroestructura, en muchos casos es posible distinguir hasta cinco componentes de la madera: médula vegetal, duramen, anillos de crecimiento, albura y corteza. El duramen es madera dura y fisiológicamente inactiva, a simple vista se puede distinguir por poseer colores más oscuros que el resto de la madera. Su contraparte es la albura, la cual es la madera más joven, de colores más claros y transporta nutrientes. Por otro lado, la médula vegetal es el núcleo central y la corteza es la capa más externa que protege al árbol.

Una de las características más importantes que tienen en común todas las maderas es que sus propiedades físicas y mecánicas dependen de la naturaleza ortotrópica y el contenido de humedad. El concepto de material ortotrópico hace referencia a que posee propiedades independientes y diferentes en tres direcciones perpendiculares entre sí: el eje longitudinal L, que es paralelo a las fibras; el eje radial R, que es normal al crecimiento de los anillos; y el eje tangencial T, el cual es tangencial al crecimiento de los anillos. Para una mejor comprensión, en la siguiente figura se ilustran los ejes mencionados.

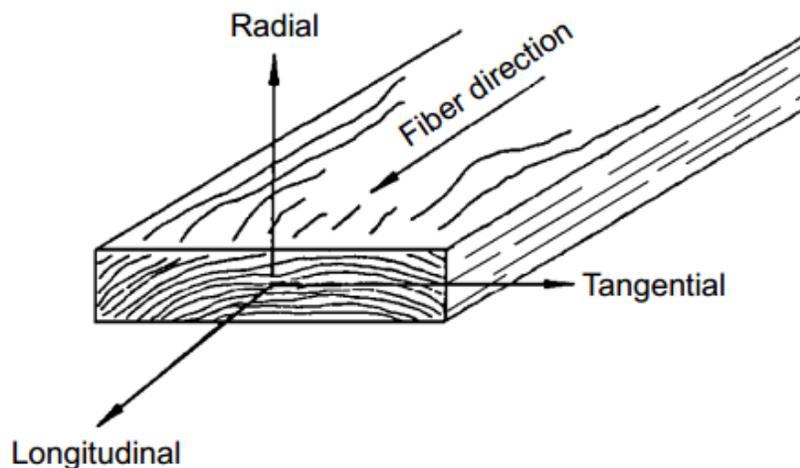


Figura 13. Principales ejes de la madera.
Fuente: Forest Products Laboratory, 2010.

Esa característica ortotrópica de la madera hace que para efectos de diseño se deba considerar la dirección de aserrado de los elementos y la dirección en la cual el elemento soportará la carga, dado que su capacidad varía según el eje. En términos de capacidad, no solo la dirección importa, las dimensiones de los elementos también y estas, usualmente, se ven afectadas por el contenido de humedad. A este nivel, es necesario introducir dos conceptos: madera verde y madera seca.

Según se define en el Wood Handbook de Forest Products Laboratory (2010), la madera verde hace referencia a madera recién cortada, en donde las paredes están completamente saturadas y el contenido de humedad varía entre 30 % y 200 %. A partir de ese rango de humedad, se considera que la madera está seca cuando el porcentaje se encuentra entre 0 % y 30 %, con la excepción de que si varía entre 0 % y 12 % se considera anhidra y después de 12 %, madera seca al aire.

Con los cambios de humedad internos (propios del material) y externos (ambientales), los efectos sobre el material se reflejan como contracciones y expansiones en la sección típica de los elementos. Por este motivo, es necesario considerar tratamientos que generen una capa impermeable en las fibras externas de los elementos, así como también se deben considerar juntas de expansión que permitan cambios volumétricos sin afectar la estructura. El área total de bosques en el mundo es de 4 060 millones de hectáreas, que corresponde al 31 % de la superficie total de la Tierra. Cerca del 45 % de los bosques del mundo está localizado en las regiones boreales, templadas y subtropicales (FAO, 2020). En Costa Rica, el 52 % del terreno corresponde a cobertura forestal, del cual un 25 % son reservas protegidas.

No todas las especies de madera son para uso comercial. En el caso de nuestro país, la regulación y protección de este recurso natural comenzó a finales de la década de 1960 con la emisión de la Ley Forestal N°4465 en noviembre de 1969, la cual ha sufrido modificaciones desde entonces. En 1996 se firmó el documento actual Ley Forestal N°7575 y desde la base de datos del Sistema Costarricense de Información Jurídica se puede consultar su versión más reciente. En la investigación de Coto (2015) se reúnen las principales especies de Costa Rica utilizadas en el comercio, las cuales se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 15. Especies comerciales de madera en Costa Rica

Nombre popular	Nombre científico	Uso
Acacia	<i>Acacia mangium</i>	Construcción y carpintería
Almendro	<i>Dipteryx panamensis</i>	Construcción pesada, puentes, pisos
Botamarra	<i>Vochysia ferruginea</i>	Construcción y carpintería
Caobilla	<i>Carapa guianensis</i>	Construcción y mueblería
Chancho	<i>Vochysia guatemalensis</i>	Construcción liviana interna
Cedro	<i>Cedrela spp.</i>	Construcción y mueblería
Cenízaro	<i>Samanea saman</i>	Ebanistería y mueblería
Ciprés	<i>Cupressus lusitanica</i>	Construcción y mueblería
Eucalipto	<i>Eucalyptus spp.</i>	Carpintería y construcción liviana
Fruta dorada	<i>Virola koschnyi</i>	Construcción liviana y ebanistería
Guanacaste	<i>Enterolobium cyclocarpum</i>	Construcción y mueblería
Jaul	<i>Alnus acuminata</i>	Mueblería, ataúdes
Laurel	<i>Cordia alliodora</i>	Construcción y mueblería
Melina	<i>Gmelina arborea</i>	Construcción y mueblería
Níspero	<i>Manilkara chicle</i>	Construcción durable y pesada
Pilón	<i>Hieronyma alcorneoides</i>	Construcción pesada y puentes
Pino	<i>Pinus spp.</i>	Construcción y mueblería
Pochote	<i>Bombacopsis quinata</i>	Construcción y ebanistería
Teca	<i>Tectona grandis</i>	Construcción y mueblería
Terminalia	<i>Terminalia spp.</i>	Construcción pesada, puentes, pisos

Fuente: Coto, 2015.

En cuanto al costo asociado a la madera existe el mito de que el monto de los proyectos es más elevado; sin embargo, “construir con madera no es más costoso si comparamos por sistema constructivo. El requerimiento de madera para un mismo esfuerzo suele ser menor en comparación con otros materiales” (Oficina Nacional Forestal, 2020).

Barrantes y Ugalde (2020) asumieron la tarea de evaluar y recopilar los precios de maderas comerciales para el primer semestre del año 2020. El cuadro que desarrollaron estos autores presenta el precio promedio en colones por pulgada maderera tica (pmt), en donde 1 pmt equivale a una pieza de 1" x 1" x 4 varas (2.54 cm x 2.54 cm x 3.36m), también se indican los precios según la manipulación del material: en pie, troza o aserrado. Para el caso en análisis se necesita que la madera esté aserrada, de modo que a continuación se presentan los costos asociados a las especies aserradas.

Cuadro 16. Precios de maderas comerciales

Especie	Aserrado ¢/pmt	Especie	Aserrado ¢/pmt
Acacia (tarimas)	300	Jaúl	365
Anonillo	280	Jaúl (tarimas)	300
Areno	350	Javillo	280
Botarrama	357	Jícaro	600
Botarrama (tarimas)	292	Lagartillo	330
Caña fistula	298	Laurel	490
Caobilla	339	Laurel (tarimas)	280
Cativo	300	Melina	401
Cebo	341	Melina (tarimas)	298
Cebo (tarimas)	275	Ocora	450
Cedro amargo	700	Ojoche	340
Cedro amargo (tarimas)	290	Pilón	416
Ceibo	303	Pino	411
Cenízaro	858	Pino (tarimas)	350
Chilamate	323	Pochote	445
Chiricano	600	Pochote (tarimas)	298
Ciprés	458	Pochote (bosque)	800
Ciprés (tarimas)	300	Roble coral	400
Cocobolo de San Carlos	350	Roble coral (tarimas)	300
Formaleta	413	Teca	875
Fruta dorada	315	Teca (tarimas)	318
Gallinazo	315	Terminalia (tarimas)	270
Gavilán	410	Titor	423
Guanacaste	805	Tostado	533

Fuente: Barrantes y Ugalde, 2020.

Relacionado al comercio de madera aserrada, para el año 2018, la producción mundial de este material fue de 493 millones de m^3 , 2,2% más alta que en 2017 y 13% más alta que la producción de 2014. La explicación a esta tendencia se da en el aumento de la producción en Asia, Europa y América del Norte durante el periodo de observación. En términos regionales, América Latina y el Caribe aportaron cerca de 6% del total, porcentaje que se refleja en 32 millones de m^3 de madera aserrada (FAO, 2018).

Lo que respecta a Costa Rica, el mercado de madera ha decrecido desde 2006 (Apuy, s.f.), tendencia que se mantiene en sus subsectores de producción (plantación forestal, uso agropecuario y bosques). Esta disminución “es una situación que afecta a varios países de la región Latinoamericana como México, Guatemala y Honduras” (Chavarría y Molina, 2018, p.3); por lo tanto, Apuy (s.f.) recomienda el impulso de nuevas propuestas a partir de las tendencias globales en uso de madera, dentro de las cuales se encuentra la construcción sostenible.

En 2016, el consumo de madera se dedicó en un 47% a la confección de tarimas, 25% en construcción, 19% exportación, y el restante en mueblería y otros usos. A pesar de que el sector construcción apenas representó un 25% del consumo, durante el periodo comprendido de 2010 a 2016 su tendencia se mantuvo constante, según lo indica Apuy (s.f.) en la siguiente figura.

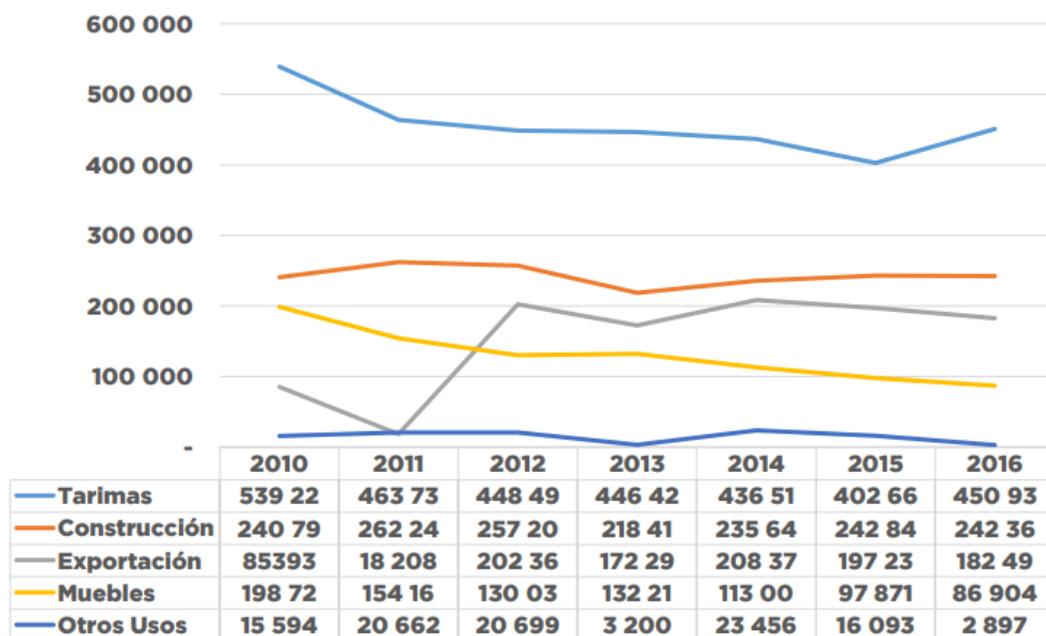


Figura 14. Comportamiento del consumo de madera de 2010 a 2016.

Fuente: Apuy, s.f.

De manera similar, Chavarría y Molina (2018) plantean que la disminución en la demanda de productos de madera nacional se debe al “aumento de la demanda de productos sustitutos, la importación de madera y la situación económica del país” (p.3). Existe una presión comercial que proviene de países como Chile, Estados Unidos y China, de los cuales nuestro país importa

Pinus radiata, pino amarillo y otros productos sintéticos. A su vez, incrementa la dependencia comercial, y es a partir de los sectores de mueblería y construcción que se puede potencializar el consumo de madera; pero, ¿por qué representan competencia para la madera nacional?

El mercado forestal chileno está en desarrollo y mejoras desde 1974, cuando se dio la apertura al comercio internacional. Uno de los factores que juegan a favor de su competitividad en el mercado son las tasas de crecimiento anuales. Para el caso de la especie *Pinus radiata*, la tasa en Chile oscila entre 20 y 25 $m^3/ha/año$; mientras que en Estados Unidos varía entre 5 y 15 $m^3/ha/año$. Esta situación implica bajos costos de formación, adicional al "bajo costo de superficies aptas para ser plantadas, bajos costos de mano de obra, la proximidad a los puertos, y ventajas competitivas construidas con un esfuerzo conjunto público y privado" (Ponce, Contreras y Vásquez, 2007, p.46).

Preservación de la madera

Según Berrocal (2012), "no se utiliza masivamente la madera en la construcción debido a la creencia de que esta se degrada muy rápidamente" (p.1), pero es necesario comprender que la degradación es un proceso natural y necesario para la producción de biomasa. De esta manera, lo más apropiado es proteger a la madera para extender su vida útil.

De acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica, la madera para uso estructural debe preservarse a no ser que la especie utilizada presente una alta durabilidad natural reconocida. A diferencia de otras especies, el duramen de caoba, cedro, pochote y teca son buenos resistentes al ataque de insectos y, por lo tanto, poseen alta durabilidad (Paniagua, 2009).

Los ataques a los cuales se debe proteger la madera son: hongos (pudrición), insectos, organismos marinos, fuego y sustancias químicas. Para estos efectos, los productos para la preservación de la madera deben ser manufacturados y ensayados bajo las normas American Society Of Testing Materials (ASTM) y American Wood Protection Association (AWPA) (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2016).

Según Paniagua (2009) los preservantes más utilizados en puentes han sido creosota, pentaclorofenol, y sales de cobre, cromo y arsénico (CCA). Posteriormente por consideraciones sanitarias el pentaclorofenol y el arsénico se prohibieron para usos domésticos. Sin embargo, a excepción del pentaclorofenol que sí quedó completamente prohibido, los otros se pueden seguir aplicando a estructuras en las cuales personas y animales domésticos no estén en contacto directo con la madera tratada (Berrocal, 2012; Paniagua, 2009). Existen dos métodos para la aplicación de estos preservantes:

Cuadro 17. Métodos de preservación de la madera

Método	Técnicas	Uso de madera	Procedimiento
Sin presión	Brochado, inmersión, baños calientes, baños fríos, difusión simple, difusión doble, inmersión-difusión (principal).	Interior	Inmersión - difusión: se sumerge la madera húmeda de 2 a 3 min en la solución preservante. Posteriormente se cubre con plástico para dejar la madera en difusión el tiempo requerido según las dimensiones.
Con presión	Boucherie y vacío-presión en sus diversas modalidades.	Exterior	El sistema consta de bombas de vacío, tanques de mezclado y almacenamiento. Un cilindro metálico se llena con preservante y se cierra herméticamente, el sistema debe mantener las condiciones de vacío-presión para asegurar la penetración del preservante.

Fuente: Adaptado de Berrocal, 2012.

Cada método tiene sus ventajas y limitaciones. Por ejemplo, los métodos sin presión no necesitan un ambiente controlado para aplicarlos, los preservantes se pueden comprar ya preparados o también se pueden comprar sus componentes y fabricarlo. El método de inmersión puede ser sustituido por brochados o aspersion, siempre y cuando, se aplique suficiente producto y su mayor limitante es que la madera debe ser para uso en interiores.

La principal ventaja de los métodos con presión, tomando en cuenta el tipo de estructura que representa un puente, es que puede aplicarse a elementos expuestos a la intemperie; además, con un ambiente de aplicación controlado se pueden desarrollar procesos de verificación e inspección más precisos. Una desventaja de este método es que la madera debe estar seca, y dependiendo del tiempo de secado natural de la madera se debe incurrir en costos asociados al procesos industriales de secado.

Según Berrocal (2012), en Costa Rica solo la empresa Maderas Cultivadas de Costa Rica (CCC) ofrece madera preservada con sales inorgánicas; mientras que Amanco y Abonos Agro S.A. ofrecen madera preservada con métodos de presión. En cuanto a la prestación de servicios se tienen a grupo Xilo y Sur Ecomadera S.A. para la aplicación de métodos con presión.

Grados estructurales

En términos generales, para que una madera pueda utilizarse como elemento estructural, el producto debe estar claramente identificado con sus dos nombres: comercial y botánico. Además, no puede presentar rasgos de pudrición o ataques de insectos, dado que estos agentes afectan el desempeño estructural. A pesar de ser tan nocivos para la madera, los hongos e insectos no son los únicos responsables de las irregularidades que causan pérdida de resistencia o durabilidad.

Las ramas de los árboles generan irregularidades en los troncos conocidas como “nudos”, estos y las rajaduras debilitan el potencial de la madera para funcionar estructuralmente. Por medio de una clasificación visual, la normativa chilena NCh1970/1.Of88 distingue la madera en cuatro grados estructurales (NCh1970/1, 1988):

- Grado estructural *N*°1: es una madera libre de perforaciones y pudrición. Esta categoría no permite rajaduras, acebolladuras ni residuos de corteza en los extremos de la pieza. Además, debe cumplir con las tolerancias de aserrado.
- Grado estructural *N*°2: es una madera libre de perforaciones y pudrición. Debe cumplir con las tolerancias de aserrado. Permite nudos hasta 1/4 del ancho de la cara en donde aparece. Acepta rajaduras cuyas longitudes acumuladas no excedan el ancho de la cara o bien, 100 mm.
- Grado estructural *N*°3: es una madera libre de perforaciones y pudrición. Debe cumplir con las tolerancias de aserrado. Permite grietas superficiales de cualquier tamaño, desviaciones en las fibras que no excedan la razón 1:8 y rajaduras cuyas longitudes acumuladas no sobrepasen 1,5 veces el ancho de la cara o bien, 150 mm.
- Grado estructural *N*°4: es una madera libre de perforaciones y pudrición. Debe cumplir con las tolerancias de aserrado. Permite que existan nudos de hasta 3/8 del ancho de la cara en la que aparece y grietas superficiales de cualquier ancho.

Productos de madera

En madera, existen varias tecnologías para fabricar los elementos de uso estructural. Uno de los más sencillos, a nivel de procesado, es la madera aserrada, la cual, según la FAO (2018) incluye tablones, vigas y viguetas, entre otros. Este producto de madera se comercializa en tamaños estándares a partir de dimensiones nominales y para que sea de uso estructural, debe estar cepillada por las dos caras y los dos cantos. La tabla 11.2 del Código Sísmico de Costa Rica muestra los tamaños nominales disponibles en nuestro país.

A partir de elementos aserrados, es posible fabricar elementos de madera laminada. El CSCR - 2010 define madera laminada como un producto de uso estructural que consiste en “un ensamble de láminas de madera seleccionadas, preparadas especialmente y unidas por adhesivos rígidos” (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2016, p.11/5). En inglés se conoce como Glued Laminated Timber (glulam) y es un producto que optimiza las propiedades estructurales de un material renovable como lo es la madera. El glulam se utilizó por primera vez en el año

1890 en Europa, pero no fue sino hasta 1901 que se registró la primera patente en Suiza; y con ella, se marcó el verdadero inicio de esta tecnología de productos de madera (APA - The Engineered Wood Product Association, 2008).

Tal como lo anticipa el Código Sísmico de Costa Rica, los productos de glulam se conforman de láminas que son unidas entre sí por medio de adhesivos, y cuyas fibras se orientan en el sentido de la longitud del elemento. Los componentes estructurales de madera laminada se fabrican industrialmente en condiciones controladas, y según sea su extensión, se pueden producir juntas entre las láminas. En la siguiente figura se ilustra dicha composición.

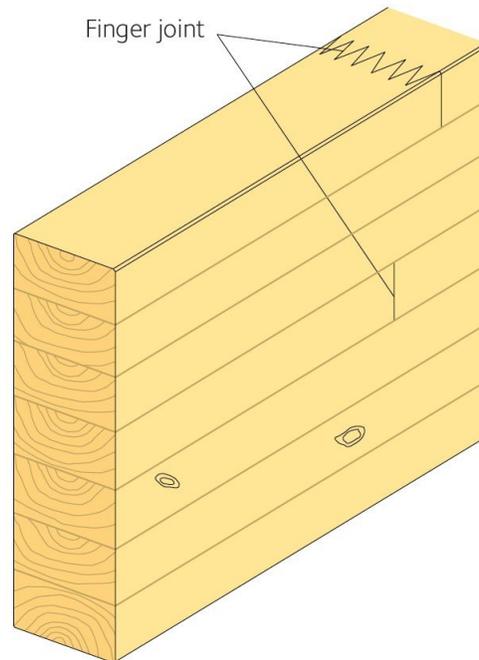


Figura 15. Composición de los elementos de madera laminada.

Fuente: Swedish Wood, 2020.

Otro producto que se deriva de la madera aserrada es la madera contrachapada (Cross Laminated Timber - CLT). El principio de este producto es similar al de la madera laminada, con la diferencia de que las láminas se colocan a 90° una con respecto a la otra. Este posicionamiento ha demostrado mejorar tanto el comportamiento de los elementos ante la acción de las cargas, como su estabilidad dimensional (Think Wood, 2020).

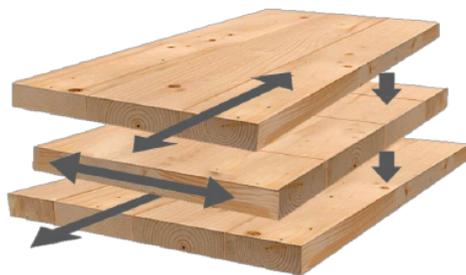


Figura 16. Composición de los elementos de madera contralaminada.
Fuente: Laguarda y Espinoza, 2014.

Tanto el glulam como el CLT utilizan adhesivos para unir las láminas de madera aserrada, pero si se modifica el mecanismo de adherencia se obtienen otros productos, cuyas características también son competentes para su uso como elemento estructural. Estos otros mecanismos pueden ser clavos, para conformar lo que se conoce como madera laminada con clavos (Nail Laminated Timber - NLT) o estacas, también de madera, para conformar laminados con tacos (Dowel Laminated Timber - DLT). Los elementos de DLT se apilan como los de NLT, pero se ajustan gracias a la fricción que se genera entre las láminas y las estacas. Debido a que no se utilizan clavos, tornillos ni adherentes, los productos de DLT representan una opción atractiva para aquellos proyectos en los que se quiere maximizar el uso de la madera. Cabe destacar que las estacas se pueden ensamblar de manera diagonal, lo que ofrece resistencia adicional. En la siguiente figura se ilustra la configuración básica de los productos DLT.

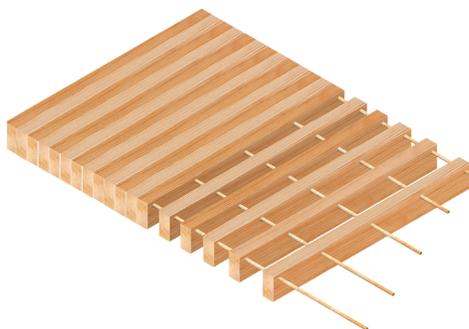


Figura 17. Composición de los elementos de madera DLT.
Fuente: Think Wood, 2020.

Muchas especies son utilizadas para fabricar estos productos, lo que permite una gran versatilidad en resistencia y dimensiones, sin depender completamente del crecimiento de la madera para obtener piezas sólidas (APA - The Engineered Wood Product Association, 2008).

Por ejemplo, para el caso de las vigas, las láminas de madera más resistentes, usualmente, se colocan en la parte de arriba y abajo, que son los lugares donde se dan los mayores valores de tensión y compresión; de esta forma, se le da un uso más eficiente a los recursos disponibles. ¿Qué tan lejos se puede llegar utilizando productos de madera? Dentro de sus aplicaciones, el uso más común se da en sistemas tipo marco de pasillos y edificios, aunque en años recientes se ha intensificado su uso en construcciones altas y puentes. Con la evolución de las tendencias en el sector construcción, los códigos y estándares generales también deben ser actualizados. Por esta razón, en enero de 2019 se aprobó un conjunto de nuevas propuestas como parte de la edición 2021 del Código Internacional de Construcción (International Building Code - IBC). Basado en esas propuestas, se incluyen los siguientes tipos de construcciones (Think Wood, 2020):

- Tipo IV-A: máximo 18 pisos de altura, con protección no combustible en todos los elementos.
- Tipo IV-B: máximo 12 pisos de altura, con área limitada de madera expuesta.
- Tipo IV-C: máximo 9 pisos de altura, sin límite de madera expuesta, pero con diseño adecuado para resistir dos horas al fuego.

La figura que se presenta a continuación refleja la comparación entre el IBC de 2015 y la nueva versión en desarrollo.



Figura 18. Cambios en el IBC.
Fuente: Think Wood, 2020.

Según el ingeniero Roger Moya Roque, doctor en Ciencias Forestales, profesor e investigador del Instituto Tecnológico de Costa Rica, en nuestro país estos productos de ingeniería de maderas como CLT y NLT apenas se encuentran en desarrollo e investigación. Esta situación

representa una limitante en cuanto a los sistemas disponibles para construir en madera, debido a que reduce las posibilidades a elementos de madera sólida.

Conexiones para elementos de madera

Las conexiones abarcan todos aquellos componentes que se utilizan para conectar un elemento con otro, en este caso ya sea madera - madera, madera - concreto, madera - acero o madera - cualquier otro material (American Wood Council, 2014). Para unir elementos de madera se pueden utilizar dos tipos de conexiones: mecánicas o de carpintería.

Dentro de las mecánicas se tienen los sujetadores tipo conectores (dowel-type): son los más comunes, fáciles de instalar y efectivos en la transmisión de cargas bajas (uso residencial). En esta categoría se tienen: clavos, grapas, tornillos y remaches (combinados con placas metálicas). Los clavos y tornillos existen en múltiples presentaciones, la escogencia de uno sobre el otro depende de las condiciones de humedad bajo las cuales trabaja la conexión. No se recomienda el uso de diámetros mayores a 1,00 pulgada, dado que se pueden generar esfuerzos localizados adicionales.

Por otra parte, los remaches hacen referencia a clavos de acero de alta resistencia, típicamente galvanizados en caliente, cuyo vástago tiene forma de óvalo aplanado y una cabeza en forma de cuña. Estos se introducen por una placa previamente perforada y la madera, de modo que queden firmemente instalados.

Los conectores de corte son otro tipo de conexión mecánica, utilizados para transferir cargas pesadas. Ejemplos de este tipo de conexión son: anillos partidos, placas de corte y placas de corte dentadas. Los anillos partidos son aros de metal que se insertan en ranuras precortadas entre dos elementos de madera superpuestos, y se unen por medio de un perno central. Reciben su nombre debido a que poseen una lengüeta y una ranura que le permiten contraerse o expandirse, según el comportamiento de la madera (Erde-Wollheim, 2021).

En conexiones con placas de corte se necesita una máquina de precisión para realizar las ranuras y asentar la placa al ras de la superficie de madera. Las placas de corte y los anillos partidos tienen modos de falla por fragilidad en la madera, y a menos que se utilice un diseño sísmico elástico, son conexiones que se deben evitar en regiones altamente sísmicas (American Wood Council, 2014).

Las conexiones se diseñaron según los requerimientos de National Design Specification for Wood Construction (American Wood Council, 2017) en conjunto con el capítulo 13 del libro Design of Wood Structures ASD/LRFD (Breyer, 2007).

Especies candidatas

Dada la amplia gama de maderas disponibles en nuestro país, se revisó la resistencia al ataque de agentes biológicos y se seleccionaron las especies: Pilón, Teca y Surá. En el siguiente cuadro se presentan algunas de las propiedades físicas y mecánicas recopiladas por Moya y col. (2012), Moya y col. (2019). En cuanto a los precios, Pilón y Teca son precios para el primer semestre 2020 y para Surá 2018.

Cuadro 18. Propiedades físicas y mecánicas de tres especies de madera

Propiedad	Estado	Especie		
		Pilón	Teca	Surá
Densidad (g/cm^3)	Básica	1.06	1.1	0.93
	Seca	0.62	0.83	0.65
Contracción verde (%)	Radial	Mediana	Baja	Baja
	Tangencial	Mediana	Mediana	Baja
	Volumétrica	Alta	Baja	Mediana
Compresión (kg/cm^2)	Seca, paralela	435.82	425	375
	Seca, perpendicular	351.67	396	353
Tensión paralela (kg/cm^2)	Seca	778.02	912	651
Tensión perpendicular (kg/cm^2)	Seca, radial	33.91	21	28
	Seca, tangencial	60.09	22	27
Flexión (kg/cm^2)	Seca	1125.72	951	723
Cortante paralelo (kg/cm^2)	Seca, radial	122	62	76
	Seca, tangencial	159	71	84
Módulo de elasticidad (kg/cm^2)	Seca	106800	131000	81000
Resistencia al ataque de agentes biológicos	Hongos	Sin tratar: moderada a baja	Sin tratar: de moderada a baja. Tratada: alta	Moderada
	Insectos	Sin tratar: moderada a baja	Alta	Moderada
Precio promedio (col/pmt)		416	875	1025

Fuente: Moya y col., 2012; Moya y col., 2019.

A partir del tipo de construcción que representa un puente corto, se consideran los siguientes factores para la selección del material: que no presente cambios volumétricos drásticos en presencia de humedad ambiental, que sea capaz de soportar cargas ambientales y de diseño sin deteriorarse en exceso por agentes biológicos como termitas y que el material pueda desarrollar altas resistencias a una densidad menor. De esas tres condiciones, la última se evaluó por medio de índices de selección de materiales de Ashby (2011) y sus respectivos gráficos que se pueden consultar en el Apéndice 1.

