

