De los gráficos construidos (ver figuras 1a - 1f) es posible observar que las tres maderas poseen comportamientos similares; sin embargo, aquella que cumple en su mayoría con la tendencia hacia arriba y a la izquierda es Pilón. En el cuadro de propiedades físicas y mecánicas se indica una resistencia moderada a baja para esta madera, de modo que, por tratarse de puentes expuestos a las condiciones atmosféricas y ambientales, el tratamiento para este caso es obligatorio. El costo por el material es el más bajo de los tres, pero por la condición anterior es posible que se deba invertir más en tratamientos en comparación con las otras opciones de madera.

La siguiente madera que compite es Teca. Esta madera a pesar de tener una tendencia hacia la esquina superior derecha, del cuadro de propiedades físicas y mecánicas se puede observar que tiene características muy similares al Pilón, excepto por el precio, su resistencia al ataque de agentes biológicos y contracción por cambios de humedad. Si bien el precio respecto al Pilón es casi el doble, la Teca, adicional a sus bajas contracciones, ofrece una mejor respuesta a hongos y termitas.

Respecto a la madera Surá, esta no posee propiedades tan competentes en comparación con las otras dos maderas. Opuesto a lo ideal, en los gráficos se mantiene con una tendencia hacia la esquina inferior y el precio no responde de la mejor manera, según las características que ofrece este material. A partir de este análisis, la madera seleccionada es la Teca.

Tectona grandis

Algunas de las principales especies aprovechadas en nuestro país son Teca, Melina, Ciprés, Pino, Amarillón y Pochote, de las cuales, las tres primeras representaron el 55 % del material procesado en 2016 Apuy (s.f.). Las plantaciones forestales de Teca han atraído importantes inversiones al sector privado en regiones de África, Asia y América Latina, siendo quizás, la madera tropical de calidad que más se planta (Camino y Morales, 2013). Esta especie se introdujo en América Central alrededor de 1926 por medio de un envío de semillas provenientes de Sri Lanka. En Costa Rica, las primeras plantaciones se dieron en el rango comprendido entre 1926 y 1929 (Fondo Nacional de Financiamiento Forestal, 2003).

La especie *Tectona grandis* es un árbol cuya taxonomía indica pertenecer al subfilo de las plantas angiospermas, puede crecer hasta tener una altura de 45 m y un diámetro de 2,50 m (CABI, 2020), mientras que en nuestro país logran alcanzar alturas superiores a los 35 m.

También es capaz de crecer en un amplio rango de climas, siendo las condiciones tropicales las mejores para su cultivo. Esta madera tiene la característica de soportar variaciones drásticas de temperatura que oscilan entre los 0°C y 48°C, siendo de 16°C a 40°C el rango óptimo de desempeño.

El crecimiento de esta especie es rápido, y en nuestro país se beneficia en aquellos lugares cuyas características cumplen con altitudes menores a los 500 m.s.n.m (aunque se adapta hasta los 1000 m.s.n.m), estaciones marcadas, temperaturas entre los 23°C y 27°C, y precipitaciones anuales entre 1300 mm y 2500 mm. Según el Fondo Nacional de Financiamiento Forestal, esta especie se ha plantado en zonas de bosque tropical, bosque tropical húmedo, y deben evitarse los sitios con periodos cortos de lluvia. En la siguiente figura se resalta la distribución de producción de Teca a nivel nacional.



Figura 19. Producción de Teca
Fuente: Adaptado de Apuy (s.f.).

Según Rodríguez y col. (2014) la Teca es una madera “de alto valor comercial, debido a sus propiedades físico-mecánicas que la hacen una de las más apropiadas y durables para la construcción” (p.13), además de considerarse como una de las mejores en cuanto a estabilidad dimensional. También es una madera relativamente fácil de aserrar, trabajar y pulir; que si se compara con otras especies industriales, es una madera fuerte, de peso y dureza medianos. La durabilidad de las maderas se mide a partir de diferentes parámetros, pero uno de los más importantes es inherente a su naturaleza. La albura, generalmente, cuenta con reservas de azúcares y almidones atractivos para los hongos e insectos xilófagos, mientras que el duramen está compuesto por otras sustancias que desempeñan un papel inhibitor en el desarrollo de estos agentes (Berrocal y Rojas, 2012).

Por naturaleza, el duramen de esta especie es una de las maderas más duraderas del mundo, gracias a su aceite natural antiséptico que funciona como protección contra hongos e insectos, incluso durante exposiciones muy prolongadas (CABI, 2020; Fondo Nacional de Financiamiento Forestal, 2003). Esta afirmación se puede complementar con el ensayo llevado a cabo por Berrocal y Rojas (2012), quienes evaluaron la resistencia de la Teca al ataque de las termitas *Cryptotermes brevis* por medio de muestras tomadas de las regiones Pacífico Central y Huetar Atlántica.

Los resultados del ensayo clasifican a la Teca como un material altamente resistente al ataque de termitas. Además, la preservación con sales inorgánicas de boro dio como resultado una alta eficiencia contra el ataque de estos insectos. En cuanto a los daños, “la madera preservada mostró daños mínimos y ataques ligeros; mientras que la madera sin preservar presentó daños clasificados como ataques moderados y ligeros” (Berrocal y Rojas, 2012, p.13).

Otro dato importante que se determinó a partir de los resultados de este ensayo, es que aspectos como las condiciones y manejo de los sitios de plantación no interfieren en la resistencia de esta especie, al menos en Costa Rica. Esta última conclusión es importante porque le confiere mayor estabilidad a las propiedades de esta madera y por lo tanto, se pueden optimizar procesos en el diseño estructural.

La preservación de la madera depende, entre otros aspectos, de la sección del árbol que se quiere preservar. Para el caso de la Teca, se tiene que “la durabilidad natural de la albura es muy baja, en tanto que el duramen es alta” (Gómez y Moya, 2012, p.2); de esta forma, mediante investigaciones se ha demostrado que es posible preservar la albura, pero no el duramen.

En la investigación realizada por Gómez y Moya (2012), se evaluaron los costos de secado y preservación por inmersión-difusión de dos especies madereras, siendo *Tectona grandis* una de ellas. Para la determinación de estos costos se incluyeron los siguientes aspectos: gastos fijos (madera y mano de obra), gastos por materiales (preservantes y otros instrumentos), gastos en mano de obra para la preservación y secado. Los autores estimaron el costo de preservación en 22,75 \$USD/ m^3 , cabe destacar que los gastos y costos se reportaron en dólares con una tasa de cambio de 1 dólar = ₡520.

Resultados

Como resultado del diseño estructural se pudo mantener un estándar en los aspectos que enumera la siguiente tabla:

Cuadro 19. Aspectos estandarizados

Ítem	Características
Vigas principales	0,80 x 0,40 m
Vigas tablero	0,25 m x 0,20 m
Pernos en axial y cortante	5/8 in x 6 in
Pernos en momento	5/8 in x 6 in
Poste baranda	0,14 m x 0,10 m
Viga baranda	0,14 m x 0,10 m
Placas en axial y cortante (baranda)	3 in x 3 in
Tornillos en axial y cortante (baranda)	5/8 in x 3/4 in
Angulares	3/16 in x 3 in x 3 in
Pernos poste - base	3/8 in x 6 in

Fuente: Autoría propia, 2021.

Los aspectos no estandarizados se muestran a continuación.

Cuadro 20. Aspectos no estandarizados

Superestructura	Placas en cortante	Placas en flexión y axial
Sup. 6m	16 in x 17,50 in	12 in x 12,50 in
Sup. 8m	16 in x 15 in	14 in x 15 in
Sup. 10 m	14 in x 15 in	14 in x 17,50 in
Sup. 12 m	18 in x 10 in	14 in x 22,50 in
Sup. 14 m	12 in x 12,50 in	14 in x 27,50 in
Sup. 16 m	14 in x 12,50 in	14 in x 25 in

Fuente: Autoría propia, 2021.

Con un tipo de cambio de dólar de \$1 = ₡622,10, los costos totales del diseño estructural son los siguientes.

Cuadro 21. Costos totales por superestructura

Superestructura	Costo total	Costo total
Sup. 6m	₡64 453 197,23	\$ 103 605,85
Sup. 8m	₡83 596 805,69	\$ 134 378,40
Sup. 10 m	₡108 882 210,12	\$ 175 023,65
Sup. 12 m	₡129 673 501,71	\$ 208 444,79
Sup. 14 m	₡152 650 763,72	\$ 245 379,78
Sup. 16 m	₡173 585 370,43	\$ 279 031,30

Fuente: Autoría propia, 2021.

El costo total expresado en costo/metro se muestra en el cuadro a continuación.

Cuadro 22. Costo por metro, por superestructura

Superestructura	Costo por ml	Costo por ml
Sup. 6m	₡10 742 199,54	\$ 17 267,64
Sup. 8m	₡10 449 600,71	\$ 16 797,30
Sup. 10 m	₡10 888 221,01	\$ 17 502,36
Sup. 12 m	₡10 806 125,14	\$ 17 370,40
Sup. 14 m	₡10 903 625,98	\$ 17 527,13
Sup. 16 m	₡10 849 085,65	\$ 17 439,46

Fuente: Autoría propia, 2021.

El costo expresado en costo por metro cuadrado, considerando un ancho total de 10,50 es:

Cuadro 23. Costo por m^2 , por superestructura

Superestructura	Costo por m2	Costo por m2
Sup. 6m	₡1 023 066,62	\$ 1 644,54
Sup. 8m	₡995 200,07	\$ 1 599,74
Sup. 10 m	₡1 036 973,43	\$ 1 666,89
Sup. 12 m	₡1 029 154,78	\$ 1 654,32
Sup. 14 m	₡1 038 440,57	\$ 1 669,25
Sup. 16 m	₡1 033 246,25	\$ 1 660,90

Fuente: Autoría propia, 2021.

Análisis de los resultados

Al realizar cada uno de los procesos necesarios para el diseño estructural en sus diferentes estados límite y condiciones, para todas las superestructuras se logró determinar una sección típica que cumpliera con los requerimientos de carga establecidos. Como consecuencia, se dice que la especie maderera *Tectona grandis* tiene propiedades mecánicas competentes como material de construcción de obras pesadas.

En la mayoría de los elementos diseñados se logró una estandarización para las 6 longitudes evaluadas, dentro de ellas: secciones típicas de vigas principales y vigas tablero, conexiones de barandas y pernos. La lista completa se puede consultar en el apartado de resultados (cuadro 19). Contar con un diseño estandarizado puede agilizar la toma de decisiones, el proceso de diseño y el proceso de construcción, así como también puede ayudar a evitar errores cuando las construcciones se hacen por medio de planos tipo.

Los elementos de madera se estandarizaron gracias a los diseños por flexión, cortante, compresión paralela, tensión paralela, flexocompresión, flexotensión y deformaciones, siendo el diseño por cortante el que predominó para la selección de dimensiones.

Los aspectos que no se lograron estandarizar son las placas utilizadas en las conexiones de las vigas principales, tanto a cortante y axial como flexión (ver cuadro 20). La razón por la cual no se logró un diseño estandarizado es porque las conexiones están en función de las cargas últimas y son apernadas. No se puede tomar como estándar las dimensiones determinadas para la superestructura con cargas últimas más altas, porque para estructuras con solicitaciones menores implicaría perforar la madera de forma innecesaria, además de un sobre costo. Los planos desarrollados están incluidos en el Apéndice 6 de este documento.

En el cuadro 21 se pueden consultar los costos totales por superestructura diseñada. Los costos tienen una tendencia creciente en función de la longitud del tramo, lo cual era esperado porque los elementos están estandarizados y el ancho de superestructura es el mismo para todos (ver cuadro 22). El dato que comúnmente se maneja en construcción es el costo por m^2 , y se puede consultar en el cuadro 23.

Como parte de la motivación inicial para desarrollar esta propuesta de superestructura de puentes cortos, estaba la hipótesis de: tener más gastos pero igual cantidad de dinero para financiar proyectos de infraestructura vial, y la necesidad de reducir costos sin castigar la calidad. Con el objetivo de evaluar si los modelos estándar propuestos pueden representar o no una disminución en el costo de la estructura, se investigaron datos sobre costos y longitudes de puentes recientemente construidos en nuestro país. Los datos obtenidos son una extracción de la página web Presidencia.go.cr, y se muestran a continuación, considerando un tipo de cambio de dólar de $1\$ = \text{C}622,10$.

Cuadro 24. Costo de puentes en Costa Rica

Ubicación	Longitud (m)	Costo total ₡	Costo (\$)	Costo/m	Año
Quebrada Cubillo - Santa Ana	5,39	₡286 019 223,71	\$ 459 764,06	\$ 85 299,46	2020
Río Caraña - Santa Ana	5,50	₡338 098 583,55	\$ 543 479,48	\$ 98 814,45	2020
Río Azul - Santa Ana	5,87	₡251 332 460,74	\$ 404 006,53	\$ 68 825,64	2020
Quebradas Cima y Azul - Palmares	11,15	₡400 000 000,00	\$ 642 983,44	\$ 57 666,68	2021
Río Corrogres - Santa Ana	12,00	₡271 449 476,81	\$ 436 343,80	\$ 36 361,98	2020
Río Oro - Santa Ana	14,00	₡373 252 263,45	\$ 599 987,56	\$ 42 856,25	2020
Río Uruca - Santa Ana	15,00	₡410 101 915,51	\$ 659 221,85	\$ 43 948,12	2020
Barreal - Heredia	15,40	₡446 000 000,00	\$ 716 926,54	\$ 46 553,67	2020
Quebrada Pilas - Naranjo	18,00	₡489 000 000,00	\$ 786 047,26	\$ 43 669,29	2019
Valle Aurora - Trébol - Limón	30,00	₡437 690 159,00	\$ 703 568,81	\$ 23 452,29	2021

Fuente: Presidencia.go.cr, 2021.

Los puentes mencionados tienen características geométricas variables, pero comparten el hecho de estar contruidos en materiales como acero y concreto. El puente de Barreal de Heredia es de 15,40 m de longitud con un ancho de 8,50 m, dos carriles y dos aceras (una a cada lado). Cabe destacar que en el caso de las quebradas Cima y Azul, son dos puentes de 5,15 m y 6 de longitud, con 12,08 m y 13,30 m de extensión respectivamente, ambos considerados en el costo total. En el caso de la Quebrada Pilas en Naranjo, el puente también es de dos carriles con dos aceras peatonales, pero no se tiene el dato del ancho total. Los proyectos del cuadro anterior se desarrollaron entre 2019 y marzo 2021.

El mayor costo por metro cuadrado de los modelos diseñados lo posee la superestructura de 10 m con \$1 666,89. Partiendo de los puentes en Barreal de Heredia y Palmares con \$5 476,90 y \$4 805,56 por m² respectivamente, se tiene que la inclusión de madera dentro de los proyectos de construcción sí puede representar disminuciones en los costos, pero es necesario calcular la subestructura para determinar con certeza esta afirmación.

Conclusiones

Después de realizar esta propuesta de superestructura de puentes cortos para uso municipal, se concluye que:

- Con la entrada de materiales como concreto, acero y productos prefabricados, disminuyó el uso de madera estructural como material de construcción. Sin embargo, con nuevas investigaciones se pretende redescubrir los beneficios que esta tiene, como parte de una construcción sostenible.
- En Costa Rica existe una amplia gama de especies comerciales de madera, las cuales, en su mayoría, son utilizadas en la fabricación de tarimas y construcción. Con la inclusión de nuevos y más proyectos de ingeniería con madera, se puede impulsar este nicho de mercado.
- La degradación es un proceso natural de la madera que no se puede evitar por completo, pero sí atrasar. Existen varios métodos de preservación de la madera pero pocas empresas que brinden este servicio en nuestro país.
- Respecto al primer objetivo específico, el material seleccionado fue la madera *Tectona grandis* debido a sus propiedades físicas, mecánicas y de alta resistencia natural al ataque de insectos y hongos. Es un material apto para el diseño y construcción de obras pesadas como puentes.
- El diseño y construcción de obras de ingeniería con madera son ambientalmente sostenibles si el recurso proviene de plantaciones forestales dedicadas a la comercialización. Según Coto (2015), la mayoría de la madera utilizada en nuestro país proviene de plantaciones forestales y bosques manejados de forma sostenible.
- En cuanto al segundo objetivo específico, los diseños desarrollados en madera por flexión y carga axial, según los lineamientos nacionales e internacionales utilizados, no son dominantes. El diseño estructural por cortante fue el que determinó las secciones transversales de vigas principales y tablero.
- Se logró estandarizar la mayoría de los elementos diseñados para todas las superestructuras, excepto las dimensiones de conexiones.
- El costo del diseño estructural desarrollado no supera el costo de proyectos similares en Costa Rica, lo que podría representar construcciones más económicas. Para determinar un impacto más realista de la inclusión de la madera de uso estructural, también se debe tomar en cuenta la subestructura.
- Respecto al tercer objetivo, se desarrollaron 6 láminas de planos de las superestructuras diseñadas, las cuales se encuentran en la sección de Apéndices. Los detalles están distribuidos por longitud evaluada.

Recomendaciones

- Si se desea ejecutar alguna de las propuestas desarrolladas, se debe realizar el diseño de la subestructura y demás componentes que permitan su ensamblaje y funcionamiento. A su vez, se recomienda la incorporación y diseño de juntas de expansión que permitan los cambios volumétricos de la madera.
- Analizar a profundidad, las propiedades mecánicas en flexión y carga axial que ofrece esta especie maderera, para evaluar su comportamiento en superestructuras con claros mayores.
- Realizar un análisis de costos más riguroso que permita medir el impacto real de la inclusión de madera a los proyectos de infraestructura vial en Costa Rica.
- Proteger las conexiones mecánicas contra oxidación y fuego.
- Realizar nuevas investigaciones en las que se desarrollen temas no incluidos en este proyecto, como por ejemplo, evaluar otra especie diferente a la Teca, la combinación de elementos en madera y acero o madera y concreto.

Referencias

- AASHTO (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Customary U.S. Units (6th Edition) with 2012 and 2013 Interim Revisions; and 2012 Errata*. American Association of State Highway y Transportation Officials (AASHTO). URL: <https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpAASHT032/aashto-lrfd-bridge-design/aashto-lrfd-bridge-design>.
- Aceros Cartago (2021). *Acero Estructural Lámina ASTM A36*. URL: <https://www.aceroscartago.com/index.php/productos/aceros-estructurales/ac-lamina-astm-a36-detail%7D>.
- American Institute of Steel Construction (2017). *Steel Construction Manual*. 15.^a ed. Chicago, Illinois: AISC. URL: <https://www.aisc.org/Steel-Construction-Manual-15th-Ed-Print>.
- American Wood Council (2014). «Connection options for wood-frame and heavy timber buildings». En: *Engineering News-Record*. URL: <https://www.awc.org/pdf/education/des/ReThinkMag-DES315A1-ConnectionOptionsForWoodFrameBuildings-1604.pdf>.
- (2017). *NDS - National Design Specification for Wood Construction*. 2018.^a ed. Virginia, Estados Unidos.
- Anchía, Rodrigo (2018). *Guía para el diseño de puentes vehiculares en Costa Rica*. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica. URL: <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/bitstream/123456789/6306/1/43415.pdf>.
- APA - The Engineered Wood Product Association (2008). *Glulam - Product Guide*. URL: <https://law.resource.org/pub/us/code/bsc.ca.gov/sibr/org.apawood.X440.pdf>.
- Apuy, Erick (s.f.). *Mercado mundial de la madera y tendencias para productos de valor agregado*. Costa Rica: Promotora del Comercio Exterior. URL: <http://servicios.procomer.go.cr/aplicacion/civ/documentos/Mercado%5C%20mundial%5C%20de%5C%20la%5C%20madera%5C%20y%5C%20tendencias%5C%20para%5C%20productos%5C%20de%5C%20valor%5C%20agregado.pdf>.
- Arevalo, Luis (2019). *¿Por qué el acero es uno de los materiales más sostenibles?*
- Ashby, Michael (2011). *Materials selection in mechanical design*. 4ta. Estados Unidos: ELSEVIER.
- Azuelo, Ángel (2018). *Significatividad del marco metodológico en el desarrollo de proyectos de investigación*. DOI: <http://dx.doi.org/10.35381/r.k.v4i8.274>. URL: <https://fundacionkoinonia.com.ve/ojs/index.php/revistakoinonia/article/view/274>.
- Baño, Vanesa y col. (2018). *Diseño de puentes realizados con madera de procedencia local para el paso de vehículos pesados en el sector agrícola y forestal*. Uruguay: Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria. URL: <http://www.inia.uy/Publicaciones/Documentos%5C%20compartidos/Fpta-62-Proyecto-306-Puentes.pdf>.

- Barrantes, Alfonso y Sebastián Ugalde (2018). *Precios de la madera para las especies más comercializadas - Primer semestre del 2018*. URL: <https://onfcr.org/wp-content/uploads/media/uploads/documents/precios-de-la-madera-2018.pdf>.
- (2020). *Precios de la madera para las especies más comercializadas - Primer semestre del 2020*. URL: <https://onfcr.org/wp-content/uploads/media/uploads/documents/precios-de-la-madera-2018.pdf>;
- Berrocal, A. y L. Rojas (2012). «Resistencia de la madera de teca (*Tectona grandis*) proveniente de plantaciones forestales ante el ataque de termitas de madera seca *Cryptotermes brevis* (Walker)». En: *Revista Forestal Mesoamericana Kurú* 4.10, págs. 1-15. URL: <https://revistas.tec.ac.cr/index.php/kuru/article/view/496>.
- Berrocal, Alexander (2012). «Sistemas de preservación de madera para la construcción». En: *Revista Forestal Mesoamericana Kurú* 5.15, págs. 72-76. URL: <https://revistas.tec.ac.cr/index.php/kuru/article/view/420>.
- Breyer, Donald (2007). *Design of wood structures ASD/LRFD*. Sexta edición. McGraw-Hill.
- CABI (2020). *Tectona grandis*. In: *Forestry Compendium*. Wallingford, UK: CAB International.
- Camino, Ronnie y Jean Morales (2013). *Las plantaciones de teca en América Latina: mitos y realidades*. Turrialba, Costa Rica: CATIE. URL: https://onfcr.org/wp-content/uploads/media/uploads/documents/teca_mitos_y_realidades.pdf.
- Campos, Melvin (2017). *Métodos de investigación académica - Fundamentos de investigación bibliográfica*. Universidad de Costa Rica. URL: [http://www.kerwa.ucr.ac.cr/bitstream/handle/10669/76783/Campos%20campo,%20Melvin.%202017.%20M%20C%20A%20todos%20de%20Investigaci%20B3n%20acad%20A9mica.%20\(versi%20B3n%201.1\).%20Sede%20de%20occidente,%20UCR.pdf?sequence=1](http://www.kerwa.ucr.ac.cr/bitstream/handle/10669/76783/Campos%20campo,%20Melvin.%202017.%20M%20C%20A%20todos%20de%20Investigaci%20B3n%20acad%20A9mica.%20(versi%20B3n%201.1).%20Sede%20de%20occidente,%20UCR.pdf?sequence=1).
- Chavarría, Stefany y Sergio Molina (2018). «¿Por qué no incrementa el consumo de madera local? El caso de Costa Rica». En: *Revista Forestal Mesoamericana Kurú* 15.37, págs. 02-14. URL: <https://www.scielo.sa.cr/pdf/kuru/v15n37/2215-2504-kuru-15-37-2.pdf>.
- Chaverri, Adrián (2019). *Madera - Cuatro: Compresión paralela a las fibras. Documento del curso Estructuras Temporales*. Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Claros, Ricardo y Pedro Meruvia (2004). *Apoyo didáctico en la enseñanza-aprendizaje de la asignatura de puentes*. Cochabamba, Boivia: Universidad Mayor de San Simón.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (2013). *Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*. San José. Costa Rica: LanammeUCR. URL: <https://www.codigosismico.or.cr/images/lineamientos.pdf>.
- (2016). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. 5a. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Collings, D. (2015). «An environmental comparison of bridge forms». En: *Bridge Engineering* 159.4, págs. 163-168. DOI: <https://doi-org.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/10.1680/bren.2006.159.4.163>. URL: <https://www-icevirtuallibrary-com.ezproxy.sibdi.ucr.ac.cr/doi/full/10.1680/bren.2006.159.4.163>.
- Coto, Adrián (2015). *Manual de uso de la madera para la construcción*. Ed. por Fondo Nacional de Financiamiento Forestal y Oficina Nacional Forestal. Grupo Nación. URL: <https://>

- onfcr.org/wp-content/uploads/media/uploads/documents/manual_madera_construccion.pdf.
- CSi Spain (2021). *CSi Bridge - Información general*. URL: <https://www.csiespana.com/software/4/csi-bridge>.
- Culmo, Michael (2011). *Accelerated Bridge Construction - Experience in Design, Fabrication and Erection of Prefabricated Bridge Elements and Systems*. Federal Highway Administration. URL: <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/abc/docs/abcmanual.pdf>.
- Delgado, Carlos, Robert Rodríguez y Weelinton Verá (2018). «Propuesta de puente aplicando el método de diseño AASHTO LRFD para la ciudad de Manta». En: *Dominio de las Ciencias* 4.3, págs. 189-210. URL: <https://dominiodelasciencias.com/ojs/index.php/es/article/view/803/html>.
- Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (2020). *Worldwide: Costa Rica*. URL: <https://www.giz.de/en/worldwide/393.html>.
- Erde-Wollheim, Nate (2021). *Split ring timber connectors*. URL: <https://www.splitringconnectors.com/>.
- FAO (2018). *Datos y cifras globales de productos forestales 2018*. URL: <http://www.fao.org/3/ca7415es/ca7415es.pdf>.
- (2020). *Evaluación de los recursos forestales mundiales 2020 - Principales resultados*. DOI: <https://doi.org/10.4060/ca8753es>. URL: <http://www.fao.org/3/ca8753es/CA8753ES.pdf>.
- Fondo Nacional de Financiamiento Forestal (2003). *Manual para productores de Teca (Tectona grandis L.f) en Costa Rica*. Heredia, Costa Rica. URL: <https://www.fonafifo.go.cr/media/1332/manual-para-productores-de-teca.pdf>.
- Forest Products Laboratory (2010). *Wood Handbook - Wood as an engineering material*. URL: https://www.fpl.fs.fed.us/documnts/fplgtr/fpl_gtr190.pdf.
- Fournier-Zepeda, Rolando (2008). «Construcción sostenible y madera: realidades, mitos y oportunidades». En: *Revista Tecnología en Marcha* 21.4, pág. 92. URL: https://revistas.tec.ac.cr/index.php/tec_marcha/article/view/230.
- Gilham, Paul (2015). *A new look at modern timber bridges*. American Society of Civil Engineers. URL: <https://ascelibrary-org.ezproxy.itcr.ac.cr/doi/abs/10.1061/9780784479117.025>.
- Gómez, Paula y Roger Moya (2012). «Comportamiento y costos de secado al aire y preservación por inmersión - difusión de madera de Tectona grandis L.f. y Bombacopsis quinata (Jacq.) Dugand de plantaciones de rápido crecimiento en el norte de Costa Rica». En: *Revista Forestal Mesoamericana Kurú* 5.13, págs. 19-31. URL: <https://181.193.125.13/index.php/kuru/article/view/466>.
- González, Andrés (2013). *Comportamiento estructural de conexiones semirrígidas en marcos sismorresistentes de madera laminada*. Universidad de Costa Rica. URL: <http://www.kerwa.ucr.ac.cr/handle/10669/30290>.
- Hammond, Geoffrey y Craig Jones (2011). *Embodied Carbon - The Inventory of Carbon and Energy (ICE)*. Ed. por Fiona Lowrie y Peter Tse. BSRIA. URL: <https://greenbuildingencyclopaedia.uk/wp-content/uploads/2014/07/Full-BSRIA-ICE-guide.pdf>.

- Hernández, Silverio (2019). *Degradación y durabilidad de materiales y componentes constructivos*. México: Universidad Autónoma del Estado de México. URL: <http://ri.uaemex.mx/handle/20.500.11799/100158>.
- Kosmatka, S. y col. (2004). *Diseño y Control de Mezclas de Concreto*. 1.^a ed. Portland Cement Association.
- Laguarda, M. y O. Espinoza (2014). «Outlook for Cross-Laminated Timber in the United States». En: *Bioresources* 9.4. DOI: 10.15376/biores.9.4.7427-7443. URL: https://www.researchgate.net/publication/280726188_Outlook_for_Cross-Laminated_Timber_in_the_United_States.
- McCormac, James (2010). *Diseño de concreto reforzado*. 10.^a ed. Alfaomega. URL: <https://www-alfaomegacloud-com.ezproxy.itcr.ac.cr/library/search/Dise%C3%B1o%20de%20concreto%20reforzado%2010%C2%5CAA%20Edici%C3%B3n>.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes (2007). *Manual de Inspección de Puentes*. Costa Rica. URL: https://www.mopt.go.cr/wps/wcm/connect/31625228-76c4-44cf-963e-8d8b31540a79/manual_inspeccion2007.pdf?MOD=AJPERES.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (2018). *Manual de Puentes*. Perú. URL: <http://alicaesp.com/2019/01/17/manual-de-puentes-del-mtc/>.
- Moya, Roger y col. (2012). «Tecnología de madera de plantaciones forestales: fichas técnicas». En: *Revista Forestal Mesoamericana Kurú* 7.18-19. URL: <https://revistas.tec.ac.cr/index.php/kuru/article/view/383>.
- Moya, Roger y col. (2019). *Tecnología de la madera de plantaciones forestales de Costa Rica*. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica; Editorial de la Universidad de Costa Rica.
- NCh1970/1 (1988). *Maderas - Parte 1: Especies latifoliadas - Clasificación visual para uso estructural - Especificaciones de los grados de calidad*. Instituto Nacional de Normalización. URL: <http://tipbook.iapp.cl/ak/7ba2f4bd8e4ba3715cad4afabda5061914006c38/embed/view/nch19701#page/3>.
- Oficina Nacional Forestal (2020). *Consuma madera nacional - Madera de Costa Rica*. URL: <https://maderacostarica.cr/>.
- Paniagua, Viviana (2009). *Guía de uso y aplicaciones de la madera en la arquitectura en Costa Rica*. Universidad de Costa Rica. URL: <https://maderacostarica.files.wordpress.com/2020/06/guc3ada-de-uso-y-aplicaciones-de-la-madera-en-la-arquitectura-en-costa-rica.pdf>.
- Picado, Débora (2020). *Centro de ayuda CFIA*. URL: <https://cfia.zendesk.com/hc/es/articles/226907328--Qu%C3%A9-es-un-plano-tipo->.
- Ponce, Mauricio, Manuel Contreras y Marcia Vásquez (2007). «Exportación de la madera aserrada de conífera chilena. Un análisis de su competitividad». En: *Maderas. Ciencia y tecnología* 9.1. URL: https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-221X2007000100004.
- Presidencia.go.cr (2016). *Meta de carbono neutralidad para el 2021 se mantiene y fortalece*. URL: <https://www.presidencia.go.cr/comunicados/2016/09/meta-de-carbono-neutralidad-para-el-2021-se-mantiene-y-fortalece/>.

- Quispe, C. N. (2016). *Análisis de la energía incorporada y emisiones de CO2 aplicado a viviendas unifamiliares de eficiencia energética*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña. URL: <https://wwwaie.webs.upc.edu/maema/wp-content/uploads/2016/10/Quispe-Gamboa-Claudia-Nataly.pdf>.
- Rodríguez, Raúl y col. (2014). «Propiedades físico-mecánicas de madera de Teca de plantaciones forestales». En: *Revista Mexicana de Ciencias Forestales* 5.24. URL: <http://www.scielo.org.mx/pdf/remcf/v5n24/v5n24a3.pdf>.
- Rubio, Eric (2017). *Diseño y comparación de costos de un puente mixto de madera laminada-hormigón con puentes tradicionales*. Chile: Universidad Andrés Bello. URL: <http://repositorio.unab.cl/xmlui/handle/ria/3530>.
- Sefair, J. A., D. Castro-Lacouture y A. L. Medaglia (2012). *Material Selection in Building Construction Using Optimal Scoring Method*. American Society of Civil Engineers. URL: <https://ascelibrary-org.ezproxy.itcr.ac.cr/doi/abs/10.1061/41020%5C%28339%5C%29109>.
- Sistema Costarricense de Información Jurídica (1987). *PGR - SINALEVI - Reglamento de Construcciones*. URL: http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=53161&nValor3=91036&strTipM=TC.
- Subramanian, N. (2011). *Steel Structures - Design and Practice*. Oxford University. URL: <https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpSSDP0002/steel-structures-design/steel-structures-design>.
- Swedish Wood (2020). *Building with wood*. URL: <https://www.swedishwood.com/building-with-wood/construction/wood-and-wood-based-products/structural-elements/>.
- Tazarv, Mostafa, Zachary Carnahan y Nadim Wehbe (2019). «Glulam timber bridges for local roads». En: *Engineering Structures* 188, págs. 11-23. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.012>. URL: <https://www.sciencedirect-com.ezproxy.itcr.ac.cr/science/article/pii/S014102961832025X>.
- Think Wood (2020). *Timber products - Mass timber*. URL: <https://www.thinkwood.com/mass-timber>.
- (2021). *Think Wood - About*. URL: <https://www.linkedin.com/company/thinkwood/about>.
- Torres-Pardo, A. y F. Morales (2011). *Sistemas constructivos: hormigón pretensado y postensado*. Universidad de la República de Uruguay. URL: http://www.fadu.edu.uy/tesinas/files/2012/08/TESINA_Fernanda-Morales_Anah%5C%C3%5C%AD-Torres-Pardo_Hormig%5C%C3%5C%B3n-Pretesado-y-Postesado.pdf.
- Valle, F. J. (2018). *Estudio de la resistencia efectiva al fuego de estructuras de acero diseñadas de acuerdo a la normativa chilena*. Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María. URL: <https://repositorio.usm.cl/bitstream/handle/11673/41521/3560900257581UTFSM.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.
- Vargas, Silvia (2013). *Diseño comparativo de superestructuras de puentes simplemente apoyados de vigas de concreto preesforzado y vigas de acero tipo W grado 50*. Universidad de Costa Rica. URL: <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/bitstream/123456789/4119/1/34998.pdf>.

- Vásquez, A. (2016). *Trazabilidad de la varilla de acero N3 como base para la elaboración de la Declaratoria Ambiental del Producto en Arcelor Mittal Costa Rica*. Cartago, Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica. URL: <https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6798/trazabilidad-varilla-acero-construccion-base.pdf?sequence=3&isAllowed=y>.
- Villarevia, O. M. (2017). *Estimación del consumo energético en la construcción de una vivienda de clase media y una de interés social*. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica. URL: <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/bitstream/123456789/7347/1/41943.pdf>.
- Worsfold, Benjamin (2015). *Diseño de superestructura de puentes de concreto para la red vial cantonal de Costa Rica*. Costa Rica: Universidad de Costa Rica. URL: <http://repositorio.sibdi.ucr.ac.cr:8080/jspui/bitstream/123456789/2686/1/38517.pdf>.

Apéndices

1.	Índices de Ashby.	81
2.	Creación de modelos en CSi Bridge.	85
3.	Diseño estructural.	97
4.	Diseño de baranda peatonal.	138
5.	Cálculo de materiales.	160
6.	Planos estructurales.	164

Apéndice 1. Índices de Ashby.

Las figuras que se incluyen a continuación tienen como propósito ilustrar los índices de Ashby obtenidos para las especies madereras Pilón, Teca y Surá. Comprende las figuras de 1a a 1f.

- Índice de rigidez: se buscan materiales ligeros pero rígidos. Aquel que represente un mejor comportamiento es aquel que tienda hacia la esquina superior izquierda de los gráficos.

$$\frac{E}{\rho} = C \quad (39)$$

Donde:

E: módulo de elasticidad, $[kg/cm^2]$

ρ : densidad, $[g/cm^3]$

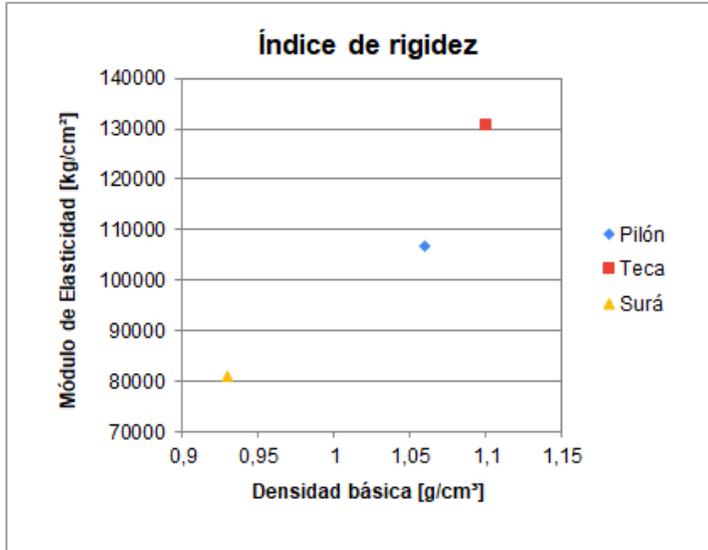
- Índice de resistencia: se buscan materiales ligeros pero más resistentes. Para el caso de la madera, se considerarán los esfuerzos de compresión (paralela y perpendicular) y tensión paralela. Los materiales con una mejor relación son los que presentan una tendencia hacia la esquina superior izquierda del gráfico.

$$\frac{\sigma}{\rho} = C \quad (40)$$

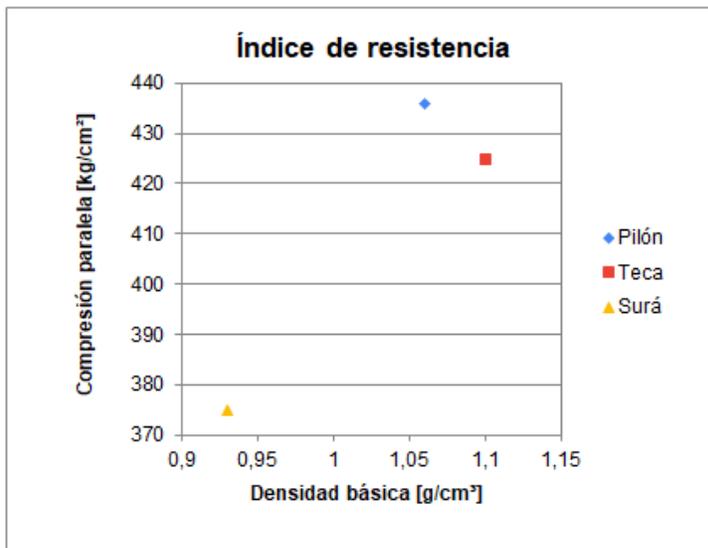
Donde:

σ : esfuerzos según condición, $[kg/cm^2]$

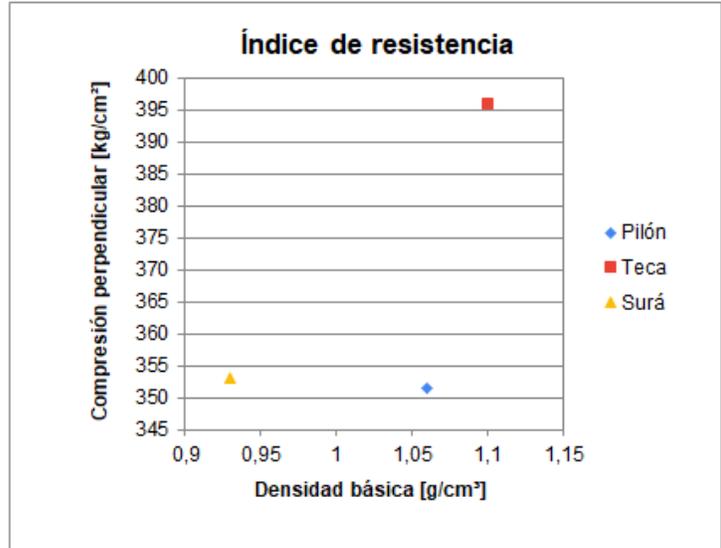
ρ : densidad, $[g/cm^3]$



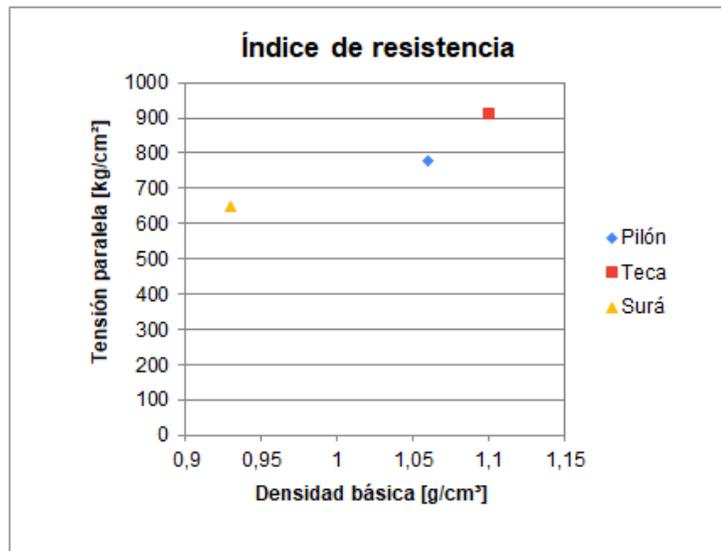
(a) Índices de rigidez.
Fuente: Autoría propia, 2021.



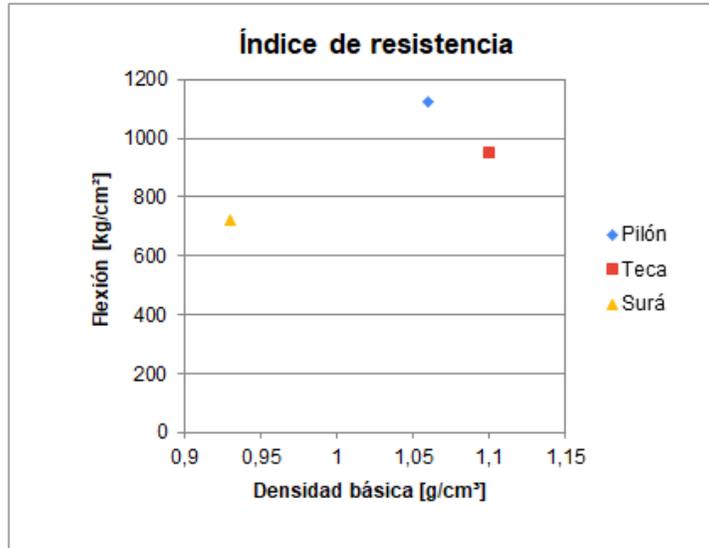
(b) Índices de resistencia (compresión paralela).
Fuente: Autoría propia, 2021.



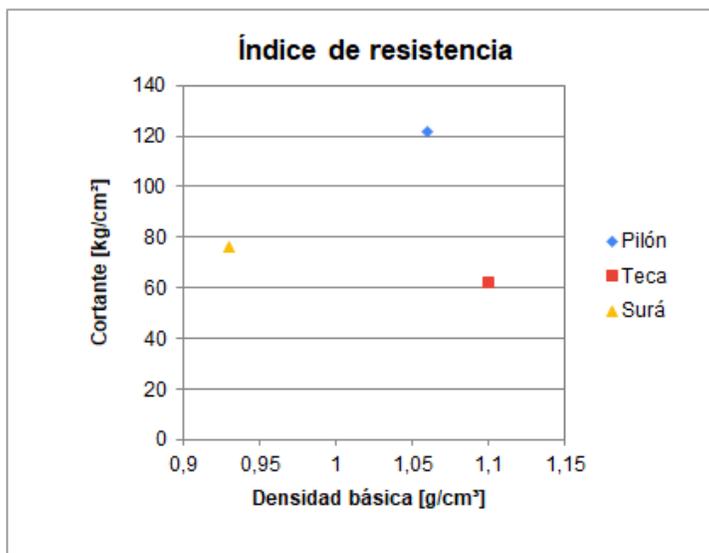
(c) Índices de resistencia (compresión perpendicular).
Fuente: Autoría propia, 2021.



(d) Índices de resistencia (tensión paralela).
Fuente: Autoría propia, 2021.



(e) Índices de resistencia (flexión).
Fuente: Autoría propia, 2021.



(f) Índices de resistencia (Cortante).
Fuente: Autoría propia, 2021.

Apéndice 2. Creación de modelos en CSi Bridge.

A continuación se procede a detallar el procedimiento llevado a cabo para realizar los modelos estructurales, para lo cual se toma como ejemplo la superestructura de 6 metros de longitud. Este procedimiento se ejecutó para cada una de las superestructuras diseñadas.

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se incluyeron en el modelo son:

$$C_{u1} = 1,25(Dead + Acera + Baranda) + 1,50DW + 1,75(LL + PL + Carril + BR)$$

$$C_{u2} = 0,90(Dead + Acera + Baranda) + 0,65DW + 1,75(LL + PL + Carril + BR)$$

$$C_{u3} = Dead + Acera + Baranda + DW + LL + PL + Carril + BR + 0,30Viento$$

$$C_{u4} = 1,25(Dead + Acera + Baranda) + 1,50DW + (LL + PL + Carril + BR) + EQ_x$$

$$C_{u5} = 1,25(Dead + Acera + Baranda) + 1,50DW + (LL + PL + Carril + BR) + EQ_y$$

$$C_{u6} = 0,90(Dead + Acera + Baranda) + 0,65DW + (LL + PL + Carril + BR) + EQ_x$$

$$C_{u7} = 0,90(Dead + Acera + Baranda) + 0,65DW + (LL + PL + Carril + BR) + EQ_y$$

$$C_{u8} = 1,25(Dead + Acera + Baranda) + 1,50DW + 0,50(LL + PL + Carril + BR) + CT$$

$$C_{u9} = 0,90(Dead + Acera + Baranda) + 0,65DW + 0,50(LL + PL + Carril + BR) + CT$$

$$C_{u10} = 1,75(LL + PL + Carril + BR)$$

Donde:

C_{u1} : Resistencia I yp máx

C_{u2} : Resistencia I yp mínx

C_{u3} : Servicio I

C_{u4} : E.ex I yp máx eqx

C_{u5} : E.ex I yp máx eqy

C_{u6} : E.ex I yp mín eqx

C_{u7} : E.ex I yp mín eqy

C_{u8} : E.ex II yp máx

C_{u9} : E.ex II yp máx

C_{u10} : Fatiga

- Considerando que η_D para conexiones convencionales es 1, η_R para redundancia convencional es 1 y η_I para puentes convencionales es 1, el producto de estos factores es 1.
- Se tiene que $w = 7200$ mm, por lo tanto $w/3600 = 2$. Para dos carriles de diseño, el factor de presencia múltiple es 1,00.

Propiedades del material

Las propiedades de densidad y módulo de elasticidad de la especie *Tectona grandis* se tomaron según la publicación de Moya y col. (2012) y se ingresaron al modelo de la siguiente manera:

B Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: TECA

Material Type: Other

Material Grade:

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 1.1

Mass per Unit Volume: 0.1122

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 1310000.

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 503846.2

(a) Propiedades del material.

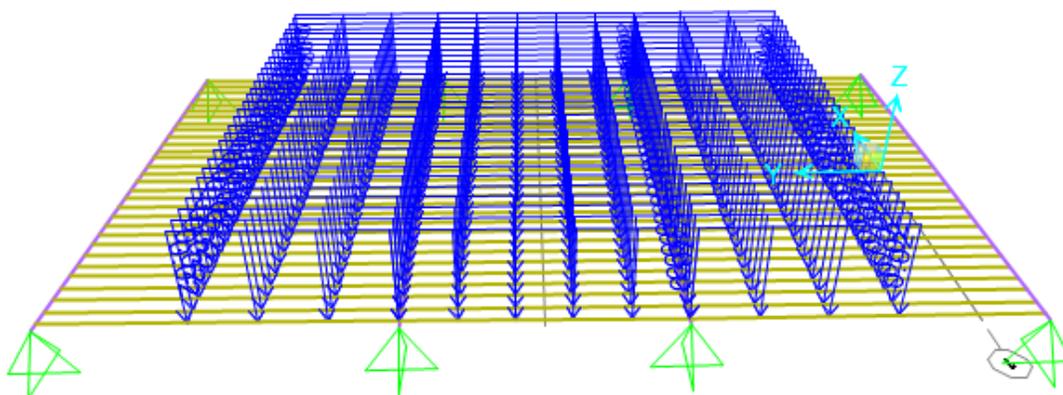
Fuente: Autoría propia, 2021.

Asignación de cargas

Considerando vigas principales y diafragma con sección típica de 0,70 m x 0,40 m, y vigas tablero de 0,20 m x 0,20 m, se tiene lo siguiente:

- Superficie de rodamiento - Asfalto

Según la tabla 3.5.1-1 de la AASHTO (2012), la densidad del asfalto es 0,14 kcf. Utilizando un factor de conversión a ton/m^3 de 16,02 y un espesor de 5 cm, el peso del asfalto es 0,112 ton/m^2 . Este peso por metro cuadrado se multiplicó por el ancho de las vigas tablero para obtener una carga distribuida longitudinalmente de 0,022 ton/m , la cual se aplicó al modelo como muestra la siguiente imagen.



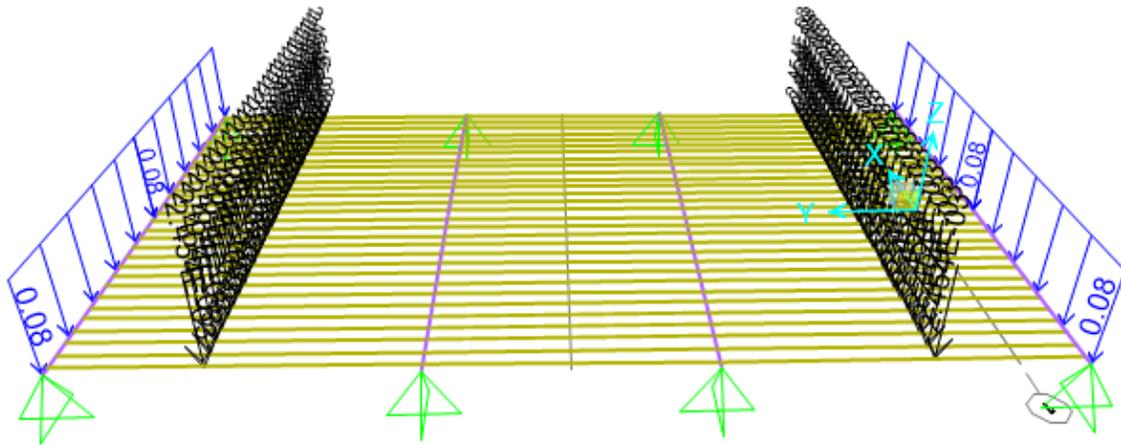
(b) Asignación de carga de asfalto.

Fuente: Autoría propia, 2021.

- Acera y barandas

Las aceras son de 1,45 metros de ancho, conformadas por piezas tablero de 0,25 m x 0,20 m. Sobre la acera se aplican las cargas de las barandas peatonales y vehiculares. Considerando dos barandas a cada lado del puente, se asignó una carga distribuida de 0,0820 ton/m por concepto de baranda peatonal, y una carga puntual de 0,00245 ton a 1,45 m del borde sobre cada pieza por concepto de baranda vehicular.

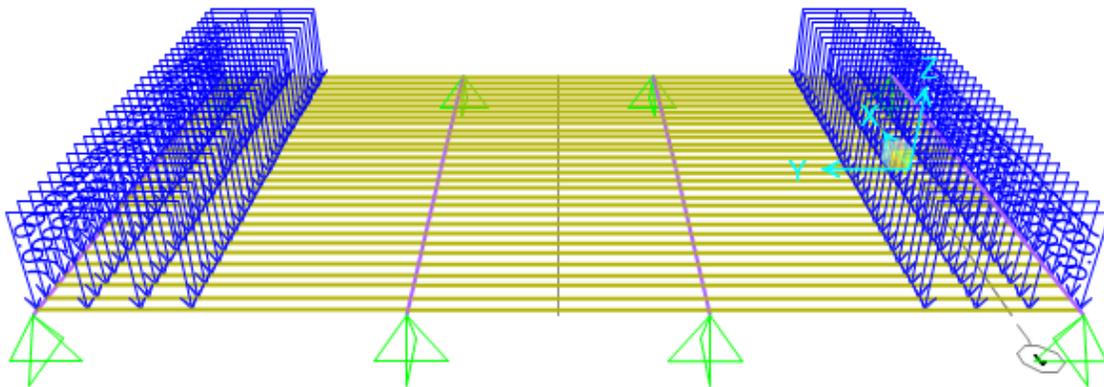
Para obtener dichos valores de carga, en el caso de la baranda peatonal se tomó el peso total de la baranda y se distribuyó sobre 6 metros, mientras que para la baranda vehicular el peso se dividió entre la cantidad de piezas tablero (30 und).



(c) Asignación de carga de barandas.
Fuente: Autoría propia, 2021.

- Carga peatonal - PL

A partir de la sección 3.6.1.6 de AASHTO (2012) que contempla $0,367 \text{ ton/m}^2$ para carga peatonal y el ancho de las vigas tablero de $0,20 \text{ m}$, la carga asignada por este concepto es de $0,0734 \text{ ton/m}$ según se muestra a continuación:



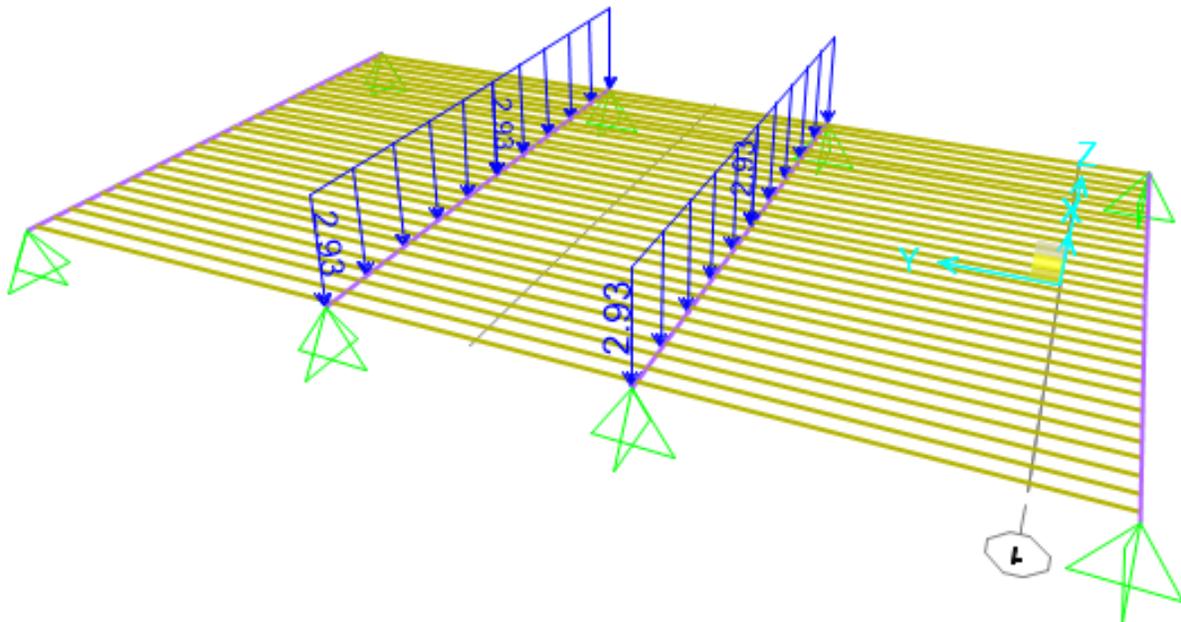
(d) Asignación de carga peatonal.
Fuente: Autoría propia, 2021.

- Carga de frenado - BR

Como la superestructura es de 6 metros, el vehículo de diseño es el tándem. Para la carga de frenado se debe tomar la carga mayor entre: 25 % del tándem de diseño y 5 % del tándem + carril de diseño. El tándem de diseño suma 22,68 ton, y su 25 % corresponde a 5,67 ton. El tándem + carril de diseño (para la superestructura de 6 m) suman 28,26 ton y su 5 % es 1,41 ton.

Por lo tanto, la carga seleccionada es 5,67 ton y actúa a 1,80 m de la superficie, según la Especificación AASHTO. Para trasladarla a las vigas principales, se utiliza un brazo de palanca calculado como $1,80 + \text{ancho de la viga tablero} + (\text{alto de la viga principal})/2$. De esta forma se obtiene un momento distribuido de 2,93 (ton-m)/m.

El momento distribuido se aplicó a lo largo de las dos vigas que contienen los carriles del puente, según se muestra a continuación. Cabe mencionar que la simbología para un momento distribuido es la misma que para una carga distribuida (una flecha que apunta hacia abajo).

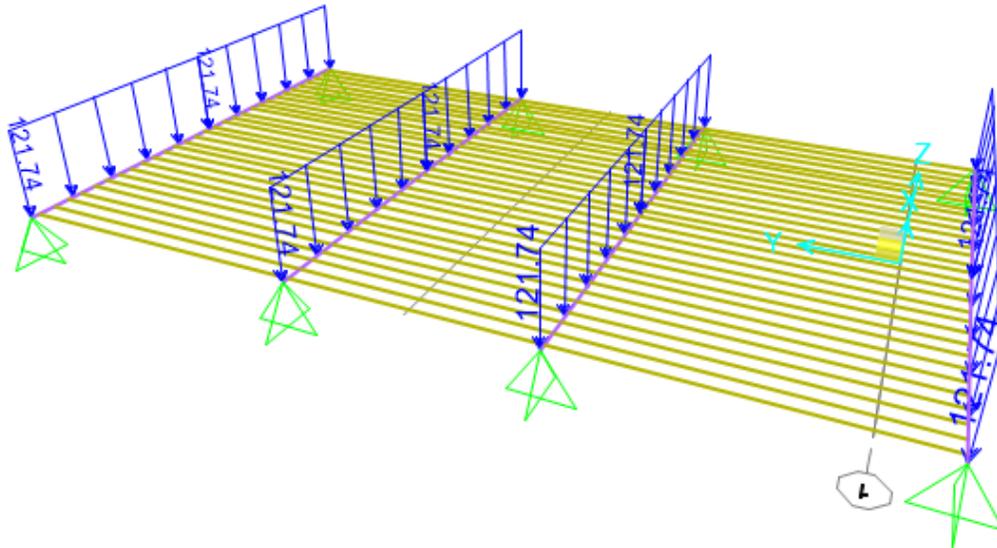


(e) Asignación de carga (momento) de frenado.

Fuente: Autoría propia, 2021.

- Carga de colisión - CT

La carga de colisión vehicular se toma como 273 ton aplicadas en un ángulo de 15° sobre la horizontal y a 1,52 m de altura. Al calcular su componente horizontal por medio de trigonometría, se tiene una carga de 263,70 ton. Para trasladar esa carga como un momento distribuido, se toma un brazo de palanca calculado como 1,52 + ancho de la viga tablero + (ancho de la viga principal)/2. Esta carga se aplicó distribuida longitudinalmente en todas las vigas, considerando que las colisiones se pueden dar solo en los carriles o en los carriles y las barandas.



(f) Asignación de carga (momento) de colisión.
Fuente: Autoría propia, 2021.

- Carga de viento

Para determinar la carga de viento se utilizó el Reglamento de Construcciones de 1987 del Instituto Nacional de Vivienda y Urbanismo (Sistema Costarricense de Información Jurídica, 1987). Como primer paso, se debe clasificar la estructura según su importancia. Para este caso se considera del grupo A, dado que su operación es importante en condiciones de emergencia. Esta categoría define el coeficiente de uso, que para el grupo A el C_{uso} es 1,20.

También define un coeficiente de rugosidad, que para el caso de ciudades y lugares similares el C_{rug} es 0,28. Al considerarse en la ciudad o similar, la tabla de la cual se debe extraer la presión básica es la 9.1 del artículo XX. Partiendo de una altura de 15 m, la presión básica es de 75 kg/m^2 .

Adicionalmente, se debe considerar el factor de forma definido en el artículo XX.12. Para este proyecto, la estructura se toma frente al viento y, por lo tanto, C_{forma} equivale a 0,80. La presión de diseño se estima como:

$$q_d = q_b * 2 * h * C_{rug} * C_{forma} * C_{uso} \quad (41)$$

Donde:

q_d : presión de diseño, $[kg/m^2]$.

q_b : presión básica. $[kg/m^2]$.

h : altura, $[m]$.

C_{rug} : coeficiente de rugosidad, 0,28.

C_{forma} : coeficiente de forma, 0,80.

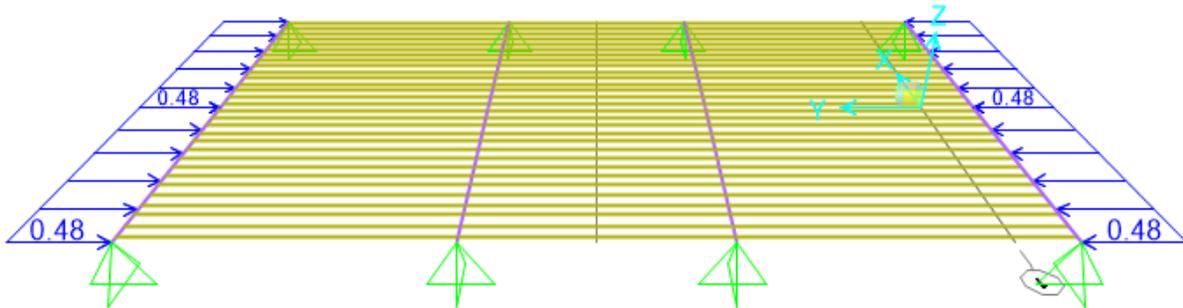
C_{uso} : coeficiente de uso, 1,20.

Para los valores dados, y un factor de conversión 1/1000 para obtener el resultado en ton/m^2 , se tiene que:

$$q_d = \frac{75 * 2 * 15 * 0,28 * 0,80 * 1,20}{1000}$$

$$q_d = 0,605 ton/m^2$$

Se considera que solo las vigas principales están en contacto con el viento, de modo que la presión de diseño se multiplicó por el ancho de ese elemento y se aplicó distribuida longitudinalmente, pero de forma lateral, según se muestra en la imagen.

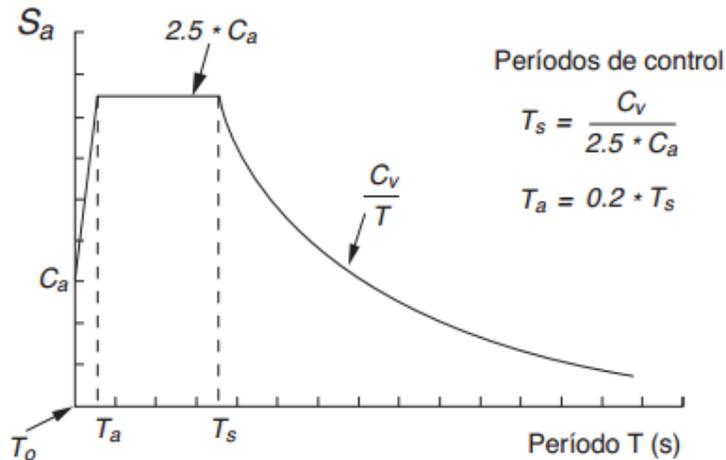


(g) Asignación de carga de viento.

Fuente: Autoría propia, 2021.

- Carga de sismo

El primer paso en la estimación de la carga sísmica es determinar la zonificación y el tipo de suelo. Para este proyecto se seleccionaron Zona III y suelo tipo S3. Seguidamente, para la determinación del espectro se utilizó el procedimiento general, de modo que el diagrama se construye según esta estructura:



(h) Forma espectral elástica.

Fuente: Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2013.

Para escenario A, donde $T_0 \leq T < T_a$:

$$S_a = \frac{1,50 * C_a * T}{T_a - T_0} + C_a \quad (42)$$

Para escenario B, donde $T_a \leq T < T_s$:

$$S_a = 2,50 * C_a \quad (43)$$

Para escenario C, donde $T_s \leq T$:

$$S_a = \frac{C_v}{T} \quad (44)$$

Donde:

Sa: forma espectral.

Ca y Cv: coeficientes sísmicos espectrales para los periodos corto y largo, respectivamente.

T: periodo fundamental de la estructura, [s].

T0: periodo bajo, = 0,01 s.

Ta y Ts: periodos de control, [s].

De la tabla 2.4-1 de los Lineamientos se tiene que para zona III y suelo 3, $C_a = 0,410$ y $C_v = 0,605$. A partir de esos valores se tiene que $T_s = 0,590$ s y $T_a = 0,118$ s. Con los modelos en CSi Bridge se determinaron los periodos fundamentales de las estructuras. Para el caso de la superestructura de 6 m, el periodo es de 0,05647 s y clasifica como el escenario A, por lo tanto $S_a = 0,731$.

La sección 3.1 de los Lineamientos solicita realizar una clasificación operacional según la importancia de la estructura. Las superestructuras diseñadas no clasifican como puentes críticos ni del tipo “otros”, tampoco se tiene un estudio de TPD. Por lo tanto, las estructuras pueden clasificarse como esenciales o convencionales, clasificaciones que poseen el mismo factor de importancia.

Los Lineamientos definen la fuerza elástica horizontal como:

$$F_s = C_s * I * W_{perm} \quad (45)$$

Donde:

F_s : fuerza sísmica.

C_s : coeficiente sísmico, S_a .

I : factor de importancia operacional.

W_{perm} : carga permanente tributaria.

La carga sísmica se aplicó por medio de los patrones de carga del software, para lo cual nos interesa solo un extracto de la fórmula anterior: el producto de C_s y el factor de importancia. Como $I = 1$, entonces el coeficiente sísmico se mantiene igual a $S_a = 0,731$ y se ingresó de la siguiente forma:

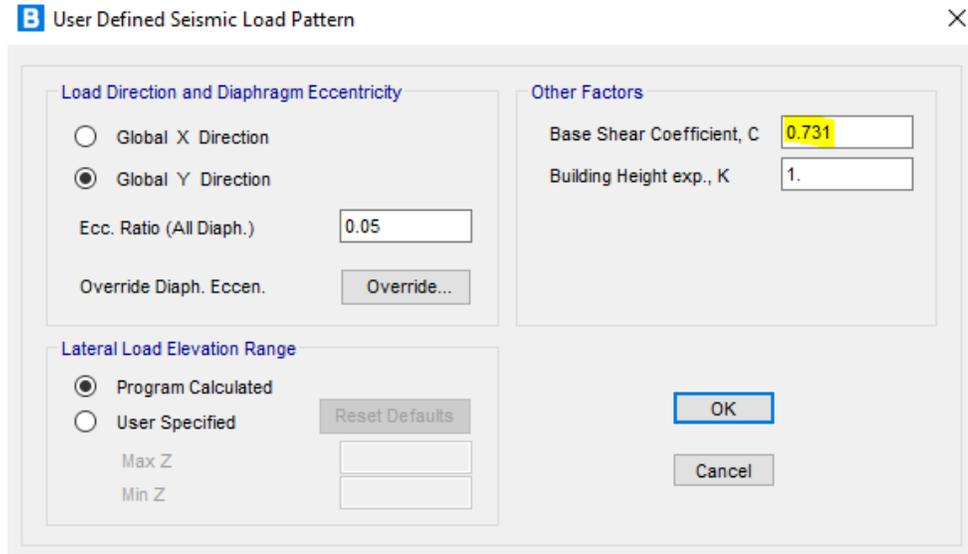
The image shows a software dialog box titled "User Defined Seismic Load Pattern". It is divided into several sections:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:**
 - Radio buttons for "Global X Direction" (selected) and "Global Y Direction".
 - Text input for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" with the value "0.05".
 - Text input for "Override Diaph. Eccen." with a button labeled "Override...".
- Other Factors:**
 - Text input for "Base Shear Coefficient, C" with the value "0.731".
 - Text input for "Building Height exp., K" with the value "1".
- Lateral Load Elevation Range:**
 - Radio buttons for "Program Calculated" (selected) and "User Specified".
 - A button labeled "Reset Defaults" is next to the "User Specified" option.
 - Text inputs for "Max Z" and "Min Z" are present but empty.

At the bottom right, there are buttons for "OK" and "Cancel".

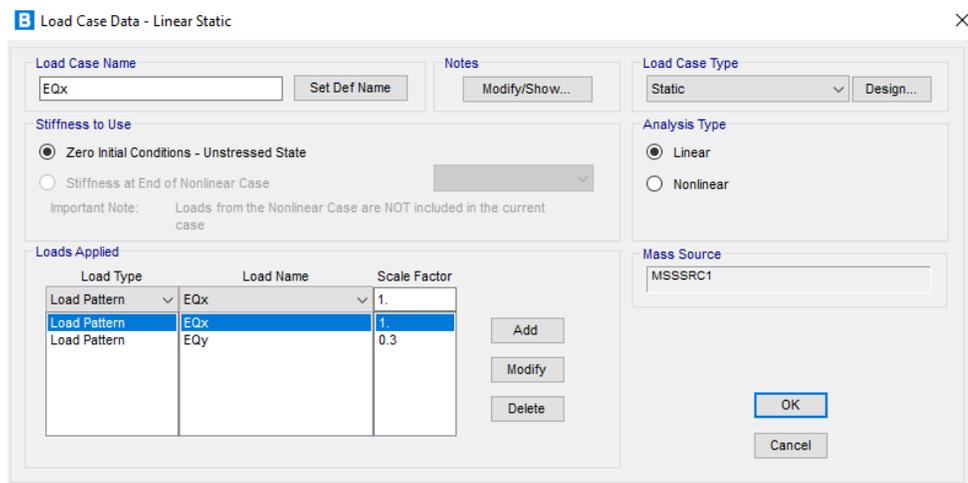
(i) Carga de sismo en la dirección X.

Fuente: Autoría propia, 2021.

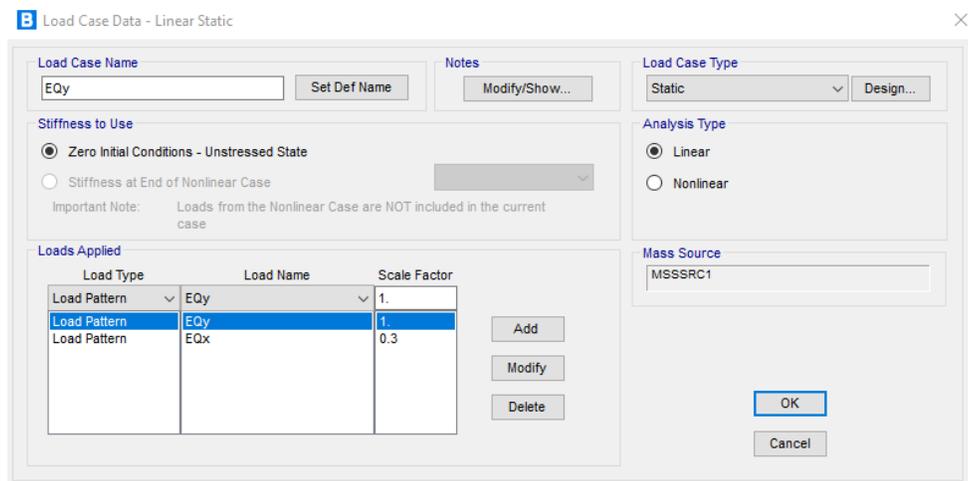


(j) Carga de sismo en la dirección Y.
Fuente: Autoría propia, 2021.

En cada dirección se debe considerar un 30 % de la carga en la otra dirección. De modo que:



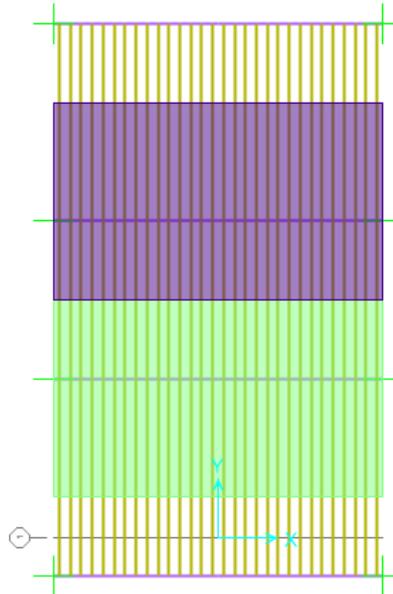
(k) Contribución de sismo en Y a sismo en X.
Fuente: Autoría propia, 2021.



(l) Contribución de sismo en X a sismo en Y.
Fuente: Autoría propia, 2021.

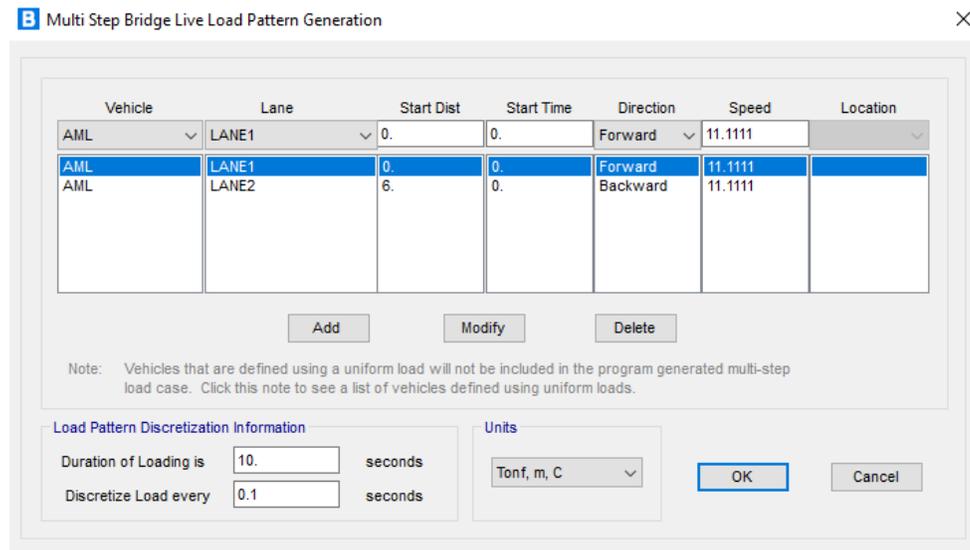
- Carga vehicular - LL

El primer paso para asignar esta carga es crear los carriles en el modelo, utilizando las herramientas "layout" del software. Los carriles son de 3,60 m de ancho cada uno y en el modelo se ven de la siguiente manera:



(m) Creación de carriles.
Fuente: Autoría propia, 2021.

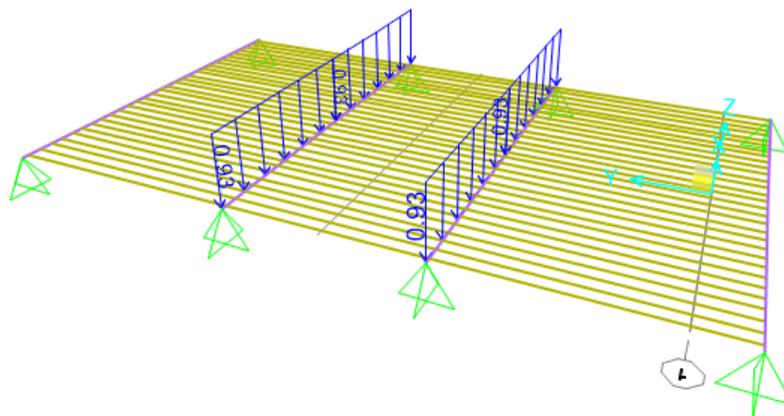
Según la longitud del puente, se importaron los vehículos AML o HS_n - 44, que corresponden al tándem y camión, respectivamente. Para el caso de 6 metros, el vehículo importado fue AML, el cual se añadió al modelo por medio de los patrones de carga, según se muestra a continuación. Se consideró una velocidad de 40 *km/h* (11,11 *m/s*) y dos vehículos que viajan en direcciones opuestas.



(n) Asignación de carga vehicular.
Fuente: Autoría propia, 2021.

- Carga de carril

Adicional a las cargas mencionadas, la Especificación AASHTO solicita considerar una carga distribuida de 0,93 *ton/m*. Esta carga se aplicó sobre las vigas que reciben carga vehicular, según se muestra en la siguiente imagen:



(ñ) Asignación de carga de carril.
Fuente: Autoría propia, 2021.

Apéndice 3. Diseño estructural.

A continuación se procede a detallar el procedimiento llevado a cabo para realizar los modelos estructurales, para lo cual se toma como ejemplo la superestructura de 6 metros de longitud. Este procedimiento se ejecutó para cada una de las superestructuras diseñadas.

La estructura es simplemente apoyada, conformada por vigas principales de 0,80 m x 0,40 m y un tablero de piezas de 0,25 m x 0,20 m. Además, se cuenta con dos barandas peatonales (una a cada lado de la acera) y dos barandas vehiculares.

Diseño por flexión

Los diseños por flexión comparten los factores de ajuste presentados en la siguiente tabla. Cabe recordar que el factor de ajuste C_{KF} ya está incluido en la resistencia de la madera presentada por Moya y col. (2012).

Cuadro 25. Factores de ajuste compartidos - Flexión

AASHTO LRFD	C_{KF}	C_m	C_f	C_{fu}	C_i	C_d	C_λ	CL
Valor	-	Calcular	Calcular	Calcular	1	1	Según comb.	Calcular
Parcialmente ajustado								1

Fuente: Autoría propia, 2021.

Los valores de ϕ_b utilizados para calcular la resistencia por flexión dependen del estado límite, por lo tanto:

Cuadro 26. Valores de ϕ para flexión

Estado límite	ϕ_b
Resistencia I	0,85
Servicio I	0,85
Evento extremo I	1,00
Evento extremo II	1,00
Fatiga	0,85

Fuente: AASHTO, 2012.

Las propiedades de la madera son:

Cuadro 27. Propiedades a flexión de la madera

Propiedad	Valor
Densidad básica (g/cm^3)	1,10
Módulo de elasticidad (kg/cm^2)	131000
Fb' (kg/cm^2)	951

Fuente: Moya y col., 2012.

El primer paso corresponde al ajuste del módulo de elasticidad, para lo cual se tiene que:

$$E = \phi_s E_0 C_M C_i$$

$$E = 0,85 * 131000 * 1 * 1 = 111350 kg/cm^2$$

El factor de ajuste C_L se calcula si y solo si el elemento trabaja bajo su lado angosto. Para la estructura propuesta, los tres elementos (vigas principales, diafragma y tablero) trabajan en esta modalidad; por lo tanto, a partir de la fórmula para calcular C_L se tiene que:

Cuadro 28. Cálculo de C_L para vigas principales.

Cálculo de CL	
Fb' (kg/cm^2)	951,000
Lu (cm)	600,000
d (cm)	80,000
b(cm)	40,000
Lu/d	7,50
Le (cm)	1218,000
Rb	7,804
Kbe	0,760
Fbe (kg/cm^2)	1389,589
A	1,461
1 + A	2,461
$(1 + A)^2$	6,057
CL	0,921

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 29. Cálculo de C_L para vigas tablero

Cálculo de CL	
Fb' (kg/cm ²)	951,000
Lu (cm)	290,000
d (cm)	25,000
b(cm)	20,000
Lu/d	11,600
Le (cm)	547,700
Rb	5,851
Kbe	0,760
Fbe (kg/cm ²)	2472,186
A	2,600
1 + A	3,600
(1 + A) ²	12,957
CL	0,971

Fuente: Autoría propia, 2021.

El factor de corrección por humedad C_M para flexión y madera sólida según la AASHTO es:

- Para $Fb' \leq 1,15$ ksi y elementos con peralte menor o igual a 4 in: 1,00.
- Para $Fb' \leq 1,15$ ksi y elementos con peralte mayor a 4 in: 1,00.
- Para $Fb' > 1,15$ ksi y elementos con peralte menor o igual a 4 in: 0,85.
- Para $Fb' > 1,15$ ksi y elementos con peralte mayor a 4 in: 1,00.

Para este proyecto, todos los peraltes son mayores a 4 in, por lo tanto, para flexión $C_M = 1,00$. El factor C_{fu} aplica solo cuando los elementos trabajan bajo su lado ancho y como se mencionó, los elementos están trabajando bajo su lado angosto, entonces no se debe ajustar por esta condición.

Por otra parte, el factor C_f sí aplica, pero no debe ser mayor a 1. Aplicando la fórmula descrita para C_f se tiene que equivale a 0,897 para las vigas principales y 1,02 para las vigas tablero, pero se toma como 1,00. A partir de esta información se obtiene que:

Cuadro 30. Factores de ajuste para vigas principales L = 6m

Factor	¿Aplica?	Valor
Cf	Sí	0,897
Cfu	No	1,000
CL	Sí	0,921
Cm	Sí	1,000
Parcialmente ajustado		1,000
Ajustado sin C_λ y ϕ_b		0,826

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 31. Factores de ajuste para vigas tablero L = 6m

Factor	¿Aplica?	Valor
Cf	Sí	1,000
Cfu	No	1,000
CL	Sí	0,971
Cm	Sí	1,000
Parcialmente ajustado		1,000
Ajustado sin C_λ y ϕ_b		0,971

Fuente: Autoría propia, 2021.

Una vez que ya se tienen todos los factores de ajuste, se procede a realizar el ajuste total, de forma que:

Cuadro 32. Ajuste total para vigas principales L = 6m

Estado límite	C_λ	ϕ_b	Ajuste parcial	Ajuste total
Resistencia I	0,80	0,85	0,83	0,56
Servicio I	1,00	0,85	0,83	0,70
Evento extremo I	1,00	1,00	0,83	0,83
Evento extremo II	1,00	1,00	0,83	0,83
Fatiga	1,00	0,85	0,83	0,70

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 33. Ajuste total para vigas tablero L = 6m

Estado límite	C_λ	ϕ_b	Ajuste parcial	Ajuste total
Resistencia I	0,80	0,85	0,97	0,66
Servicio I	1,00	0,85	0,97	0,83
Evento extremo I	1,00	1,00	0,97	0,97
Evento extremo II	1,00	1,00	0,97	0,97
Fatiga	1,00	0,85	0,97	0,83

Fuente: Autoría propia, 2021.

El siguiente paso en el diseño por flexión es calcular el módulo de sección. Para una sección rectangular, el módulo de sección se calcula como:

$$S = \frac{b * d^2}{6} \quad (46)$$

Donde:

b: ancho, [cm].

d: peralte, [cm]:

De modo que:

$$Mr = Fb' * Ajuste_{total} * S$$

Cuadro 34. Cálculo de resistencia a flexión viga principal L = 6m

Estado límite	Ajuste total	S	Mr (kg-cm)
Resistencia I	0,56	42666,67	22797234,91
Servicio I	0,70	42666,67	28496543,64
Evento extremo I	0,83	42666,67	33525345,46
Evento extremo II	0,83	42666,67	33525345,46
Fatiga	0,70	42666,67	28496543,64

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 35. Cálculo de resistencia a flexión viga tablero L = 6m

Estado límite	Ajuste total	S	Mr (kg-cm)
Resistencia I	0,66	2083,33	1308246,02
Servicio I	0,83	2083,33	1635307,53
Evento extremo I	0,97	2083,33	1923891,21
Evento extremo II	0,97	2083,33	1923891,21
Fatiga	0,83	2083,33	1635307,53

Fuente: Autoría propia, 2021.

En el modelo se trabajó en unidades de toneladas y metros, por lo tanto, al hacer las conversiones se tienen las siguientes resistencias a flexión (Mr).

Cuadro 36. Resistencias para vigas principales L = 6m

Estado límite	Mr (kg-cm)	Mr (ton-m)
Resistencia I	22797234,91	227,97
Servicio I	28496543,64	284,97
Evento extremo I	33525345,46	335,25
Evento extremo II	33525345,46	335,25
Fatiga	28496543,64	284,97

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 37. Resistencias para vigas tablero L = 6m

Estado límite	Mr (kg-cm)	Mr (ton-m)
Resistencia I	1308246,02	13,08
Servicio I	1635307,53	16,35
Evento extremo I	1923891,21	19,24
Evento extremo II	1923891,21	19,24
Fatiga	1635307,53	16,35

Fuente: Autoría propia, 2021.

A partir de las combinaciones de carga establecidas en el cuadro 3 se extrajeron las sollicitaciones últimas para los elementos viga principal y viga tablero, valores que se muestran en los siguientes cuadros.

Cuadro 38. Solicitaciones últimas en vigas principales L = 6m

Estado límite	Mmax (ton-m)
Resistencia I yp máx	30,94
Resistencia I yp mín	29,30
Servicio I	18,56
E.ex ypmáx eqx	17,73
E.ex ypmáx eqy	17,73
E.ex ypmín eqx	13,52
E.ex ypmín eqy	13,52
E.ex II yp máx	11,33
E.ex II yp mín	9,69
Fatiga	22,47

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 39. Solicitaciones últimas en vigas tablero L = 6m

Estado límite	Mmax (ton-m)
Resistencia I yp máx	4,77
Resistencia I yp mín	4,74
Servicio I	2,75
E.ex ypmáx eqx	2,78
E.ex ypmáx eqy	2,78
E.ex ypmín eqx	2,74
E.ex ypmín eqy	2,74
E.ex II yp máx	6,05
E.ex II yp mín	6,06
Fatiga	4,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Finalmente, se revisa el cumplimiento de la siguiente inecuación:

$$\phi Mr \geq Mu$$

Como la inecuación se cumple, se da por finalizado el diseño por flexión de las vigas principales y tablero.

Diseño por cortante

Los diseños por cortante comparten los factores de ajuste presentados en la siguiente tabla. Cabe recordar que el factor de ajuste C_{KF} ya está incluido en la resistencia de la madera presentada por Moya y col. (2012).

Cuadro 40. Factores de ajuste compartidos - Cortante

AASHTO LRFD	C_{KF}	C_m	C_i	C_λ
Valor	-	1	1	Según comb.
Parcialmente ajustado				1,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

El factor C_M se toma como 1,00 porque para cortante la AASHTO solo distingue entre peraltes mayores o menores a 4 in. Para aquellos casos en los que el peralte es mayor a 4 in, $C_M = 1,00$. Los valores de ϕ utilizados para calcular la resistencia al cortante dependen del estado límite, por lo tanto:

Cuadro 41. Valores de ϕ para cortante

Estado límite	ϕ_v
Resistencia I	0,75
Servicio I	0,75
Evento extremo I	1,00
Evento extremo II	1,00
Fatiga	0,75

Fuente: AASHTO, 2012.

El ajuste total para los tres elementos queda como:

Cuadro 42. Ajuste total $L = 6\text{m}$, cortante

Estado límite	C_λ	ϕ_v	Ajuste parcial	Ajuste total
Resistencia I	0,80	0,75	1,00	0,60
Servicio I	1,00	0,75	1,00	0,75
Evento extremo I	1,00	1,00	1,00	1,00
Evento extremo II	1,00	1,00	1,00	1,00
Fatiga	1,00	0,75	1,00	0,75

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las propiedades de la madera son:

Cuadro 43. Propiedades a cortante de la madera

Propiedad	Valor
Densidad básica (g/cm^3)	1,10
Módulo de elasticidad (kg/cm^2)	131000
F_v' (kg/cm^2)	62

Fuente: Moya y col., 2012

Aplicando las fórmulas para calcular V_n y V_R , se obtienen las siguientes resistencias:

Cuadro 44. Datos de entrada para cortante vigas principales $L = 6\text{ m}$

Parámetro	Valor
d (cm)	80,00
b (cm)	40,00
Área (cm^2)	3200,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 45. Datos de entrada para cortante vigas principales $L = 6\text{ m}$

Parámetro	Valor
d (cm)	25,00
b (cm)	20,00
Área (cm^2)	500,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 46. Cálculo de resistencia al cortante viga principal, L = 6m

Estado límite	Vn (kg)	Vr (kg)	Vr (ton)
Resistencia I	132266,67	79360,00	79,36
Servicio I	132266,67	99200,00	99,20
Evento extremo I	132266,67	132266,67	132,27
Evento extremo II	132266,67	132266,67	132,27
Fatiga	132266,67	99200,00	99,20

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 47. Cálculo de resistencia al cortante viga tablero, L = 6m

Estado límite	Vn (kg)	Vr (kg)	Vr (ton)
Resistencia I	20666,67	12400,00	12,40
Servicio I	20666,67	15500,00	15,50
Evento extremo I	20666,67	20666,67	20,67
Evento extremo II	20666,67	20666,67	20,67
Fatiga	20666,67	15500,00	15,50

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las solicitaciones últimas a cortante son las siguientes:

Cuadro 48. Cortante último en vigas principales L = 6m

Estado límite	Vu máx (ton)
Resistencia I yp máx	38,48
Resistencia I yp mín	36,20
Servicio I	23,20
E.ex ypmáx eqx	22,00
E.ex ypmáx eqy	22,00
E.ex ypmín eqx	19,73
E.ex ypmín eqy	19,73
E.ex II yp máx	98,39
E.ex II yp mín	95,74
Fatiga	27,38

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 49. Cortante último en vigas tablero L = 6m

Estado límite	Vu máx (ton)
Resistencia I yp máx	8,12
Resistencia I yp mín	8,07
Servicio I	4,67
E.ex ypmáx eqx	4,71
E.ex ypmáx eqy	4,71
E.ex ypmín eqx	4,65
E.ex ypmín eqy	4,65
E.ex II yp máx	5,39
E.ex II yp mín	5,33
Fatiga	2,84

Fuente: Autoría propia, 2021.

Finalmente, se revisa el cumplimiento de la siguiente inecuación:

$$\phi V_r \geq V_u$$

Como la inecuación se cumple, se da por finalizado el diseño a cortante de las vigas principales y tablero.

Diseño por compresión paralela

Los diseños por compresión paralela comparten los factores de ajuste presentados en la siguiente tabla. Cabe recordar que el factor de ajuste C_{KF} ya está incluido en la resistencia de la madera presentada por Moya y col. (2012).

Cuadro 50. Factores de ajuste compartidos - Compresión paralela

AASHTO LRFD	C_{KF}	C_M	C_i	C_λ	C_F
Valor	-	0,91	1	Según comb.	NA, 1
Parcialmente ajustado					0,91

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las propiedades de la madera son:

Cuadro 51. Propiedades a compresión paralela de la madera

Propiedad	Valor
Densidad básica (g/cm^3)	1,10
Módulo de elasticidad (kg/cm^2)	131000
F_c' (kg/cm^2)	425

Fuente: Moya y col., 2012

El factor de corrección por humedad C_M para compresión paralela y madera sólida, según la AASHTO es:

- Para $F_c' \leq 0,75$ ksi y elementos con peralte menor o igual a 4 in: 1,00.
- Para $F_c' \leq 0,75$ ksi y elementos con peralte mayor a 4 in: 0,91.
- Para $F_c' > 0,75$ ksi y elementos con peralte menor o igual a 4 in: 0,80.
- Para $F_c' > 0,75$ ksi y elementos con peralte mayor a 4 in: 0,91.

El factor C_M se toma como 0,91 porque para aquellos casos en los que el peralte es mayor a 4 in, $C_M = 0,91$. Nuevamente, el módulo de elasticidad se debe ajustar:

$$E = \phi_s E_0 C_M C_i$$

$$E = 0,85 * 131000 * 0,91 * 1 = 101328,50 kg/cm^2$$

El factor C_F se toma como 1,00, ya que según Chaverri (2019) la norma INTE 06-07-03:2011 indica que C_F solo aplica a flexión. Los valores de ϕ_c utilizados para calcular la resistencia a la compresión paralela depende del estado límite, por lo tanto:

Cuadro 52. Valores de ϕ para compresión paralela

Estado límite	ϕ_c
Resistencia I	0,90
Servicio I	0,90
Evento extremo I	1,00
Evento extremo II	1,00
Fatiga	0,90

Fuente: AASHTO, 2012.

Al realizar el ajuste total, para los tres elementos se tiene que:

Cuadro 53. Ajuste total L = 6m, compresión paralela

Estado límite	C_λ	ϕ_c	Ajuste parcial	Ajuste total
Resistencia I	0,80	0,90	0,91	0,66
Servicio I	1,00	0,90	0,91	0,82
Evento extremo I	1,00	1,00	0,91	0,91
Evento extremo II	1,00	1,00	0,91	0,91
Fatiga	1,00	0,90	0,91	0,82

Fuente: Autoría propia, 2021.

Seguidamente se calcula el factor F_{cE} :

Cuadro 54. Cálculo de F_{cE} para vigas principales L = 6m

Parámetro	Valor
K	1,00
L (cm)	600
Le (cm)	600
KcE	0,52
d (cm)	80,00
FcE (kg/cm ²)	936,72

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 55. Cálculo de F_{cE} para vigas tablero L = 6m

Parámetro	Valor
K	1,00
L (cm)	290,00
Le (cm)	290,00
KcE	0,52
d (cm)	25,00
FcE (kg/cm ²)	391,58

Fuente: Autoría propia, 2021.

Dado que el factor C_p posee varios términos, se decidió separar el cálculo de su valor. Primero se determinó el valor de B, la columna Fc resulta del producto entre el ajuste total y Fc'.

Cuadro 56. Cálculo de B para viga principal L = 6m

Estado límite	Fc (kg/cm ²)	B	B def
Resistencia I	278,46	3,36	1,00
Servicio I	348,08	2,69	1,00
Evento extremo I	386,75	2,42	1,00
Evento extremo II	386,75	2,42	1,00
Fatiga	348,08	2,69	1,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 57. Cálculo de B para viga tablero L = 6m

Estado límite	Fc (kg/cm ²)	B	B def
Resistencia I	278,46	1,41	1,00
Servicio I	348,08	1,12	1,00
Evento extremo I	386,75	1,01	1,00
Evento extremo II	386,75	1,01	1,00
Fatiga	348,08	1,12	1,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Una vez definido el valor de B, se procedió a calcular los términos restantes:

$$\frac{1 + B}{2c}$$

$$\frac{B}{c}$$

Cuadro 58. Cálculo de términos de B para vigas principales, L =6m

Estado límite	(1+B)/2c	B/c
Resistencia I	1,25	1,25
Servicio I	1,25	1,25
Evento extremo I	1,25	1,25
Evento extremo II	1,25	1,25
Fatiga	1,25	1,25

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 59. Cálculo de términos de B para vigas tablero, L =6m

Estado límite	(1+B)/2c	B/c
Resistencia I	1,25	1,25
Servicio I	1,25	1,25
Evento extremo I	1,25	1,25
Evento extremo II	1,25	1,25
Fatiga	1,25	1,25

Fuente: Autoría propia, 2021.

Por lo tanto, se tiene que:

Cuadro 60. Cálculo de Pr para vigas principales, L = 6m

Estado límite	Fc (kg/cm ²)	Ag (cm ²)	C _p	Pr (kg)
Resistencia I	278,46	3200	0,69	615715,61
Servicio I	348,08	3200	0,69	769644,51
Evento extremo I	386,75	3200	0,69	855160,57
Evento extremo II	386,75	3200	0,69	855160,57
Fatiga	348,08	3200	0,69	769644,51

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 61. Cálculo de Pr para vigas tablero, L = 6m

Estado límite	Fc (kg/cm ²)	Ag (cm ²)	C _p	Pr (kg)
Resistencia I	278,46	500	0,69	96205,56
Servicio I	348,08	500	0,69	120256,95
Evento extremo I	386,75	500	0,69	133618,84
Evento extremo II	386,75	500	0,69	133618,84
Fatiga	348,08	500	0,69	120256,95

Fuente: Autoría propia, 2021.

Finalmente, se extraen las solicitaciones últimas y se realiza la verificación $\phi P_r \geq P_u$. Para esa verificación fue necesario convertir los valores de P_r de los cuadros anteriores a ton.

Cuadro 62. Solicitaciones últimas a compresión paralela de vigas principales $L = 6m$

Estado límite	Pu máx (ton)
Resistencia I yp máx	66,33
Resistencia I yp mín	62,12
Servicio I	40,16
E.ex ypmáx eqx	38,00
E.ex ypmáx eqy	38,00
E.ex ypmín eqx	33,81
E.ex ypmín eqy	33,81
E.ex II yp máx	27,07
E.ex II yp mín	22,89
Fatiga	46,48

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 63. Solicitaciones últimas a compresión paralela de vigas tablero $L = 6m$

Estado límite	Pu máx (ton)
Resistencia I yp máx	4,13
Resistencia I yp mín	3,92
Servicio I	2,42
E.ex ypmáx eqx	2,58
E.ex ypmáx eqy	2,58
E.ex ypmín eqx	2,37
E.ex ypmín eqy	2,37
E.ex II yp máx	9,41
E.ex II yp mín	9,19
Fatiga	2,99

Fuente: Autoría propia, 2021.

Como la inecuación se cumple, se da por terminado el diseño por compresión paralela de las vigas principales y tablero.

Diseño por tensión paralela

Los diseños por tensión paralela comparten los factores de ajuste presentados en la siguiente tabla. Cabe recordar que el factor C_{KF} ya está incluido en la resistencia de la madera presentada por Moya y col. (2012).

Cuadro 64. Factores de ajuste compartidos - Tensión

AASHTO LRFD	C_{KF}	C_m	C_i	C_λ	C_F
Valor	-	1	1	Según comb.	Calcular
Parcialmente ajustado					1,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las propiedades de la madera son:

Cuadro 65. Propiedades a tensión paralela de la madera

Propiedad	Valor
Densidad básica (g/cm^3)	1,10
Módulo de elasticidad (kg/cm^2)	131000
Ft' (kg/cm^2)	912

Fuente: Moya y col., 2012

En cuanto al factor de corrección por humedad C_M , la AASHTO no aplica reducciones por este criterio para el diseño por tensión, por lo tanto $C_M = 1,00$. De manera similar, C_F tampoco aplica por lo especificado en el diseño por compresión paralela. Los valores de ϕ_t utilizados para calcular la resistencia a la tensión paralela dependen del estado límite, por lo tanto:

Cuadro 66. Valores de ϕ para tensión paralela

Estado límite	ϕ_t
Resistencia I	0,80
Servicio I	0,80
Evento extremo I	1,00
Evento extremo II	1,00
Fatiga	0,80

Fuente: AASHTO, 2012.

De tal forma que el ajuste total queda de la siguiente manera:

Cuadro 67. Ajuste total $L = 6\text{m}$, tensión paralela

Estado límite	C_λ	ϕ_t	Ajuste parcial	Ajuste total
Resistencia I	0,80	0,80	1,00	0,64
Servicio I	1,00	0,80	1,00	0,80
Evento extremo I	1,00	1,00	1,00	1,00
Evento extremo II	1,00	1,00	1,00	1,00
Fatiga	1,00	0,80	1,00	0,80

Fuente: Autoría propia, 2021.

El siguiente paso es calcular el área transversal de los elementos y realizar el producto para obtener la resistencia a la tensión paralela P_{rt} .

Cuadro 68. Cálculo de P_{rt} para vigas principales, $L = 6\text{m}$

Estado límite	Ft' (kg/cm ²)	Ajuste total	An (cm ²)	P_{rt} (kg)
Resistencia I	912	0,64	3200	1867776,00
Servicio I	912	0,80	3200	2334720,00
Evento extremo I	912	1,00	3200	2918400,00
Evento extremo II	912	1,00	3200	2918400,00
Fatiga	912	0,80	3200	2334720,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 69. Cálculo de P_{rt} para vigas tablero, $L = 6\text{m}$

Estado límite	Ft' (kg/cm ²)	Ajuste total	An (cm ²)	P_{rt} (kg)
Resistencia I	912	0,64	500	291840,00
Servicio I	912	0,80	500	364800,00
Evento extremo I	912	1,00	500	456000,00
Evento extremo II	912	1,00	500	456000,00
Fatiga	912	0,80	500	364800,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Finalmente, se extraen las solicitaciones últimas y se realiza la verificación $P_{rt} \geq P_u$. Para esa verificación fue necesario convertir los valores de P_{rt} de los cuadros anteriores a ton.

Cuadro 70. Solicitaciones últimas a tensión paralela de vigas principales L = 6m

Estado límite	Pu máx (ton)
Resistencia I yp máx	66,33
Resistencia I yp mín	62,12
Servicio I	40,16
E.ex ypmáx eqx	38,00
E.ex ypmáx eqy	38,00
E.ex ypmín eqx	33,81
E.ex ypmín eqy	33,81
E.ex II yp máx	27,07
E.ex II yp mín	22,89
Fatiga	46,48

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 71. Solicitaciones últimas a tensión paralela de vigas tablero L = 6m

Estado límite	Pu máx (ton)
Resistencia I yp máx	4,13
Resistencia I yp mín	3,92
Servicio I	2,42
E.ex ypmáx eqx	2,58
E.ex ypmáx eqy	2,58
E.ex ypmín eqx	2,37
E.ex ypmín eqy	2,37
E.ex II yp máx	9,41
E.ex II yp mín	9,19
Fatiga	2,99

Fuente: Autoría propia, 2021.

Como la inecuación se cumple, y las resistencias son superiores a las cargas últimas, se da por finalizado el diseño por tensión paralela.

Diseño por flexión y compresión paralela

Para este diseño se deben arrastrar datos de los diseños individuales por flexión y compresión paralela, y ejecutar la siguiente verificación:

$$\left(\frac{P_u}{P_r}\right)^2 + \frac{M_u}{M_r\left(1 - \frac{P_u}{F_c E A_g}\right)} \leq 1,00$$

Como son datos de secciones anteriores, en la columna con el nombre "Ecuación" se presenta el resultado de la fórmula mostrada, y en la casilla de la par se ejecuta la verificación.

Cuadro 72. Revisión de vigas principales por flexión y compresión, L = 6m

Estado límite	Ecuación	Verificación
Resistencia I yp máx	0,15039	Cumple
Resistencia I yp mín	0,14142	Cumple
Servicio I	0,06875	Cumple
E.ex ypmáx eqx	0,05552	Cumple
E.ex ypmáx eqy	0,05552	Cumple
E.ex ypmín eqx	0,04236	Cumple
E.ex ypmín eqy	0,04236	Cumple
E.ex II yp máx	0,03510	Cumple
E.ex II yp mín	0,02985	Cumple
Fatiga	0,08373	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 73. Revisión de vigas tablero por flexión y compresión, L = 6m

Estado límite	Ecuación	Verificación
Resistencia I yp máx	0,37463	Cumple
Resistencia I yp mín	0,37109	Cumple
Servicio I	0,17038	Cumple
E.ex ypmáx eqx	0,14656	Cumple
E.ex ypmáx eqy	0,14656	Cumple
E.ex ypmín eqx	0,14438	Cumple
E.ex ypmín eqy	0,14438	Cumple
E.ex II yp máx	0,33555	Cumple
E.ex II yp mín	0,33526	Cumple
Fatiga	0,24909	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Dado que en todos los casos se satisface la relación de flexión y compresión paralela, se da por finalizado el diseño de las vigas principales y tablero.

Diseño por flexión y tensión paralela

Para este diseño se deben arrastrar datos de los diseños individuales por flexión y tensión paralela, y ejecutar las siguientes verificaciones:

$$\frac{P_u}{P_{rt}} + \frac{M_u}{M_r^*} \leq 1,00$$

$$\frac{M_u - \frac{d}{6}P_u}{M_r^{**}} \leq 1,00$$

Como son datos de secciones anteriores, en las columnas con los nombres "Ecuación 1" y "Ecuación 2" se presentan los resultados de las fórmulas mostradas (respectivamente).

Cuadro 74. Revisión de vigas principales por flexión y tensión paralela, L = 6m

Estado límite	Ecuación 1	Ecuación 2	Verificación
Resistencia I yp máx	0,1606	0,0969	Cumple
Resistencia I yp mín	0,1517	0,0922	Cumple
Servicio I	0,0772	0,0464	Cumple
E.ex ypmáx eqx	0,0617	0,0378	Cumple
E.ex ypmáx eqy	0,0617	0,0378	Cumple
E.ex ypmín eqx	0,0487	0,0269	Cumple
E.ex ypmín eqy	0,0487	0,0269	Cumple
E.ex II yp máx	0,0404	0,0230	Cumple
E.ex II yp mín	0,0345	0,0198	Cumple
Fatiga	0,0926	0,0571	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 75. Revisión de vigas tablero por flexión y tensión paralela, L = 6m

Estado límite	Ecuación 1	Ecuación 2	Verificación
Resistencia I yp máx	0,3685	0,3518	Cumple
Resistencia I yp mín	0,3650	0,3496	Cumple
Servicio I	0,1696	0,1617	Cumple
E.ex ypmáx eqx	0,1457	0,1387	Cumple
E.ex ypmáx eqy	0,1457	0,1387	Cumple
E.ex ypmín eqx	0,1434	0,1372	Cumple
E.ex ypmín eqy	0,1434	0,1372	Cumple
E.ex II yp máx	0,3262	0,2943	Cumple
E.ex II yp mín	0,3260	0,2951	Cumple
Fatiga	0,2458	0,2371	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

En todos los casos se cumplen las relaciones de flexión y tensión paralela, por lo tanto, se finaliza el diseño de vigas principales y tablero.

Diseño por deformaciones

Para el diseño por deformaciones se consideraron dos casos según Breyer (2007). El primero de ellos toma solo un 30 % de la carga a corto plazo (PL, LL, BR) y el segundo caso 2 veces la carga a largo plazo y 70 % de la carga a corto plazo. Las deformaciones permisibles también se calcularon según Breyer (2007) y las deformaciones máximas se extrajeron del modelo, de modo que:

Cuadro 76. Revisión de deformaciones por cargas a corto plazo $L = 6\text{m}$

Elemento	L (cm)	Df perm (cm)	Df perm (m)	Df máx (m)	Verificación
Viga principal	600	2,000	2,00E-02	2,19E-06	Cumple
Viga tablero	290	0,967	9,67E-03	1,08E-04	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 77. Revisión de deformaciones por cargas a largo plazo $L = 6\text{m}$

Elemento	L (cm)	Df perm (cm)	Df perm (m)	Df máx (m)	Verificación
Viga principal	600	2,000	2,00E-02	1,98E-04	Cumple
Viga tablero	290	0,967	9,67E-03	7,20E-04	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las deformaciones máximas son menores a las deformaciones permitidas, por lo tanto, los elementos cumplen por esta condición.

Diseño por compresión perpendicular y longitud de asiento mínima

Los diseños a compresión perpendicular comparten los factores de ajuste presentados en la siguiente tabla. Cabe recordar que el factor C_{KF} ya está incluido en la resistencia de la madera presentada por Moya y col. (2012). El factor C_M se toma como 0,67 según lo indica la tabla 8.4.4.3-1 de la Especificación AASHTO.

Cuadro 78. Factores de ajuste compartidos - Compresión perpendicular

AASHTO LRFD	C_{KF}	C_m	C_i	C_λ
Valor	-	0,67	1	Según comb.
Parcialmente ajustado				0,67

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las propiedades de la madera son:

Cuadro 79. Propiedades a compresión perpendicular de la madera

Propiedad	Valor
Densidad básica (g/cm^3)	1,10
Módulo de elasticidad (kg/cm^2)	131000
F_{cp}' (kg/cm^2)	396

Fuente: Moya y col., 2012

Los valores de ϕ_{cp} utilizados para calcular la resistencia a compresión perpendicular dependen del estado límite, por lo tanto:

Cuadro 80. Valores de ϕ para compresión perpendicular

Estado límite	ϕ_{cp}
Resistencia I	0,90
Servicio I	0,90
Evento extremo I	1,00
Evento extremo II	1,00
Fatiga	0,90

Fuente: AASHTO, 2012.

El factor C_b que se establece para la estimación de la resistencia a compresión paralela depende de la longitud de apoyo de la pieza. Para esto, primero es necesario determinar la longitud de asiento mínima, según lo establece el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (2013) en los Lineamientos. De modo que:

$$N = I(305 + 2,05L)(1 + 0,000125S^2) \quad (47)$$

Donde:

N: longitud de asiento mínima, [mm].

I: factor de importancia.

L: longitud de la superestructura, [m].

S: ángulo de sesgo, [grados].

Cuadro 81. Longitud de asiento mínima

Factor	Valor
Importancia	1
Longitud sup (m)	6,00
Ángulo de sesgo (°)	0
N (mm)	320
N (m)	0,32

Fuente: Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2013

Si la longitud de apoyo es mayor a 6 in, el valor de C_b es 1. Para este caso, dado que 32 cm equivalen a 12,60 in, C_b es 1 y no se debe calcular mediante su fórmula.

Se proponen 0,35 m de longitud de apoyo y 0,40 m de ancho de viga, el área de apoyo es $0,14 \text{ m}^2$. Los factores de ajuste totales para compresión perpendicular quedan de la siguiente manera:

Cuadro 82. Ajuste total L = 6m, compresión perpendicular

Estado límite	C_λ	ϕ_{cp}	Ajuste parcial	Ajuste total
Resistencia I	0,80	0,90	0,67	0,48
Servicio I	1,00	0,90	0,67	0,60
Evento extremo I	1,00	1,00	0,67	0,67
Evento extremo II	1,00	1,00	0,67	0,67
Fatiga	1,00	0,90	0,67	0,60

Fuente: Autoría propia, 2021.

La resistencia a compresión perpendicular ajustada es:

Cuadro 83. Cálculo de F_{cp} para vigas principales, $L = 6$ m

Estado límite	Ajuste total	Ab (cm^2)	Fcp (kg)	F_{cp} (ton)
Resistencia I	0,48	1400,00	267442,56	267,44
Servicio I	0,60	1400,00	334303,20	334,30
Evento extremo I	0,67	1400,00	371448,00	371,45
Evento extremo II	0,67	1400,00	371448,00	371,45
Fatiga	0,60	1400,00	334303,20	334,30

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las solicitaciones últimas para esta revisión corresponden a las reacciones en la base sobre el eje z, sus valores se muestran a continuación:

Cuadro 84. Solicitaciones últimas a compresión perpendicular de vigas principales, $L = 6$ m

Estado límite	Fu (máx)	¿Cumple?
Resistencia I yp máx	147,14	Sí
Resistencia I yp mín	133,97	Sí
Servicio I	92,25	Sí
E.ex ypmáx eqx	88,58	Sí
E.ex ypmáx eqy	88,58	Sí
E.ex ypmín eqx	75,81	Sí
E.ex ypmín eqy	75,81	Sí
E.ex II yp máx	63,51	Sí
E.ex II yp mín	50,73	Sí
Fatiga	91,97	Sí

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las resistencias calculadas para cada estado límite cumplen con las solicitaciones últimas del puente, por lo tanto, se da por finalizado el diseño compresión perpendicular.

Diseño de conexiones para cortante

A continuación se muestra un ejemplo del cálculo de conexiones entre vigas principales, para lo cual se parte de los datos para la superestructura de $L = 6\text{m}$. De secciones anteriores se tiene que los factores de ajuste para conexiones son:

Cuadro 85. Factores de ajuste para conexiones

Conexiones en cortante y extracción							Conexiones en cortante	
Factor	Kf	ϕ	C_M	C_t	C_{eg}	λ	C_δ	C_g
Valor	3,32	0,65	0,70	0,70	1,00	Según E.L	Calcular	Calcular
Productoria 1					1,06	-	-	-

Fuente: Autoría propia, 2021.

Se considera que una conexión trabaja a cortante cuando la carga se aplica de forma perpendicular a la longitud del tornillo, y en extracción cuando actúa de forma paralela a esta. Según las propiedades geométricas de los tornillos ASTM A325 del apéndice L2 del NDS (ver Anexo 2), se tiene que para un tornillo de 5/8 in de diámetro y 6 in de longitud:

Cuadro 86. Características según el diámetro del tornillo

Diámetro (in)	0,63
Dr (in)	0,47
E (in)	0,41
H (in)	0,38
F (in)	15/16
N (in)	5,00

Fuente: American Wood Council, 2017.

Cuadro 87. Características según longitud del tornillo

L (in)	6,00
S(in)	2,50
T (in)	3,50
T - E (in)	3,09

Fuente: American Wood Council, 2017.

El esfuerzo de cedencia F_{yb} de los tornillos ASTM A325 es de 660 MPa (aproximadamente 95725 psi) según González (2013). Las conexiones unen al elemento de madera y una placa de acero ASTM A36 de 1 in de espesor. La resistencia a la tracción F_u para este acero se encuentra entre 58 y 80 ksi según Aceros Cartago (2021).

El NDS establece seis ecuaciones de cedencia para determinar la resistencia básica en cortante, estas ecuaciones se pueden consultar en Anexo 1, y dependen, entre otras variables, de un

factor K_θ , donde θ es el ángulo entre 0° y 90° al cual actúa la carga, medido respecto a la dirección de las fibras. Para este proyecto las cargas cortantes solo actúan a 90° y por extracción.

Considerando que:

F_{yb} : esfuerzo de cedencia del tornillo, [psi].

K_θ y R_d : según tabla 12.3.1.B del NDS.

G_m : gravedad específica de la madera según Moya y col. (2012).

F_{em} : calculado como $11200 * G_m$, según NDS [psi].

F_u : resistencia a la tracción de la placa, [psi].

F_{es} : depende del espesor de la placa. Si el espesor es $\geq 0,25$ in entonces $F_{es} = 1,50 * F_u$, de lo contrario $F_{es} = 1,375 * F_u$, [psi].

R_e : F_{em} / F_{es}

l_s : longitud que penetra el tornillo en miembro lateral (placa), [in].

l_m : definido de dos formas: si esta longitud es $10D \leq$ entonces se toma como la longitud que penetra el tornillo en el miembro principal, de lo contrario se toma como la longitud total del tornillo, [in].

Se tiene que:

Cuadro 88. Datos iniciales para $\theta = 90$

Diámetro (in)	0,63
Fyb (psi)	95725,00
θ	90,00
K_θ	1,25
Rd - Modo I	5,00
Rd - Modo II	4,50
Rd - Modos III y IV	4,00
Gm	0,57
Fem (psi)	6384,00
Fu - A36 (psi)	60000,00
Fes (psi)	90000,00
Re	0,07
ls (in)	1,00
10D (in)	6,25
L - ls (in)	5,00
lm (in)	4,59

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para ejecutar las ecuaciones de cedencia del NDS es recomendable calcular algunos términos de primero. Siguiendo esto se tiene que:

Cuadro 89. Cálculo de términos para $\theta = 90$

Re	0,07
1 + Re	1,07
2 + Re	2,07
1 + 2Re	1,14
Rt	4,59
1 + Rt	5,59
1 + Rt + Rt ²	26,70
$K\theta$	1,25
K1	0,18
K2	0,53
K3	5,19

Fuente: Autoría propia, 2021.

Al ejecutar las ecuaciones de cedencia para cortante simple con los valores, anteriormente indicados, se obtienen las siguientes resistencias básicas:

Cuadro 90. Resistencia básica Z para $\theta = 90$

Modo	Z (lb)
Im	3665,81
Is	11250,00
II	2245,45
III _m	2142,92
III _s	2498,53
IV	1904,73
Rige	1904,73

Fuente: Autoría propia, 2021.

Ahora se procede a calcular la resistencia básica para conexiones en extracción.

$$w = 1800G^{3/2} * D^{3/4}$$

$$W = w(T - E)$$

Cuadro 91. Resistencia básica W

Parámetro	Valor
G	0,57
D (in)	0,63
w (lb/in)	544,50
T - E (in)	3,09
W (lb)	1684,53

Fuente: Autoría propia, 2021.

Una vez que ya se tienen las resistencias básicas, se procede a calcular los factores de ajuste faltantes.

- Cálculo de C_{Δ}

Para que $C_{\Delta} = 1,00$ y no represente una reducción en la resistencia de la conexión, se deben respetar y calcular distancias finales mínimas, espaciados mínimos en una misma fila, espaciados mínimos entre filas y distancia mínima al borde. De forma tal que:

Cuadro 92. Distancias finales mínimas [in]

Dirección de la carga	Distancias finales	
	Mínima para C = 0,50	Mínima para C = 1,00
Perpendicular al grano	1,25	2,50
Paralela al grano (Compresión)	1,25	2,50

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 93. Espaciados mínimos en una misma fila [in]

Dirección de la carga	Espaciados requeridos en una misma fila	
	Mínimo	Mínimo para C = 1,00
Paralela al grano	1,87	2,50
Perpendicular al grano	1,87	-

Fuente: Autoría propia, 2021.

El espacio mínimo entre filas y las distancias al borde dependen de un factor l/D , de modo que:

Cuadro 94. Cálculo de I/D

Is (in)	1,00
Im (in)	4,59
D (in)	0,63
Is/D	1,60
Im/D	7,35
I/D	1,60

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 95. Espaciados mínimos entre filas

Dirección de la carga	Espaciados mínimos entre filas
Paralelo al grano (in)	0,94
Perpendicular al grano (in)	1,56

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 96. Distancias mínimas al borde

Paralela al grano (in)	0,94
Perpendicular al grano (in)	-
Borde cargado	2,50
Borde no cargado	0,94

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para determinar las dimensiones de la placa, se tiene que:

$$Ancho = d_{bc} + d_{bnc} + (Filas - 1) * d_{ef}$$

$$Largo = 2d_f + (n - 1) * d_{mf}$$

Donde:

d_{bc} : distancia al borde cargado, [in].

d_{bnc} : distancia al borde no cargado, [in].

Filas: número de filas de tornillos.

d_{ef} : distancia entre filas, [in].

d_f : distancia final, [in].

n: número de tornillos en una misma fila.

d_{mf} : distancia entre tornillos de una misma fila, [in].

Considerando:

d_{bc} : 2,50 in.

d_{bnc} : 1,50 in.

Filas: 7

d_{ef} : 2,00 in.

d_f : 2,50 in.

n: 6

d_{mf} : 2,50 in.

Para que $C_{\Delta} = 1,00$, se propone:

Cuadro 97. Dimensiones placa ASTM para $L = 6m$

Dimensión	Valor
Espesor (in)	1,00
Ancho (in)	16,00
Largo (in)	17,50

Fuente: Autoría propia, 2021.

- Cálculo de C_g

Para calcular el factor de grupo primero se calcularon algunos parámetros iniciales:

Cuadro 98. Parámetros para cálculo de C_g

Parámetro	Valor
n	5,00
Em (psi)	1863278,50
Es (psi)	29000000,00
Am (in ²)	620,00
As (in ²)	14,00
EsAs	406000000,00
EmAm	17980035960,07
Rea	406000000,00
D (in)	0,63
g	133408,59
s	2,00
u	1,00
m	0,97

A partir de ellos se tiene que:

Cuadro 99. Cálculo de C_g

Factor	Valor
m^n	0,88
m^{2n}	0,77
$m(1 - m^{2n})$	0,22
$Rea * m^n$	356644534,09
$n(1 + Rea * m^n)$	1783222675,47
$1+m$	1,97
C_g	1,00

Seguidamente se procedió a determinar las solicitaciones últimas que deben soportar las conexiones. Para esto se establecieron dos casos: cortante sobre el perno (carga sobre eje local 2) y extracción (carga sobre eje local 3). Los máximos se extrajeron del diseño de madera por cortante, en donde la carga por extracción corresponde al V_u del estado límite de evento extremo II y el cortante del perno al máximo entre los otros estados límite). Entonces, se tiene que:

Cuadro 100. Solicitaciones últimas de viga principal para conexiones

Caso	V_u (ton)	Estado límite
Cortante máximo	38,48	Resistencia I yp máx
Extracción	98,39	E.ex II yp máx

Fuente: Autoría propia, 2021.

Como C_λ depende del estado límite evaluado, se tiene que:

Cuadro 101. C_λ para vigas principales

Caso	Estado límite	λ
Cortante máximo	Resistencia I yp máx	0,80
Extracción	E.ex II yp máx	1,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Entonces las productorias de los factores de ajuste para las conexiones en cortante quedan de la siguiente manera:

Cuadro 102. Ajuste total para conexiones en cortante

Caso	Estado límite	λ	C_Δ	C_g	Productoria 1	Productoria 2
Cortante máximo	Resistencia I yp máx	0,80	1,00	1,00	1,06	0,85
Extracción	E.ex II yp máx	1,00	-	-	1,06	1,06

Fuente: Autoría propia, 2021.

De los datos de entrada para calcular C_{Δ} se tiene que son 6 tornillos por fila y 7 filas, entonces en total son 42 tornillos por placa. Para obtener la resistencia por placa es necesario multiplicar las resistencias ajustadas por el total de tornillos. Entonces:

Cuadro 103. Resistencia Z ajustada por placa - vigas principales con $\theta = 90$

Caso	Z (lb)	Z' (lb)	Total tornillos	Z' ajustada final (lb)
Cortante máximo	1904,73	1611,28	42	67673,58

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 104. Resistencia W ajustada por placa - vigas principales

Caso	W (psi)	W' (lb)	Total tornillos	W' ajustada final (lb)
Cortante máximo	1684,53	1781,26	42	74812,96

Fuente: Autoría propia, 2021.

Los valores de cortante y carga axial están en toneladas y la resistencia en libras, entonces es necesario convertir las solicitaciones a libras. Si se considera un total de 4 placas por conexión, se tiene que cada placa debe resistir 1/4 de V_u . Aplicando todo lo anterior se tiene que:

Cuadro 105. Cargas por placa - vigas principales

Caso	V_u (lb)
Cortante máximo	21207,51
Extracción	54228,80

Fuente: Autoría propia, 2021.

Finalmente se verifica que $Z_{total} \geq V_u$ y $W_{total} \geq V_u$, según los ejes locales de acción. En este caso cumple, entonces se da por finalizado el diseño de las conexiones a cortante.

Diseño de conexiones a flexión y axial

El procedimiento es similar al desarrollado para conexiones bajo cortante. Para que las conexiones resistan, se debe tomar el momento último y dividirlo por un brazo de palanca para obtener una fuerza par. Seguidamente, se debe observar la dirección en la que actúa sobre el tornillo. Para este caso, genera fuerzas cortantes sobre el tornillo de forma paralela a las fibras de la madera, por lo tanto, la condición a analizar es: cortante a $\theta = 0$. La carga axial de las vigas actúa en la misma dirección.

Las características geométricas del perno y distancias mínimas de las conexiones a flexión y axial son las mismas que para cortante. El M_u máximo es 30,94 ton-m en el estado límite de resistencia I con y_p máximo y la axial máxima 66,33 ton. A raíz de eso se propone:

- N° de pernos por fila: 4
- N° de filas: 5

Por lo tanto:

Cuadro 106. Resistencia ajustada por tornillo para conexiones en flexión y axial

Caso	Estado límite	Z par (lb)	Z' par (lb)
Flexión y axial máxima	Resistencia I y_p máx	2380,91	2018,05

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para 20 tornillos:

Cuadro 107. Resistencia ajustada por placa para momento

Caso	Z' par (lb)	Total tornillos	Z' par ajustada final (lb)
Flexión y axial máxima	2018,05	20	40361,01

Fuente: Autoría propia, 2021.

El momento último corresponde a aquel generado sobre la viga, y se extrajo del máximo valor en el diseño por flexión. A continuación se calcula la fuerza par que genera dicho momento, con un brazo de palanca de 0.8250 m (peralte de la viga + espesor de placa).

Cuadro 108. Cálculo de fuerza par

Caso	Mu (ton-m)	Brazo (m)	Pu (ton)
Momento máximo	30,94	0,8250	37,484

Fuente: Autoría propia, 2021.

Dado que la fuerza par y la carga axial están en ton, se deben convertir a libras y dividir por 4 (porque son 4 placas) para poder realizar la comparación. El resultado de esto es 20659,73 lb y 36557,28 lb, respectivamente, que son menores a la resistencia de la conexión 40361,01 lb. De esta forma, se finaliza el diseño de conexiones por flexión y axial.

Revisión del acero de las conexiones

Antes de dar por terminado el diseño de conexiones se deben hacer unas últimas verificaciones, las cuales tienen como referencia el Steel Construction Manual de American Institute of Steel Construction (2017). De los dos apartados anteriores se tienen las siguientes tablas resumen:

Cuadro 109. Resumen de conexiones para cortante

Parámetro	Valor
a (in)	16,00
b (in)	17,50
Vu (lb)	54228,80
t placa (in)	1,00
N°	6,00
Filas	7,00
Diámetro (in)	0,63
T - E (in)	3,09
Al borde (in)	2,50

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 110. Resumen de conexiones para flexión y axial

Parámetro	Valor
a (in)	12,00
b (in)	12,50
Mu (ton-m)	30,94
Pu (lb)	36557,28
t placa (in)	1,00
N° pernos	4,00
Filas	5,00
Diámetro (in)	0,63
Brazo (m)	0,83
T - E (in)	3,09
Al borde (in)	2,50

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para las conexiones a flexión solo se debe hacer una verificación, mientras que para las conexiones bajo cargas cortantes y axiales, se deben verificar por tensión y compresión, como se muestra:

- Revisión por tensión: yielding, ruptura a tensión.
- Revisión por compresión: ruptura del perno, resistencia de perforaciones, Tearout.

Revisión por tensión

De la ecuación J4-1 del AISC se tiene que:

$$\phi R_n = \phi F_y A_g \quad (48)$$

Donde:

ϕ : 0,90

F_y : Fy de la placa, [psi].

A_g : área bruta, [in^2].

Cuadro 111. Cálculo por yielding para cortante

Parámetro	Valor
A_g (in ²)	16,00
F_y (psi)	36000,00
ϕ	0,90
ϕR_n (psi)	518400,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 112. Revisión por yielding para cortante

V_u (lb)	54228,80
ϕR_n (psi)	518400,00
$R_u \leq \phi R_n$	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 113. Cálculo por yielding para axial

Parámetro	Valor
A_g (in ²)	12,00
F_y (psi)	36000,00
ϕ	0,90
ϕR_n (psi)	388800,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 114. Revisión por yielding para axial

P_u (lb)	36557,28
ϕR_n (psi)	388800,00
$R_u \leq \phi R_n$	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

De la ecuación J4-2 del AISC se tiene que:

$$\phi R_n = \phi F_u A_e \quad (49)$$

$$A_e = A_g - A_t \quad (50)$$

Donde:

ϕ : 0,75

F_u : Fu de la placa, [psi].

A_e : área neta efectiva, [in^2].

A_t : área de los pernos en la dirección analizada, [in^2]

Cuadro 115. Cálculo por ruptura para cortante

Parámetro	Valor
Ae (in2)	11,63
Fu (psi)	60000,00
ϕ	0,75
ϕR_n (psi)	523125,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 116. Revisión por ruptura para cortante

Vu (lb)	54228,80
ϕR_n (psi)	523125,00
$R_u \leq \phi R_n$	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 117. Cálculo por ruptura para axial

Parámetro	Valor
Ae (in2)	9,50
Fu (psi)	60000,00
ϕ	0,75
ϕR_n (psi)	427500,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 118. Revisión por ruptura para axial

Pu (lb)	36557,28
ϕR_n (psi)	427500,00
$R_u \leq \phi R_n$	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

El acero de la conexión cumple con la revisión por tensión.

Revisión por compresión

Para la revisión a compresión, se debe tomar como límite superior el menor valor entre:

- Ruptura de perno, ecuación J3-1.

$$\phi R_n = \phi F_n A_b \quad (51)$$

Donde:

ϕ : 0,75.

F_n : esfuerzo de tensión F_{nt} , según la tabla J3.2

A_b : área nervada del perno, [in^2].

- Resistencia de perforaciones, ecuación J3-6a.

$$R_n = 1, 2l_c t F_u \quad (52)$$

$$R_n = 2, 4dt F_u \quad (53)$$

Donde:

F_u : F_u de la placa, [psi].

d : diámetro nominal del perno, [in].

l_c : distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de la perforación y la perforación adyacente o el borde del material, [in].

t : espesor de la placa, [in].

- Tearout, ecuación J3-6c.

$$R_n = 1, 01l_c t F_u \quad (54)$$

$$R_n = 2, 0dt F_u \quad (55)$$

Donde:

F_u : F_u de la placa, [psi].

d : diámetro nominal del perno, [in].

l_c : distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de la perforación y la perforación adyacente o el borde del material, [in].

t : espesor de la placa, [in].

Para cortante:

Cuadro 119. Revisión de ruptura de perno - cortante

Parámetro	Valor
Ab (in ²)	1,93
Fnt (psi)	90000
ϕ	0,75
$\phi Rn'$ (psi)	130517,58
ϕRn (psi)	5481738,281

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 120. Revisión de resistencia de perforaciones - cortante

Parámetro	Valor
Fu (psi)	60000
d (in)	0,63
lc (in)	2,5
t (in)	1,00
$1,2*lc*t*Fu$	180000
$2,4*d*t*Fu$	90000
ϕ	0,75
$\phi Rn'$ (psi)	67500
ϕRn (psi)	2835000

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 121. Revisión por Tearout - cortante

Parámetro	Valor
Fu (psi)	60000
d (in)	0,63
lc (in)	2,5
t (in)	1,00
$1,01*lc*t*Fu$	151500
$3*d*t*Fu$	112500
ϕ	0,75
$\phi Rn'$ (psi)	84375
ϕRn (psi)	3543750

Fuente: Autoría propia, 2021.

La resistencia de perforaciones es la condición que predomina y con ella se debe hacer la revisión de $R_u \leq \phi R_n$, por lo tanto:

Cuadro 122. Revisión de cortante en perforaciones

Parámetro	Valor
Vu (lb)	54228,80
ϕ Rn (psi)	2835000,00
Ru $\leq \phi$ Rn	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para axial:

Cuadro 123. Revisión de ruptura de perno - axial

Parámetro	Valor
Ab (in ²)	1,93
Fnt (psi)	90000
ϕ	0,75
ϕ Rn' (psi)	130517,58
ϕ Rn (psi)	2610351,563

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 124. Revisión de resistencia de perforaciones - axial

Parámetro	Valor
Fu (psi)	60000
d (in)	0,75
lc (in)	2,5
t (in)	1,00
1,2*lc*t*Fu	180000
2,4*d*t*Fu	108000
ϕ	0,75
ϕ Rn' (psi)	81000
ϕ Rn (psi)	1620000

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 125. Revisión por Tearout - axial

Parámetro	Valor
Fu (psi)	60000
d (in)	0,63
lc (in)	2,5
t (in)	1,00
$1,01*lc*t*Fu$	151500
$3*d*t*Fu$	112500
ϕ	0,75
$\phi Rn'$ (psi)	84375
ϕRn (psi)	1687500

Fuente: Autoría propia, 2021.

La resistencia de perforaciones es la condición que predomina y con ella se debe hacer la revisión de $R_u \leq \phi R_n$, por lo tanto:

Cuadro 126. Revisión de axial en perforaciones

Parámetro	Valor
Pu (lb)	36557,28
ϕRn (psi)	1620000,00
$R_u \leq \phi Rn$	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

El acero de la conexión cumple con la revisión por compresión.

Revisión por flexión

Datos de entrada y cálculo de resistencia a flexión:

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} \quad (56)$$

$$Z_x = \frac{A * y}{2} \quad (57)$$

$$1,6S_x = 1,6 \frac{I_x}{y} \quad (58)$$

$$\phi M_n = 0,90 F_y S_x \quad (59)$$

Donde:

b: base de la placa, [in].

h: altura de la placa, [in].

y: altura del eje neutro, [in].

A: área, [in^2].

Fy: Fy de la placa, [psi].

ϕ Mn: resistencia a flexión de la placa, [lb-in].

Cuadro 127. Cálculo de resistencia a flexión de la placa

Parámetro	Valor
a (in)	12,00
b (in)	12,50
y (in)	6,00
Ix (in^4)	1953,13
A (in^2)	150,00
Zx (in^3)	450,00
1,6Sx (in^3)	520,83
Fy (psi)	36000,00
ϕ Mn (lb-in)	14580000

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 128. Revisión de capacidad a flexión de la placa

Parámetro	Valor
Mu (ton-m)	30,94
Mu (lb-in)	2685438,94
Mu /placa (lb-in)	671359,74
ϕ Mn (lb-in)	14580000,00
$Mu \leq \phi$ Mn	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

El parámetro "Mu/placa" considera el momento último distribuido en 4 placas, para hacer la comparación con la resistencia de manera individual. El acero de la conexión cumple con los requerimientos por flexión.

Apéndice 4. Diseño de baranda peatonal.

La baranda peatonal también se debe diseñar estructuralmente, siguiendo los lineamientos de la Especificación AASHTO. Las cargas que debe resistir son:

- De manera longitudinal y vertical simultáneamente, 0,0744 ton - m.
- En la parte superior de los elementos horizontales, una carga puntual de 0,091 ton.
- En los postes, sobre el centro de gravedad del elemento horizontal más superior, una carga puntual de $0,20 + 0,050L$ (kips), con L la longitud de las vigas en ft. Como resultado: 0,579 ton.

Para transferir dichas cargas, las secciones transversales propuestas son de 0,14 m x 0,10 m para los postes y vigas. El diseño se trabajó en módulos de 2 metros, con dos postes y 4 vigas. A continuación se muestra el procedimiento llevado a cabo para el diseño estructural de la baranda peatonal.

Diseño por flexión

Siguiendo el mismo procedimiento para el diseño por flexión de las vigas principales y tablero, se tiene que:

Cuadro 129. Cálculo de resistencia a flexión, viga baranda

Estado límite	Ajuste total	S	Mr (kg-cm)
Resistencia I	0,69	333,20	219227,90
Servicio I	0,86	333,20	274034,87
Evento extremo I	1,02	333,20	322393,97
Evento extremo II	1,02	333,20	322393,97
Fatiga	0,86	333,20	274034,87

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 130. Cálculo de resistencia a flexión, postes baranda

Estado límite	Ajuste total	S	Mr (kg-cm)
Resistencia I	0,72	333,20	228396,29
Servicio I	0,90	333,20	285495,37
Evento extremo I	1,06	333,20	335876,90
Evento extremo II	1,06	333,20	335876,90
Fatiga	0,90	333,20	285495,37

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 131. Solicitaciones últimas, vigas baranda

Estado límite	Mmax (ton-m)
Resistencia I yp máx	0,1001
Resistencia I yp mín	0,0958
Servicio I	0,0399
E.ex ypmáx eqx	0,0651
E.ex ypmáx eqy	0,0651
Fatiga	0,0793

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 132. Solicitaciones últimas, postes baranda

Estado límite	Mmax (ton-m)
Resistencia I yp máx	0,4197
Resistencia I yp mín	0,4197
Servicio I	0,2399
E.ex ypmáx eqx	0,1613
E.ex ypmáx eqy	0,1613
Fatiga	0,3598

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para todos los estados límite se cumple la relación $Mu \leq \phi Mn$, por lo tanto, se da por finalizado el diseño por flexión de los postes y vigas de la baranda peatonal.

Diseño por cortante

Siguiendo el mismo procedimiento para el diseño por cortante de las vigas principales y tablero, se tienen los siguientes factores de ajuste:

Cuadro 133. Ajuste total para el diseño por cortante de la baranda peatonal

Estado límite	C_λ	ϕ_v	Ajuste parcial	Ajuste total
Resistencia I	0,80	0,75	1,00	0,60
Servicio I	1,00	0,75	1,00	0,75
Evento extremo I	1,00	1,00	1,00	1,00
Evento extremo II	1,00	1,00	1,00	1,00
Fatiga	1,00	0,75	1,00	0,75

Fuente: Autoría propia, 2021.

La resistencia al cortante total ajustada, es la siguiente:

Cuadro 134. Resistencia al cortante total ajustada

Estado límite	Vn (kg)	Vr (kg)	Vr (ton)
Resistencia I	5902,40	3541,44	3,54
Servicio I	5902,40	4426,80	4,43
Evento extremo I	5902,40	5902,40	5,90
Evento extremo II	5902,40	5902,40	5,90
Fatiga	5902,40	4426,80	4,43

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las solicitudes últimas son:

Cuadro 135. Solicitaciones últimas a cortante, vigas baranda

Estado límite	V máx (ton)
Resistencia I yp máx	0,3125
Resistencia I yp mín	0,2992
Servicio I	0,1808
E.ex ypmáx eqx	0,1934
E.ex ypmáx eqy	0,1934
Fatiga	0,2477

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 136. Solicitaciones últimas a cortante, poste baranda

Estado límite	V máx (ton)
Resistencia I yp máx	0,6669
Resistencia I yp mín	0,6669
Servicio I	0,3811
E.ex ypmáx eqx	0,2833
E.ex ypmáx eqy	0,2833
Fatiga	0,5717

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para todos los estados límite se cumple la relación $V_u \leq \phi M_n$, por lo tanto, se da por finalizado el diseño de los postes y vigas de la baranda peatonal.

Diseño por compresión paralela

Siguiendo el mismo procedimiento para el diseño por compresión paralela de las vigas principales y tablero, se tienen los siguientes valores para FcE:

Cuadro 137. Cálculo de FcE para vigas baranda

Parámetro	Valor
K	1,00
L (cm)	200,00
Le (cm)	200,00
KcE	0,52
d (cm)	14,00
FcE (kg/cm ²)	258,19

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 138. Cálculo de FcE para poste baranda

Parámetro	Valor
K	1,00
L (cm)	145,00
Le (cm)	145,00
KcE	0,52
d (cm)	14,00
FcE (kg/cm ²)	491,20

Fuente: Autoría propia, 2021.

Los factores de ajuste para el diseño por compresión paralela son los siguientes:

Cuadro 139. Factores de ajuste para compresión paralela, baranda peatonal

Estado límite	C_λ	ϕ_c	Ajuste parcial	Ajuste total
Resistencia I	0,80	0,9	0,91	0,66
Servicio I	1,00	0,90	0,91	0,82
Evento extremo I	1,00	1,00	0,91	0,91
Evento extremo II	1,00	1,00	0,91	0,91
Fatiga	1,00	0,90	0,91	0,82

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para el cálculo de B:

Cuadro 140. Cálculo de B para vigas baranda

Estado límite	Fc (kg/cm ²)	B	B def
Resistencia I	278,46	0,93	0,93
Servicio I	348,08	0,74	0,74
Evento extremo I	386,75	0,67	0,67
Evento extremo II	386,75	0,67	0,67
Fatiga	348,08	0,74	0,74

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 141. Cálculo de B para poste baranda

Estado límite	Fc (kg/cm ²)	B	B def
Resistencia I	278,46	1,76	1,00
Servicio I	348,08	1,41	1,00
Evento extremo I	386,75	1,27	1,00
Evento extremo II	386,75	1,27	1,00
Fatiga	348,08	1,41	1,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Se continua con los factores de B:

Cuadro 142. Cálculo de factores de B para vigas baranda

Estado límite	(1+B)/2c	B/c
Resistencia I	1,20	1,16
Servicio I	1,09	0,93
Evento extremo I	1,04	0,83
Evento extremo II	1,04	0,83
Fatiga	1,09	0,93

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 143. Cálculo de factores de B para poste baranda

Estado límite	(1+B)/2c	B/c
Resistencia I	1,25	1,25
Servicio I	1,25	1,25
Evento extremo I	1,25	1,25
Evento extremo II	1,25	1,25
Fatiga	1,25	1,25

Fuente: Autoría propia, 2021.

La resistencia a compresión paralela es:

Cuadro 144. Cálculo de resistencia a compresión paralela vigas baranda

Estado límite	Fc (kg/cm ²)	Ag (cm ²)	Cp	Pr (kg)
Resistencia I	278,46	142,8	0,66	26414,96
Servicio I	348,08	142,8	0,58	28869,03
Evento extremo I	386,75	142,8	0,54	29848,16
Evento extremo II	386,75	142,8	0,54	29848,16
Fatiga	348,08	142,8	0,58	28869,03

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 145. Cálculo de resistencia a compresión paralela postes baranda

Estado límite	Fc (kg/cm ²)	Ag (cm ²)	Cp	Pr (kg)
Resistencia I	278,46	142,8	0,69	27476,31
Servicio I	348,08	142,8	0,69	34345,39
Evento extremo I	386,75	142,8	0,69	38161,54
Evento extremo II	386,75	142,8	0,69	38161,54
Fatiga	348,08	142,8	0,69	34345,39

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las solicitaciones últimas son:

Cuadro 146. Solicitaciones últimas por compresión paralela, vigas baranda

Estado límite	P máx (ton)
Resistencia I yp máx	1,39
Resistencia I yp mín	1,37
Servicio I	0,80
E.ex ypmáx eqx	0,81
E.ex ypmáx eqy	0,81
Fatiga	1,17

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 147. Solicitaciones últimas por compresión paralela, poste baranda

Estado límite	P máx (ton)
Resistencia I yp máx	1,28
Resistencia I yp mín	1,28
Servicio I	0,74
E.ex ypmáx eqx	0,80
E.ex ypmáx eqy	0,80
Fatiga	0,99

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para todos los estados límite se cumple que $P_u \leq \phi P_n$, por lo tanto, se da por finalizado el diseño por compresión paralela para las vigas y postes de la baranda peatonal.

Diseño por tensión paralela

Siguiendo el mismo procedimiento para el diseño por tensión paralela de las vigas principales y tablero, se tienen los siguientes factores de ajuste:

Cuadro 148. Factores de ajuste para tensión paralela, baranda peatonal

Estado límite	C_λ	ϕ_c	Ajuste parcial	Ajuste total
Resistencia I	0,80	0,80	1,00	0,64
Servicio I	1,00	0,80	1,00	0,80
Evento extremo I	1,00	1,00	1,00	1,00
Evento extremo II	1,00	1,00	1,00	1,00
Fatiga	1,00	0,80	1,00	0,80

Fuente: Autoría propia, 2021.

La resistencia ajustada es:

Cuadro 149. Cálculo de resistencia ajustada por tensión paralela, baranda

Estado límite	Ft' (kg/cm ²)	Ajuste total	An (cm ²)	Prt (kg)
Resistencia I	912	0,64	142,8	83349,50
Servicio I	912	0,80	142,8	104186,88
Evento extremo I	912	1,00	142,8	130233,60
Evento extremo II	912	1,00	142,8	130233,60
Fatiga	912	0,80	142,8	104186,88

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las solicitaciones últimas son:

Cuadro 150. Solicitaciones últimas a tensión paralela vigas baranda

Estado límite	Pu máx (ton)
Resistencia I yp máx	1,39
Resistencia I yp mín	1,37
Servicio I	0,80
E.ex ypmáx eqx	0,81
E.ex ypmáx eqy	0,81
Fatiga	1,17

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 151. Solicitaciones últimas a tensión paralela poste baranda

Estado límite	Pu máx (ton)
Resistencia I yp máx	1,28
Resistencia I yp mín	1,28
Servicio I	0,74
E.ex ypmáx eqx	0,80
E.ex ypmáx eqy	0,80
Fatiga	0,99

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para todos los estados límite se cumple que $Pu \leq \phi Prt$, por lo tanto, se da por finalizado el diseño por tensión paralela para las vigas y postes de la baranda peatonal.

Diseño por flexión y compresión paralela

De manera similar al diseño de vigas principales y tablero, el diseño por flexión y compresión de la baranda peatonal arrastra valores de diseño obtenidos anteriormente. Al ejecutar inecuación, su resultado es:

$$\left(\frac{P_u}{P_r}\right)^2 + \frac{M_u}{M_r\left(1 - \frac{P_u}{F_c E A_g}\right)} \leq 1,00$$

Cuadro 152. Revisión de vigas de baranda por flexión y compresión

Estado límite	Ecuación	Verificación
Resistencia I yp máx	0,05022	Cumple
Resistencia I yp mín	0,04810	Cumple
Servicio I	0,01564	Cumple
E.ex ypmáx eqx	0,02139	Cumple
E.ex ypmáx eqy	0,02139	Cumple
Fatiga	0,03152	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 153. Revisión de postes de baranda por flexión y compresión

Estado límite	Ecuación	Verificación
Resistencia I yp máx	0,18935	Cumple
Resistencia I yp mín	0,18935	Cumple
Servicio I	0,08538	Cumple
E.ex ypmáx eqx	0,04900	Cumple
E.ex ypmáx eqy	0,04900	Cumple
Fatiga	0,12866	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

En todos los estados límite evaluados se satisface la relación de flexión y compresión paralela, se da por finalizado el diseño de vigas y postes de baranda peatonal.

Diseño por flexión y tensión paralela

Para este diseño se deben arrastrar datos de los diseños individuales por flexión y tensión paralela, y ejecutar las siguientes verificaciones:

$$\frac{P_u}{P_{rt}} + \frac{M_u}{M_r^*} \leq 1,00$$

$$\frac{M_u - \frac{d}{6}P_u}{M_r^{**}} \leq 1,00$$

Como son datos de secciones anteriores, en las columnas con los nombres "Ecuación 1" y "Ecuación 2" se presentan los resultados de las fórmulas mostradas (respectivamente), y en la casilla de la par se ejecuta la verificación para ambos casos.

Cuadro 154. Revisión de vigas de baranda peatonal por flexión y tensión paralela

Estado límite	Ecuación 1	Ecuación 2	Verificación
Resistencia I yp máx	0,0594	0,0308	Cumple
Resistencia I yp mín	0,0573	0,0291	Cumple
Servicio I	0,0213	0,0077	Cumple
E.ex ypmáx eqx	0,0251	0,0143	Cumple
E.ex ypmáx eqy	0,0251	0,0143	Cumple
Fatiga	0,0382	0,0190	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 155. Revisión de postes de baranda peatonal por flexión y tensión paralela

Estado límite	Ecuación 1	Ecuación 2	Verificación
Resistencia I y p máx	0,1943	0,1707	Cumple
Resistencia I y p mín	0,1943	0,1707	Cumple
Servicio I	0,0889	0,0780	Cumple
E.ex y p máx eqx	0,0529	0,0425	Cumple
E.ex y p máx eqy	0,0529	0,0425	Cumple
Fatiga	0,1322	0,1179	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

En todos los casos se cumplen las relaciones de flexión y tensión paralela, por lo tanto, se finaliza el diseño de vigas y postes de baranda peatonal por esta condición.

Diseño de conexiones poste - viga

En esta sección se muestra el procedimiento llevado a cabo para el diseño de conexiones de la baranda peatonal. Los factores de ajuste son:

Cuadro 156. Factores de ajuste para conexiones, baranda peatonal

	Conexiones en cortante y extracción						Conexiones en cortante	
Factor	C_{KF}	ϕ	C_m	C_t	C_{eg}	λ	C_{di}	C_{tn}
Valor	3,32	0,65	0,70	0,70	1,00	Según E.L	1,1	1
Productoria 1				1,16	-	-	-	-

Fuente: Autoría propia, 2021.

Se considera que una conexión trabaja a cortante cuando la carga se aplica de forma perpendicular a la longitud del tornillo y, en extracción, cuando actúa de forma paralela a esta. Según las propiedades geométricas de los tornillos del apéndice L3 del NDS, se tiene que:

Cuadro 157. Características del tornillo para vigas y postes

Diámetro (in)	0,294
Dh(in)	0,232
Dr (in)	0,602
L (in)	0,750
T (in)	0,500

Fuente: American Wood Council, 2017.

El esfuerzo de cedencia F_{yb} de los tornillos se toma como 100 ksi, según la figura 12,7b de Breyer (2007). Para conectar los postes y las vigas, las conexiones se diseñaron a cortante simple. De manera similar a las conexiones de las vigas principales, se tiene que:

Cuadro 158. Datos iniciales para $\theta = 0$, baranda

Diámetro (in)	0,29
Fyb (psi)	100000,00
θ	0,00
K_{θ}	2,20
Rd - Modo I	2,20
Rd - Modo II	2,20
Rd - Modos III y IV	2,20
Gm	0,57
Fem (psi)	5900,89
Fu - A36 (psi)	60000,00
Fes (psi)	82500,00
Re	0,07
ls (in)	0,11
10D (in)	2,94
L - ls (in)	0,65
lm (in)	0,75

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 159. Datos iniciales para $\theta = 90$, baranda

Diámetro (in)	0,29
Fyb (psi)	100000,00
θ	90,00
K_{θ}	2,20
Rd - Modo I	2,20
Rd - Modo II	2,20
Rd - Modos III y IV	2,20
Gm	0,57
Fem (psi)	5900,89
Fu - A36 (psi)	60000,00
Fes (psi)	82500,00
Re	0,07
ls (in)	0,11
10D (in)	2,94
L - ls (in)	0,65
lm (in)	0,65

Fuente: Autoría propia, 2021.

Seguidamente se calcularon algunos factores necesarios para las ecuaciones del NDS.

Cuadro 160. Cálculo de términos para $\theta = 0$, baranda

Re	0,07
1 + Re	1,07
2 + Re	2,07
1 + 2Re	1,14
Rt	7,14
1 + Rt	8,14
1 + Rt + Rt ²	59,16
K_{θ}	2,20
K1	0,23
K2	1,03
K3	13,61

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 161. Cálculo de términos para $\theta = 90$, baranda

Re	0,07
1 + Re	1,07
2 + Re	2,07
1 + 2Re	1,14
Rt	6,14
1 + Rt	7,14
1 + Rt + Rt ²	44,88
K_{θ}	2,20
K1	0,21
K2	1,20
K3	13,61

Fuente: Autoría propia, 2021.

De las ecuaciones del NDS se tiene que:

Cuadro 162. Resistencia básica Z para $\theta = 0$, baranda

Modo	Z (lb)
Im	591,43
Is	1157,63
II	271,78
III _m	533,77
III _s	543,99
IV	752,81
Rige	271,78

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 163. Resistencia básica Z para $\theta = 90$, baranda

Modo	Z (lb)
Im	508,63
Is	1157,63
II	245,26
III _m	532,57
III _s	543,99
IV	752,81
Rige	245,26

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para la resistencia básica en extracción se tiene que:

$$w = 1800G^{3/2}D^{3/4}$$

$$W = w(T)$$

Cuadro 164. Resistencia básica W, baranda

Parámetro	Valor
G	0,57
D (in)	0,29
w (lb/in)	309,28
T (in)	0,50
W (lb)	154,64

Fuente: Autoría propia, 2021.

Considerando:

d_{bc} : 0,50 in.

d_{bnc} : 0,50 in.

Filas: 3

d_{ef} : 1,00 in.

d_f : 0,50 in.

n: 2

d_{mf} : 1,50 in.

Las dimensiones de la placa son:

Cuadro 165. Dimensiones placa ASTM, baranda

Dimensión	Valor
Espesor (in)	0,11
Ancho (in)	3,00
Largo (in)	2,50

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las solicitaciones últimas se extrajeron por medio de un modelo en SAP200.

Cuadro 166. Solicitaciones últimas para conexiones, vigas baranda

Caso	Estado límite	Vu (ton)	Pu (ton)
A. Cortante máximo	Resistencia I yp máx	0,31	0,06
B. Axial máxima	Resistencia I yp máx	0,31	0,85

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 167. Solicitaciones últimas para conexiones, postes baranda

Caso	Estado límite	Vu (ton)	Pu (ton)
A. Cortante máximo	Resistencia I yp mín	0,67	1,28
B. Axial máxima	Resistencia I yp máx	0,67	1,28

Fuente: Autoría propia, 2021.

Esas solicitaciones últimas actúan bajo estas direcciones:

Cuadro 168. Dirección de solicitaciones últimas para conexiones, baranda

Caso	Vu (ton)	Pu (ton)	Revisar Vu por	Revisar Pu por
A. Cortante máximo	Eje local 3	Eje local 1	W	Z
B. Axial máxima	Eje local 2	Eje local 1	Z	Z

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para este caso las solicitaciones últimas ocurren en el estado límite de resistencia y como C_λ depende del estado límite, toma el valor de 0,80. De modo que:

Cuadro 169. Ajuste total para conexiones en cortante, baranda

Caso	Estado límite	C_λ	Productoria 1	Productoria 2
A. Cortante máximo	Resistencia I yp máx	0,80	1,16	0,93
B. Axial máxima	Resistencia I yp máx	0,80	1,16	0,93

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las resistencias ajustadas son:

Cuadro 170. Resistencia Z ajustada por tornillo - baranda $\theta = 0$

Caso	Estado límite	Z par (lb)	Z' par (lb)
A. Cortante máximo	Resistencia I yp máx	271,78	252,90
B. Axial máxima	Resistencia I yp máx	271,78	252,90

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 171. Resistencia Z ajustada por tornillo - baranda $\theta = 90$

Caso	Estado límite	Z per (lb)	Z' per (lb)
B. Axial máxima	Resistencia I yp máx	245,26	228,22

Fuente: Autoría propia, 2021.

Por placa se tienen 6 tornillos, entonces las resistencias totales por placa son:

Cuadro 172. Resistencia Z por placa - baranda $\theta = 0$

Caso	Estado límite	Z' par (lb)	Z' par ajustada final (lb)
A. Cortante máximo	Caso	252,90	1517,42
B. Axial máxima	A. Cortante máximo	252,90	1517,42

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 173. Resistencia Z por placa - baranda $\theta = 90$

Caso	Estado límite	Z per (lb)	Z' per ajustada final (lb)
B. Axial máxima	Resistencia I yp máx	228,22	1369,31

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 174. Resistencia W por placa - baranda

Caso	Estado límite	W (psi)	W' (lb)	W' ajustada final (lb)
A. Cortante máximo	Resistencia I yp mín	154,64	143,89	863,37
B. Axial máxima	Resistencia I yp máx	154,64	143,89	863,37

Fuente: Autoría propia, 2021.

Es necesario convertir los valores de solicitaciones últimas a libras para poder hacer la revisión. Si se considera un total de 4 placas por conexión, cada una debe resistir $1/4$ de V_u y P_u . Aplicando todo, se tiene que:

Cuadro 175. Cargas por placa - vigas baranda

Caso	Vu (lb)	Pu (lb)
A. Cortante máximo	344,47	66,14
B. Axial máxima	344,47	936,96

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 176. Cargas por placa - postes baranda

Caso	V (lb)	P (lb)
A. Cortante máximo	735,13	1407,87
B. Axial máxima	735,13	1407,87

Fuente: Autoría propia, 2021.

Finalmente se verifica que $Z_{total} \geq V_u$, $Z_{total} \geq P_u$ y $W_{total} \geq V_u$, según los ejes locales de acción. En este caso cumple, entonces se da por finalizado el diseño de las conexiones a cortante y axial para la baranda.

Diseño de conexiones poste - base

El procedimiento es similar al desarrollado para conexiones bajo carga axial y cortante. Para que las conexiones resistan, se debe tomar el momento último y dividirlo por un brazo de palanca para obtener una fuerza par. Seguidamente se debe observar la dirección en la que actúa sobre el tornillo. Las características geométricas del perno se tomaron del apéndice L2 del NDS:

Cuadro 177. Características según diámetro del tornillo para poste - base

Diámetro (in)	0,38
Dr (in)	0,27
E (in)	0,22
H (in)	0,25
F (in)	0,56
N (in)	7

Fuente: American Wood Council, 2017.

Cuadro 178. Características según longitud del tornillo para poste - base

L (in)	6
S(in)	2,5
T (in)	3,5
T - E (in)	0,84375

Fuente: American Wood Council, 2017.

Estas conexiones funcionan bajo cortante doble, con un angular de acero ASTM A36 de 3/16" x 3" x 3". Dado que el diámetro propuesto es menor a 0,17 in:

Cuadro 179. Datos iniciales para $\theta = 0$, poste - base

Diámetro (in)	0,38
Fyb (psi)	100000,00
θ	0,00
$K\theta$	1,00
Rd - Modo I	4,00
Rd - Modo II	3,60
Rd - Modos III y IV	3,20
Gm	0,57
Fem (psi)	5900,89
Fu - A36 (psi)	60000,00
Fes (psi)	90000,00
Re	0,07
ls (in)	0,11
10D (in)	3,75
L - ls (in)	5,90
lm (in)	5,51

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 180. Datos iniciales para $\theta = 0$, poste - base

Diámetro (in)	0,38
Fyb (psi)	100000,00
θ	90,00
$K\theta$	1,25
Rd - Modo I	5,00
Rd - Modo II	4,50
Rd - Modos III y IV	4,00
Gm	0,57
Fem (psi)	5900,89
Fu - A36 (psi)	60000,00
Fes (psi)	90000,00
Re	0,07
ls (in)	0,11
10D (in)	3,75
L - ls (in)	5,90
lm (in)	5,51

Fuente: Autoría propia, 2021.

Para el cálculo de términos de las ecuaciones de rendimiento del NDS:

Cuadro 181. Cálculo de términos para $\theta = 0$, poste - base

Re	0,07
1 + Re	1,07
2 + Re	2,07
1 + 2Re	1,13
Rt	52,49
1 + Rt	53,49
1 + Rt + Rt ²	2809,05
$K\theta$	1,00
K1	1,40
K2	0,48
K3	17,17

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 182. Cálculo de términos para $\theta = 90$, poste - base

Re	0,07
1 + Re	1,07
2 + Re	2,07
1 + 2Re	1,13
Rt	52,49
1 + Rt	53,49
1 + Rt + Rt ²	2809,05
$K\theta$	1,25
K1	1,40
K2	0,48
K3	17,17

Fuente: Autoría propia, 2021.

A partir de las ecuaciones del NDS para conexiones en cortante doble, se tienen las siguientes resistencias básicas:

Cuadro 183. Resistencia básica Z para $\theta = 0$, poste - base

Modo	Z (lb)
Im	3049,18
Is	1771,88
III _s	1207,14
IV	1688,75
Rige	1207,14

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 184. Resistencia básica Z para $\theta = 90$, poste - base

Modo	Z (lb)
Im	2439,35
Is	1417,50
IIIs	965,71
IV	1351,00
Rige	965,71

Fuente: Autoría propia, 2021.

En cuanto a la resistencia básica para conexiones en extracción:

$$w = 1800G^{3/2} * D^{3/4}$$

$$W = w(T - E)$$

Cuadro 185. Resistencia básica W, poste - base

Parámetro	Valor
G	0,57
D (in)	0,38
w (lb/in)	371,20
T - E (in)	5,79
W (lb)	2149,25

Fuente: Autoría propia, 2021.

Considerando:

d_{bc} : 0,50 in.

d_{bnc} : 0,50 in.

Filas: 3

d_{ef} : 1,00 in.

d_f : 0,50 in.

n: 2

d_{mf} : 1,50 in.

El angular tiene las siguientes dimensiones:

Cuadro 186. Dimensiones angular ASTM, poste - base

Dimensión	Valor
Espesor (in)	0,11
Ancho (in)	3,00
Largo (in)	2,50

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las solicitaciones últimas que se revisan por axial y cortante son las reacciones en la base. En el siguiente cuadro se muestran los valores máximos según la dirección en la que actúan.

Cuadro 187. Reacciones máximas en la base

Carga	F (ton)	Estado límite
F1	0,67	Resistencia I yp máx
F2	0,73	E.ex ypmáx eqx
F3	1,28	Resistencia I yp máx

Fuente: Autoría propia, 2021.

Estas se deben revisar por:

Cuadro 188. Dirección de reacciones máximas

Eje local	Revisar por
Eje local 1	W
Eje local 2	Z
Eje local 3	Z

Fuente: Autoría propia, 2021.

Con los siguientes factores C_λ

Cuadro 189. Factores C_λ para conexiones poste - base

Eje local	Estado límite	C_λ
Eje local 1	Resistencia I yp máx	0,80
Eje local 2	E.ex ypmáx eqx	1,00
Eje local 3	Resistencia I yp máx	0,80

Fuente: Autoría propia, 2021.

Entonces:

Cuadro 190. Factores de ajuste para $\theta = 0$, poste - base

Caso	Estado límite	C_λ	Productoria 1	Productoria 2
Eje local 2	E.ex ypmáx eqx	1,00	1,16	1,16

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 191. Factores de ajuste para $\theta = 90$, poste - base

Caso	Estado límite	C_λ	Productoria 1	Productoria 2
Eje local 3	Resistencia I yp máx	0,80	1,16	0,93

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 192. Factores de ajuste para W, poste - base

Caso	Estado límite	C_λ	Productoria 1	Productoria 2
Eje local 1	Resistencia I y p máx	0,80	1,16	0,93

Fuente: Autoría propia, 2021.

Y las resistencias ajustadas totales para 6 tornillos:

Cuadro 193. Resistencia Z ajustada por placa, poste - base con $\theta = 0$

Caso	Z' par (lb)	Z' par ajustada final (lb)
Eje local 2	1404,10	8424,58

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 194. Resistencia Z ajustada por placa, poste - base con $\theta = 90$

Caso	Z per (lb)	Z' per ajustada final (lb)
Eje local 3	898,62	5391,73

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 195. Resistencia W ajustada por placa, poste - base

Caso	W' (lb)	W' ajustada final (lb)
Eje local 1	1999,94	11999,64

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las reacciones en la base están dadas en ton, y se deben convertir a toneladas. Considerando dos angulares, se tienen las siguientes cargas por placa.

Cuadro 196. Solicitaciones últimas por angular

Caso	V (lb)
Eje local 1	738,55
Eje local 2	804,69
Eje local 3	1410,96

Fuente: Autoría propia, 2021.

Finalmente, se verifica que $Z_{total} \geq V_u$, $Z_{total} \geq P_u$ y $W_{total} \geq V_u$, según los ejes locales de acción. En este caso cumple, entonces se da por finalizado el diseño de las conexiones a cortante y axial para el poste y la base.

Revisión a momento

Para las revisiones a momento, se tiene que el máximo momento último en la base es 0,42 ton-m por el estado límite de resistencia, sobre el eje local 2, con un brazo de palanca de 2,50 in (0,0635 m). Al descomponer este momento en fuerzas par, se obtiene una fuerza de 6,61 ton que actúa sobre el plano de los ejes locales 1 y 3. Esta condición genera que la revisión se deba hacer por extracción, de modo que:

Cuadro 197. Revisión por momento, poste - base

Caso	V (lb)
Eje local 1	7290,87
W (lb)	11999,64
Verificación	Cumple

Fuente: Autoría propia, 2021.

Apéndice 5. Cálculo de materiales.

En este apéndice se incluye un ejemplo de cálculo de materiales para las superestructuras diseñadas.

Superestructura L = 6 m

Del diseño estructural se tiene que:

Cuadro 198. Cantidad de elementos L = 6m

Elemento	Alto (m)	Ancho (m)	Longitud (m)	Cantidad (und)
Viga principal	0,800	0,400	6,00	4
Viga tablero	0,250	0,200	10,50	30

Fuente: Autoría propia, 2021.

Se sabe que 1 PMT (pulgada maderera tica) es una pieza de 2,54 cm x 2,54 cm x 3,36 m (1" x 1" x 4 varas), entonces su volumen es $0,00217 m^3$. A partir de eso se tiene que.

Cuadro 199. Cantidad de madera en PMT L = 6m

Pieza	Volumen (m^3)	Volumen total (m^3)	Piezas 1PMT	Requerido en PMT
Viga principal	1,920	7,680	3542,86	3543,00
Viga tablero	0,525	15,750	7265,64	7266,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

La baranda se trabajó en módulos de 2 m. Para esa condición:

Cuadro 200. Cantidad de elementos, módulo baranda peatonal

Elemento	Alto (m)	Ancho (m)	Longitud (m)	Cantidad (und)
Viga	0,14	0,102	1,86	4
Poste	0,14	0,102	1,45	2

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 201. Cantidad de madera en PMT por módulo baranda peatonal

Pieza	Volumen (m3)	Volumen total (m3)	Piezas 1PMT
Viga	0,0266	0,106	49,01
Poste	0,0207	0,041	19,10

Fuente: Autoría propia, 2021.

En los 6 metros de longitud de la superestructura, hay 3 módulos de baranda a cada lado, entonces:

Cuadro 202. Cantidad de madera de barandas por superestructura

Longitud de sup (m)	Módulos de 2m	Piezas 1PMT	Requerido en PMT
6	3	147,03	147,00
6	3	57,31	57,00
Total por baranda			204,00
Total por superestructura			408,00

Fuente: Autoría propia, 2021.

Las placas se contaron por medio de AutoCAD, dando como resultado:

Cuadro 203. Cantidad de conexiones vigas principales

Conexión	Tornillos/placa	Placas (und)	Total tornillos
A axial y cortante	30	16	480
A momento	30	16	480
Total		32	960

Fuente: Autoría propia, 2021.

Cuadro 204. Cantidad de conexiones por módulo de baranda

Conexión	Tornillos/placa	Placas/Ang. (und)	Total tornillos
Viga - poste	6	32	192
Poste - base	6	4	18
Total		36	210

Fuente: Autoría propia, 2021.

- Angulares de 3/16 in x 3 in x 3 in: por cada módulo se necesitan 4 angulares, en 6 metros hay 3 módulos, por 2 costados, en total suma 24 angulares.
- Placas 3/16 in x 3 in x 3 in: por cada módulo se necesitan 32 placas, en 6 metros hay 3 módulos, por 2 costados, en total suma 192 unidades.
- Tornillos de 5/8 in x 3/4 in: por cada módulo hay 192 tornillos, en 6 metros hay 3 módulos, por 2 costados, dividido por 6 (unidad de venta), en total suma 192 unidades.
- Pernos 3/8 in x 6 in: por cada módulo hay 18 pernos, en 6 metros hay 3 módulos, por 2 costados, 108 unidades.

Estimación de costos

Cuadro 205. Cálculo de costos directos

Ítem	Actividad	Costo unitario	Cantidad	Unidad	Costo total
<i>1. Vigas principales</i>					-
1.1	Pieza 0,80 m x 0,40 m	₡875,00	3543,00	PMT	₡3 100 125,00
<i>2. Tablero + acera</i>					-
2.1	Pieza 0,25 m x 0,20 m	₡875,00	7266,00	PMT	₡6 357 750,00
<i>3. Conexiones</i>					-
3.1	Placas para cortante	₡13 609,71	16	UND	₡217 755,36
3.2	Placas para flexión y axial	₡13 609,71	16	UND	₡217 755,36
3.3	Placas intermedias	₡13 609,71	16	UND	₡217 755,36
3.4	Pernos (vigas)	₡3 750,00	992	UND	₡3 720 000,00
3.5	Pletinas 3/16 in x 3 in x 3 in	₡290,00	24	UND	₡6 960,00
3.6	Placas 3/16in x 3 in x 3in	₡405,00	192	UND	₡77 760,00
3.7	Tornillos 5/8 in x 3/4 in	₡1 200,00	192	UND	₡230 400,00
3.8	Pernos 3/8 in x 6 in	₡3 750,00	108	UND	₡405 000,00
<i>4. Mano de obra directa</i>		₡1 000,00	11217,00	PMT	₡11 217 000,00
<i>5. Preservación de la madera</i>		₡14 308,30	23,57	m3	₡337 272,39
<i>6. Accesorios</i>					-
6.1	Asfalto	₡180 000,00	43,2	m2	₡7 776 000,00
6.2	Baranda Flex Beam	₡65 500,00	12	ml	₡786 000,00
6.3	Baranda peatonal	₡875,00	408,00	PMT	₡357 000,00
Costos directos por materiales					₡35 024 533,47

Fuente: Autoría propia, 2021.

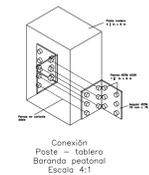
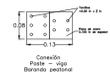
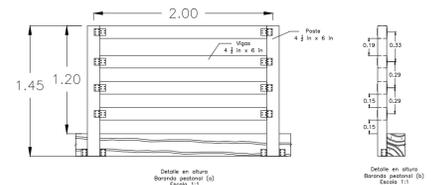
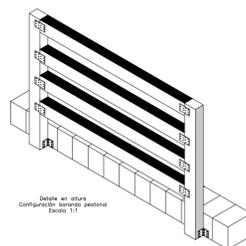
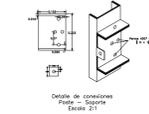
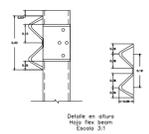
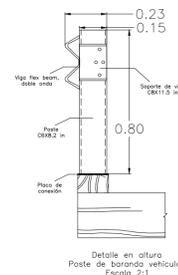
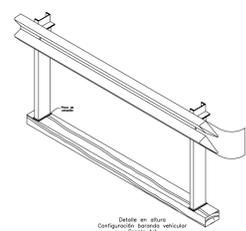
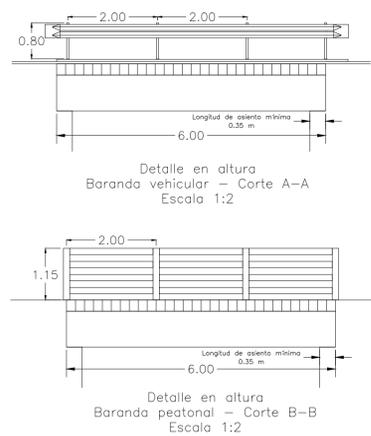
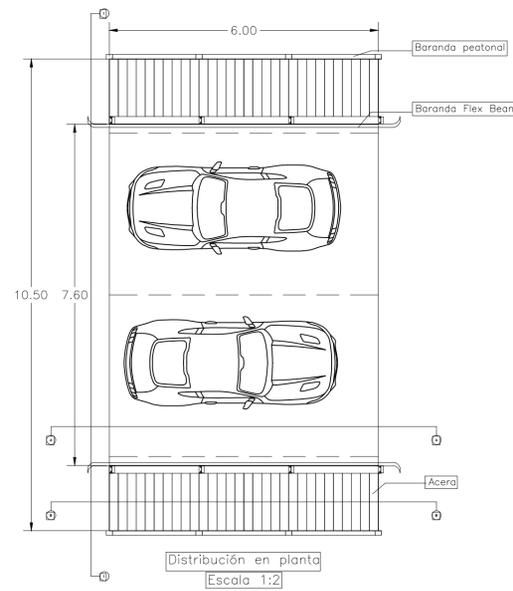
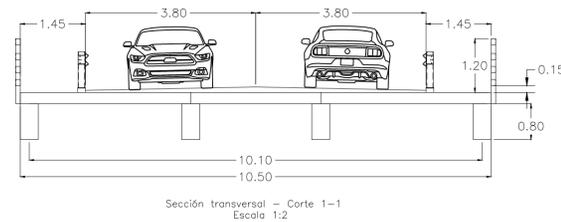
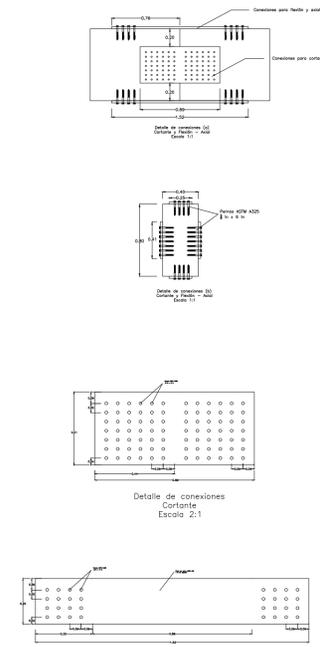
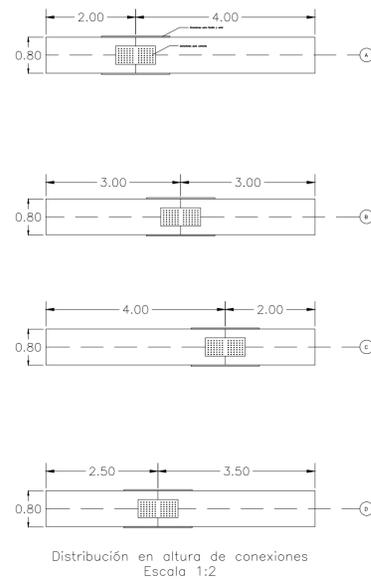
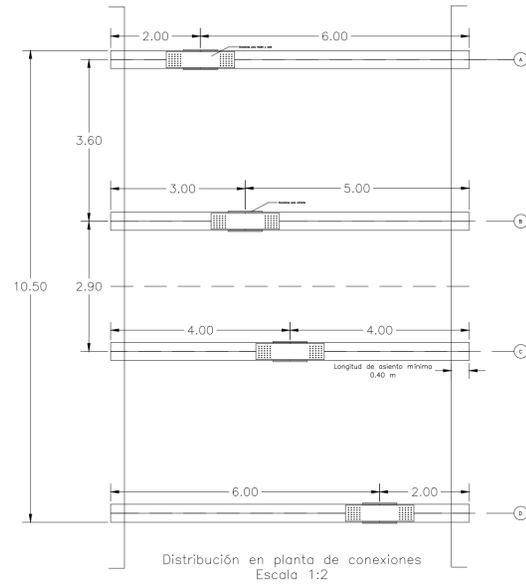
Cuadro 206. Cálculo de presupuesto

Parámetro	Costo
Costos directos	
<i>Materiales</i>	¢35 024 533,47
<i>Maquinaria (25 %)</i>	¢8 756 133,37
<i>Equipo de seguridad (2 %)</i>	¢700 490,67
Total C.D	¢44 481 157,51
Costos indirectos	
<i>Gastos indirectos (6 %)</i>	¢2 668 869,45
<i>Mano de obra indirecta (20 %)</i>	¢8 896 231,50
Total C.I	¢11 565 100,95
Subtotal (total C.I + total C.D)	¢56 046 258,46
Imprevistos (3 %)	¢1 681 387,75
Utilidad (12 %)	¢6 725 551,02
Total	¢64 453 197,23
Total por m^2 en colones	¢1 023 066,62
Total en dólares	\$ 103 605,85
Total por m^2 en dólares	\$ 1 644,54

Fuente: Autoría propia, 2021.

Apéndice 6. Planos estructurales.

A continuación se presentan los planos desarrollados para cada una de las superestructuras diseñadas.



- Notas:
- Las vigas principales, y tablero son elementos de madera de la especie Tectona grandis.
 - El contenido de humedad de diseño para la madera y conexiones se considera mayor a 19%.
 - Las placas de las conexiones de las vigas principales son de acero ASTM A36 y 1 pulgada de espesor.
 - Los tornillos de las conexiones de las vigas principales son de acero ASTM A325, de 3/4 in de diámetro y 6 in de longitud.
 - Los elementos de madera se deben preservar con retardante para fuego.
 - Para la silbra de esta especie, la retención es de 3.0 kg/m³ y la absorción 292.9 L/m³.
 - Las vigas tablero se apoyan sobre las vigas principales.
 - Los materiales y especificaciones para las barandas vehiculares son de acuerdo a la norma AASHTO M180.

Cuadro 1. Caracterización de la madera

Esfuerzos básicos	Valor* (kg/cm ²)
Compresión paralela	425
Compresión perpendicular	396
Tensión paralela	912
Flexión	951
Cortante paralelo	62
Módulo de elasticidad	131 000
Módulo de ruptura	951 000

Fuente: Moya y col., 2019.

*Estos valores ya se encuentran ajustados por el factor de conversión Ck.

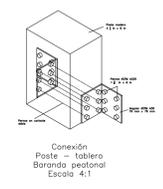
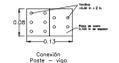
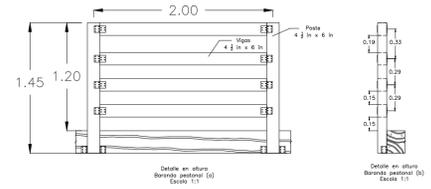
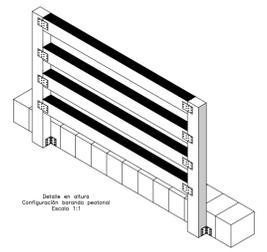
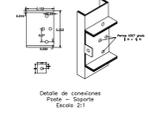
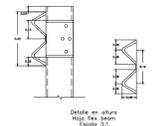
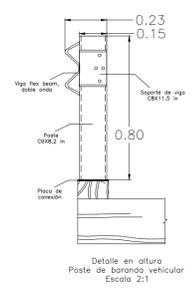
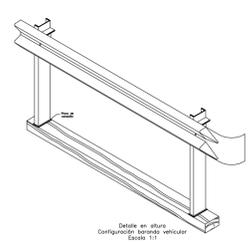
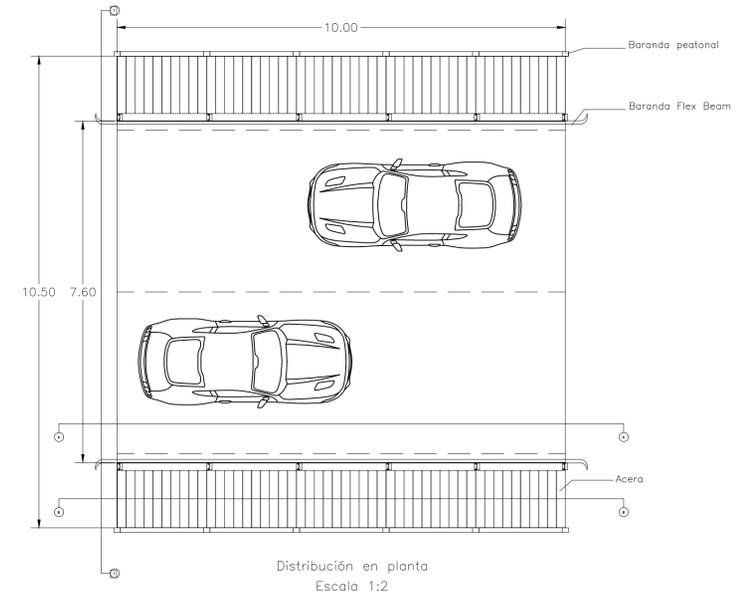
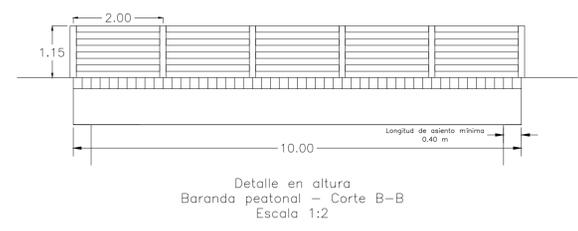
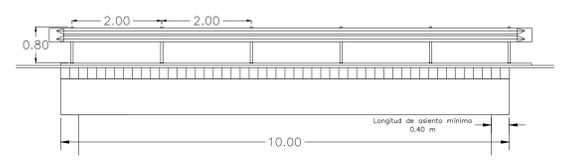
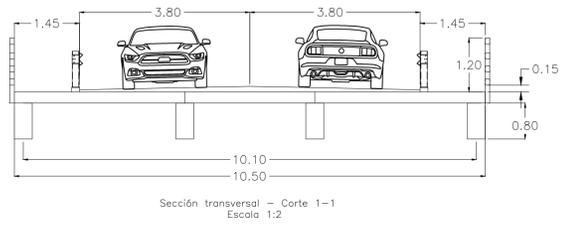
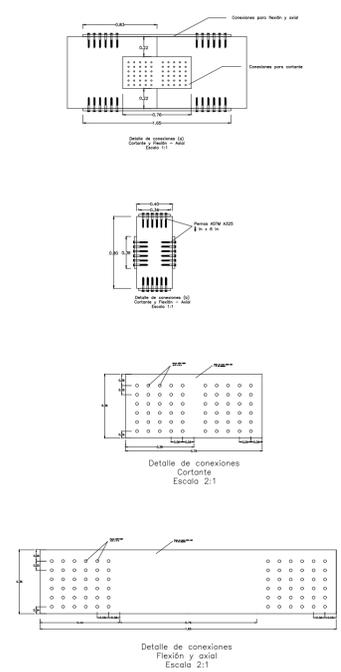
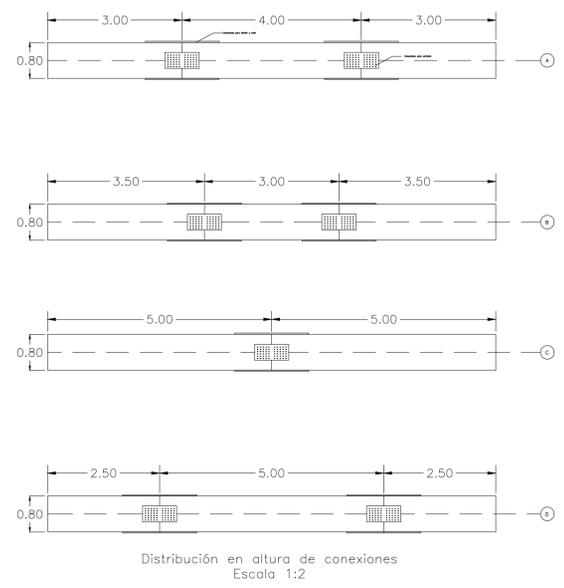
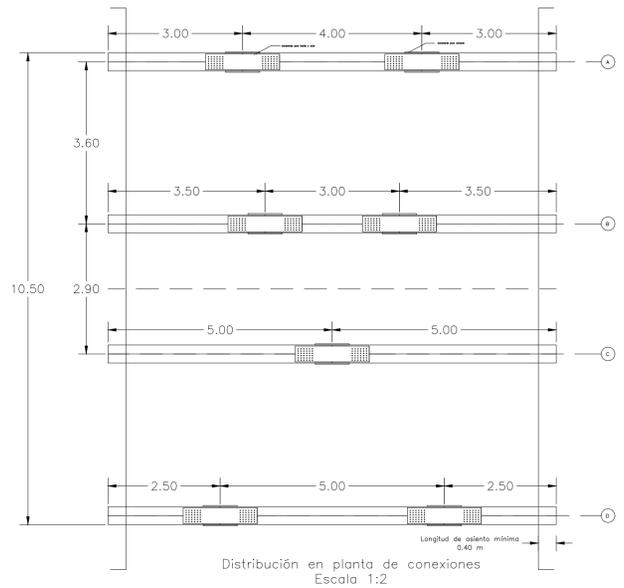
Nombre del proyecto	
Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso municipal	
Clasificación según decreto 36550	
Propietario	Cédula
[Nombre propietario]	[N° Cédula]
Dirección	Ubicación
	Provincia:
	Cantón:
	Distrito:
Planos y documentos	
Anteproyecto	[Responsable]
Planos y espes.	[Responsable]
Ejecución y control	
Dirección técnica	[Responsable]
Inspección	[Responsable]
Otros servicios	
[Servicio]	[Responsable]

Proyecto:	Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso municipal
Instituto Tecnológico de Costa Rica Escuela de Ingeniería en Construcción	

Información de Registro Público	
Propietario:	[Responsable]
N° de Catastro:	[Responsable]
Provincia:	[Responsable]
Cantón:	[Responsable]
Distrito:	[Responsable]

Contenido:	Detalle estructural superestructura de 6 m de longitud.
------------	---

Dibujó:	María Franyeli Vargas Rodríguez
Revisó:	
Aprobó:	
Escala:	Según se indica. En metros.
Fecha:	
Lámina:	1 de 6
Formato:	CAD: AutoCAD 2021.
Nombre DWG:	Propuesta superestructuras.



- Notas:
- Las vigas principales, y tablero son elementos de madera de la especie Tectona grandis.
 - El contenido de humedad de diseño para la madera y conexiones se considera mayor a 19%.
 - Las placas de las conexiones de las vigas principales son de acero ASTM A36 y 1 pulgada de espesor.
 - Los tornillos de las conexiones de las vigas principales son de acero ASTM A325, de 3/4 in de diámetro y 6 in de longitud.
 - Los elementos de madera se deben preservar con retardante para fuego.
 - Para la silbra de esta especie, la retención es de 3.0 kg/m³ y la absorción 292.9 L/m².
 - Las vigas tablero se apoyan sobre las vigas principales.
 - Los materiales y especificaciones para las barandas vehiculares son de acuerdo a la norma AASHTO M180.

Cuadro 1. Caracterización de la madera

Esfuerzos básicos	Valor* (kg/cm ²)
Compresión paralela	425
Compresión perpendicular	396
Tensión paralela	912
Flexión	951
Cortante paralelo	62
Módulo de elasticidad	131 000
Módulo de ruptura	951 000

Fuente: Moya y col., 2019.
*Estos valores ya se encuentran ajustados por el factor de conversión C₁.

Nombre del proyecto	
Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso municipal	
Clasificación según decreto 36550	
Propietario	Cédula
[Nombre propietario]	[N° Cédula]
Dirección	Ubicación
	Provincia:
	Cantón:
	Distrito:
Planos y documentos	
Anteproyecto	[Responsable]
Planos y especs.	[Responsable]
Ejecución y control	
Dirección técnica	[Responsable]
Inspección	[Responsable]
Otros servicios	
[Servicio]	[Responsable]

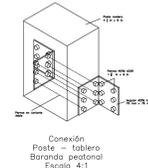
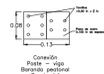
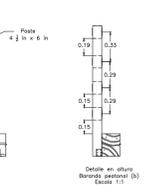
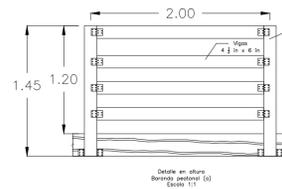
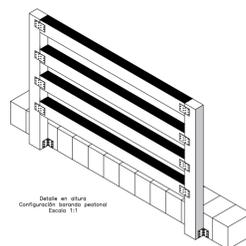
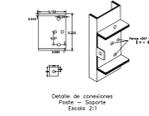
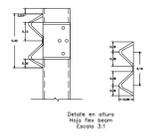
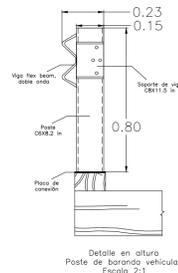
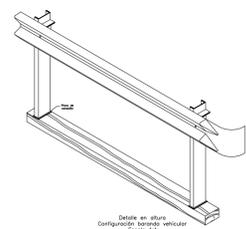
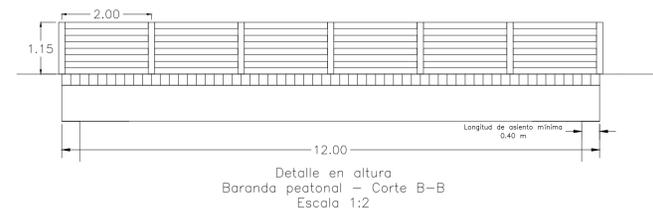
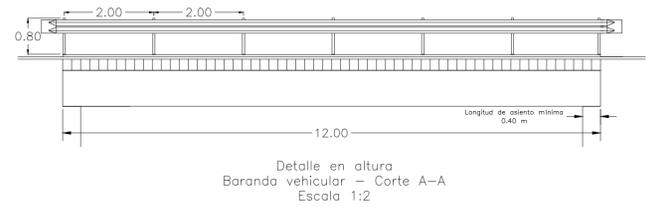
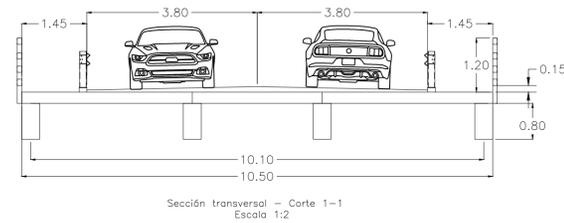
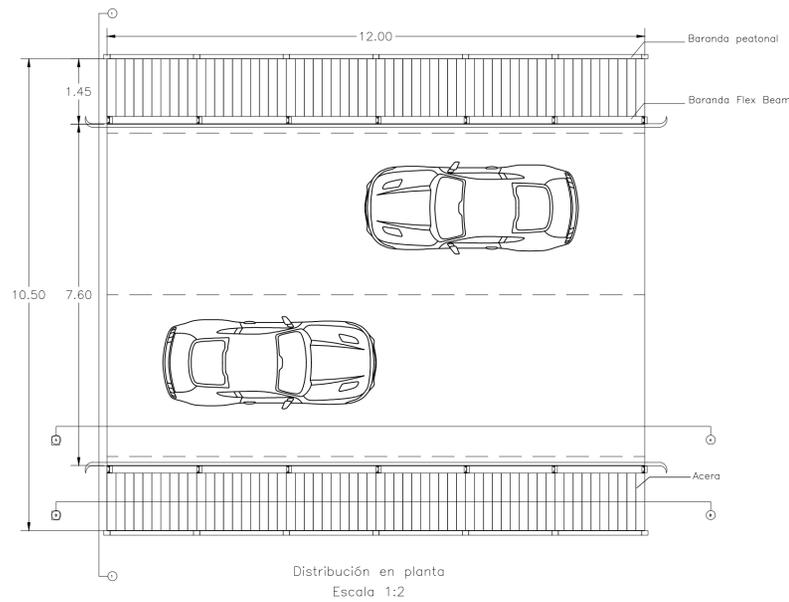
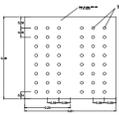
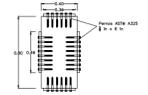
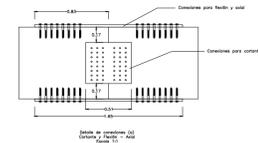
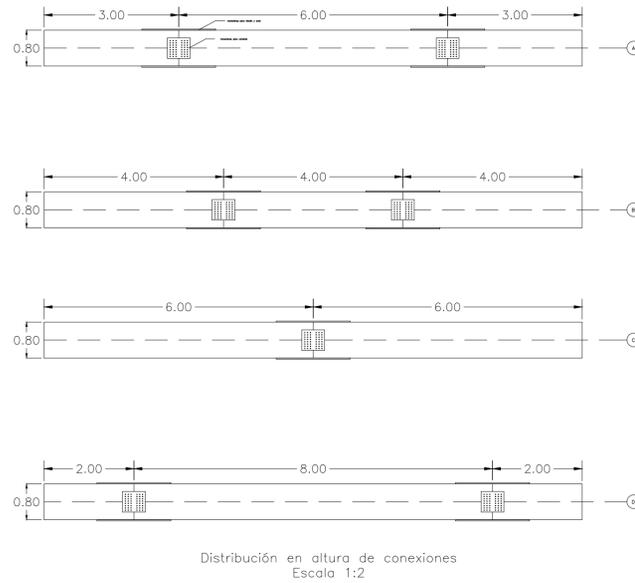
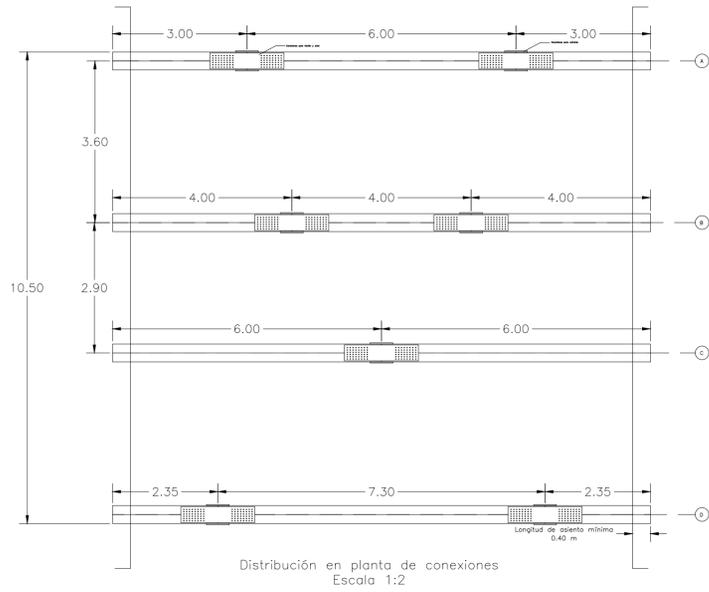
Proyecto:
Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso municipal

Instituto Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en Construcción

Información de Registro Público	
Propietario:	[Responsable]
N° de Catastro:	[Responsable]
Provincia:	[Responsable]
Cantón:	[Responsable]
Distrito:	[Responsable]

Contenido:
Detalle estructural superestructura de 10 m de longitud.

Dibujó:	María Franyeli Vargas Rodríguez
Revisó:	
Aprobó:	
Escala:	Según se indica. En metros.
Fecha:	
Lámina:	3 de 6
Formato:	CAD: AutoCAD 2021.
Nombre DWG:	Propuesta superestructuras.



- Notas:
- Las vigas principales, y tablero son elementos de madera de la especie Tectona grandis.
 - El contenido de humedad de diseño para la madera y conexiones se considera mayor a 19%.
 - Las placas de las conexiones de las vigas principales son de acero ASTM A36 y 1 pulgada de espesor.
 - Los tornillos de las conexiones de las vigas principales son de acero ASTM A325, de 3/4 in de diámetro y 6 in de longitud.
 - Los elementos de madera se deben preservar con retardante para fuego.
 - Para la silbra de esta especie, la retención es de 3.0 kg/m³ y la absorción 292.9 L/m³.
 - Las vigas tablero se apoyan sobre las vigas principales.
 - Los materiales y especificaciones para las barandas vehiculares son de acuerdo a la norma AASHTO M180.

Cuadro 1. Caracterización de la madera

Esfuerzos básicos	Valor* (kg/cm ²)
Compresión paralela	425
Compresión perpendicular	396
Tensión paralela	912
Flexión	951
Cortante paralelo	62
Módulo de elasticidad	131 000
Módulo de ruptura	951 000

Fuente: Moya y col., 2019.

*Estos valores ya se encuentran ajustados por el factor de conversión C₁.

Nombre del proyecto
Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso municipal
Clasificación según decreto 36550

Propietario	Cédula
[Nombre propietario]	[N° Cédula]
Dirección	Ubicación
	Provincia:
	Cantón:
	Distrito:

Planos y documentos

Anteproyecto	[Responsable]
Planos y especs.	[Responsable]

Ejecución y control

Dirección técnica	[Responsable]
Inspección	[Responsable]

Otros servicios

[Servicio]	[Responsable]
------------	---------------

Proyecto:
Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso municipal

Instituto Tecnológico de Costa Rica
Escuela de Ingeniería en Construcción

Información de Registro Público

Propietario:	[Responsable]
N° de Catastro:	[Responsable]
Provincia:	[Responsable]
Cantón:	[Responsable]
Distrito:	[Responsable]

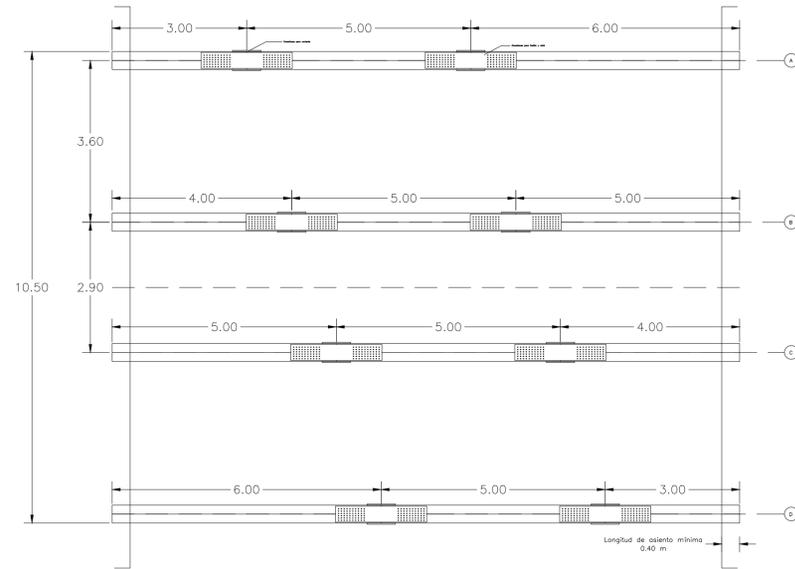
Contenido:
Detalle estructural superestructura de 12 m de longitud.

Dibujó:
María Franyeli Vargas Rodríguez

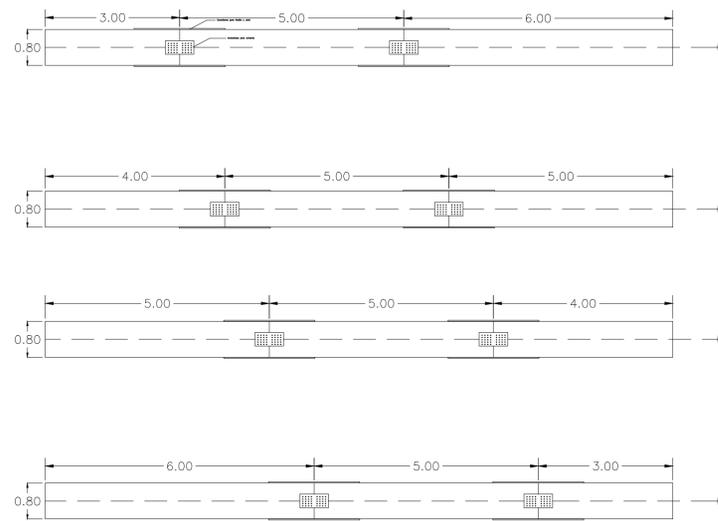
Revisó:

Aprobó:

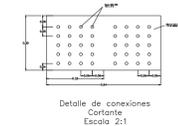
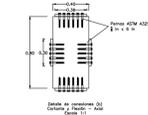
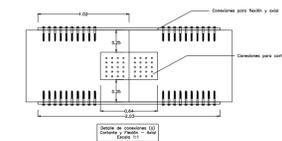
Escala:	Según se indica. En metros.
Fecha:	
Lámina:	4 de 6
Formato:	CAD: AutoCAD 2021.
Nombre DWG:	Propuesta superestructuras.



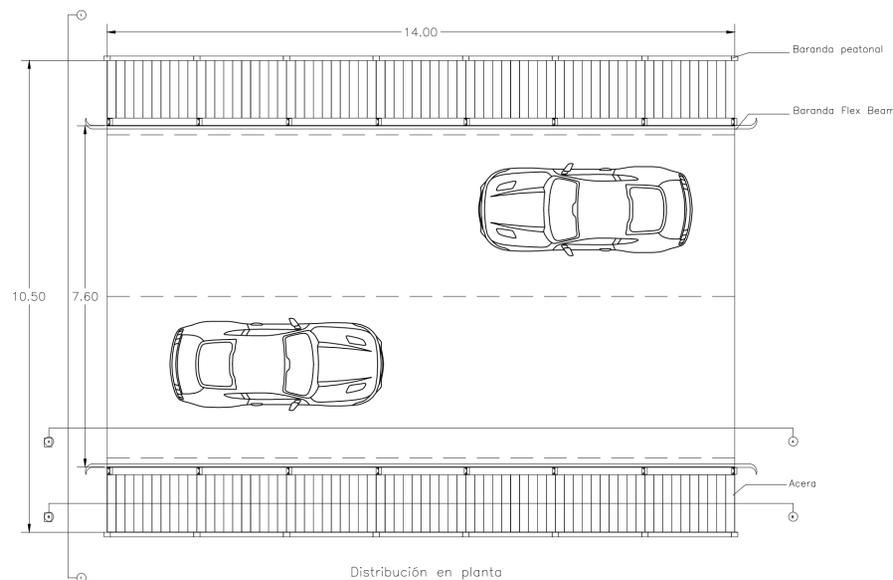
Distribución en planta de conexiones
Escala 1:2



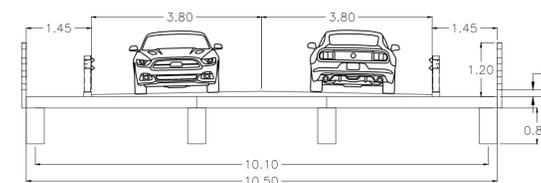
Distribución en altura de conexiones
Escala 1:2



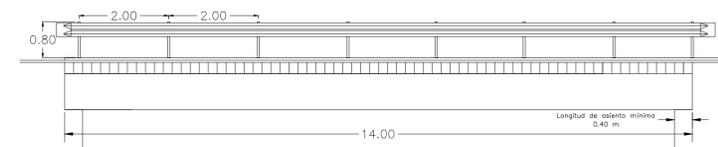
Detalle de conexiones
Flexión y axial
Escala 2:1



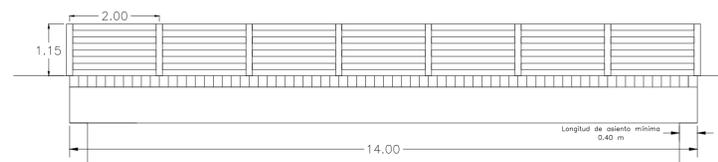
Distribución en planta
Escala 1:2



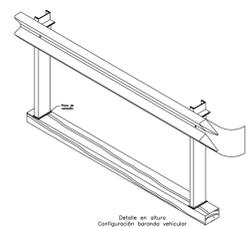
Sección transversal - Corte 1-1



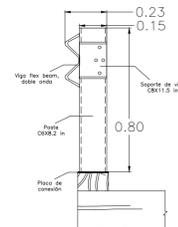
Detalle en altura
Baranda vehicular - Corte A-A
Escala 1:2



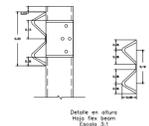
Detalle en altura
Baranda peatonal - Corte B-B
Escala 1:2



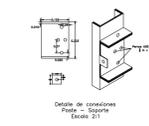
Detalle en altura
Configuración baranda vehicular
Escala 1:1



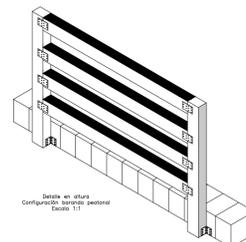
Detalle en altura
Poste de baranda vehicular
Escala 2:1



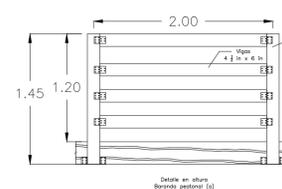
Detalle en altura
Viga principal - Viga secundaria
Escala 3:1



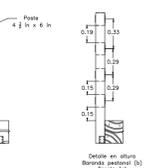
Detalle de conexiones
Viga - Viga
Baranda peatonal
Escala 2:1



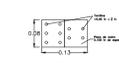
Detalle en altura
Configuración baranda peatonal
Escala 1:1



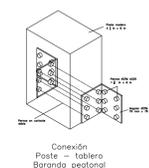
Detalle en altura
Baranda peatonal (a)
Escala 1:1



Detalle en altura
Baranda peatonal (b)
Escala 1:1



Conexión
Poste - Viga
Baranda peatonal
Escala 4:1



Conexión
Poste - Tablero
Baranda peatonal
Escala 4:1

- Notas:
- Las vigas principales, y tablero son elementos de madera de la especie Tectona grandis.
 - El contenido de humedad de diseño para la madera y conexiones se considera mayor a 19%.
 - Las placas de las conexiones de las vigas principales son de acero ASTM A36 y 1 pulgada de espesor.
 - Los tornillos de las conexiones de las vigas principales son de acero ASTM A325, de 3/4 in de diámetro y 6 in de longitud.
 - Los elementos de madera se deben preservar con retardante para fuego.
 - Para la silbra de esta especie, la retención es de 3.0 kg/m³ y la absorción 292.9 L/m².
 - Las vigas tablero se apoyan sobre las vigas principales.
 - Los materiales y especificaciones para las barandas vehiculares son de acuerdo a la norma AASHTO M180.

Cuadro 1. Caracterización de la madera

Esfuerzos básicos	Valor* (kg/cm ²)
Compresión paralela	425
Compresión perpendicular	396
Tensión paralela	912
Flexión	951
Cortante paralelo	62
Módulo de elasticidad	131 000
Módulo de ruptura	951 000

Fuente: Moya y col., 2019.

*Estos valores ya se encuentran ajustados por el factor de conversión Ck.

Nombre del proyecto	
Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso municipal	
Clasificación según decreto 36550	
Propietario	Cédula
[Nombre propietario]	[N° Cédula]
Dirección	Ubicación
	Provincia:
	Cantón:
	Distrito:
Planos y documentos	
Anteproyecto	[Responsable]
Planos y especs.	[Responsable]
Ejecución y control	
Dirección técnica	[Responsable]
Inspección	[Responsable]
Otros servicios	
[Servicio]	[Responsable]

Proyecto:	Propuesta de superestructura de puentes cortos para uso municipal
Instituto Tecnológico de Costa Rica Escuela de Ingeniería en Construcción	

Información de Registro Público	
Propietario:	[Responsable]
N° de Catastro:	[Responsable]
Provincia:	[Responsable]
Cantón:	[Responsable]
Distrito:	[Responsable]

Contenido:	Detalle estructural superestructura de 14 m de longitud.
------------	--

Dibujó:	María Franyeli Vargas Rodríguez
Revisó:	
Aprobó:	
Escala:	Según se indica. En metros.
Fecha:	
Lámina:	5 de 6
Formato:	CAD: AutoCAD 2021.
Nombre DWG:	Propuesta superestructuras.

Anexos

1.	Ecuaciones de cedencia para conexiones en cortante.	166
2.	Distribución geométrica del tornillo ASTM A325.	168

Anexo 1. Ecuaciones de cedencia para conexiones en cortante.

Las ecuaciones de cedencia dependen de la forma de trabajo del conector. Se dice que son conexiones de cortante simple cuando une dos elementos, y de cortante doble cuando une tres elementos.

Table 12.3.1A Yield Limit Equations

Yield Mode	Single Shear	Double Shear
I _m	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$ (12.3-1)	$Z = \frac{D \ell_m F_{em}}{R_d}$ (12.3-7)
I _s	$Z = \frac{D \ell_s F_{es}}{R_d}$ (12.3-2)	$Z = \frac{2D \ell_s F_{es}}{R_d}$ (12.3-8)
II	$Z = \frac{k_1 D \ell_s F_{es}}{R_d}$ (12.3-3)	
III _m	$Z = \frac{k_2 D \ell_m F_{em}}{(1+2R_e) R_d}$ (12.3-4)	
III _s	$Z = \frac{k_3 D \ell_s F_{em}}{(2+R_e) R_d}$ (12.3-5)	$Z = \frac{2k_3 D \ell_s F_{em}}{(2+R_e) R_d}$ (12.3-9)
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1+R_e)}}$ (12.3-6)	$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1+R_e)}}$ (12.3-10)

Notes:

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1+R_t+R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1+R_t)}{(1+R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1+R_e) + \frac{2F_{yb}(1+2R_e)D^2}{3F_{em}\ell_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2+R_e)D^2}{3F_{em}\ell_s^2}}$$

- D = diameter, in. (see 12.3.7)
- F_{yb} = dowel bending yield strength, psi
- R_d = reduction term (see Table 12.3.1B)
- R_e = F_{em}/F_{es}
- R_t = ℓ_m/ℓ_s
- ℓ_m = main member dowel bearing length, in.
- ℓ_s = side member dowel bearing length, in.
- F_{em} = main member dowel bearing strength, psi (see Table 12.3.3)
- F_{es} = side member dowel bearing strength, psi (see Table 12.3.3)

(a) Ecuaciones de cedencia para conexiones

Fuente: American Wood Council, 2017.

El factor k_{θ} se determina según se muestra a continuación.

Table 12.3.1B Reduction Term, R_d

Fastener Size	Yield Mode	Reduction Term, R_d
$0.25" \leq D \leq 1"$	I_m, I_s	$4 K_\theta$
	II	$3.6 K_\theta$
	III_m, III_s, IV	$3.2 K_\theta$
$D < 0.25"$	$I_m, I_s, II, III_m, III_s, IV$	K_D^1

Notes:

$$K_\theta = 1 + 0.25(\theta/90)$$

θ = maximum angle between the direction of load and the direction of grain ($0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$) for any member in a connection

D = diameter, in. (see 12.3.7)

$$K_D = 2.2 \quad \text{for } D \leq 0.17"$$

$$K_D = 10D + 0.5 \quad \text{for } 0.17" < D < 0.25"$$

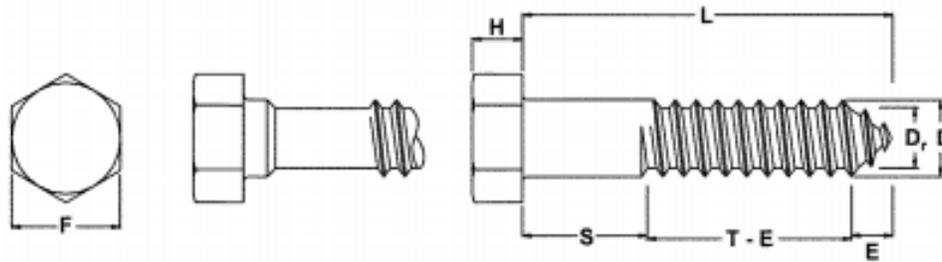
1. For threaded fasteners where nominal diameter (see Appendix L) is greater than or equal to 0.25" and root diameter is less than 0.25", $R_d = K_D K_\theta$.

(b) Cálculo de K_θ

Fuente: American Wood Council, 2017.

Anexo 2. Distribución geométrica del tornillo ASTM A325.

En el cálculo de conexiones se mencionan varias características geométricas del tornillo, que se representan de manera gráfica con la siguiente figura.



(a) Características geométricas del perno ASTM A325

Fuente: American Wood Council, 2017.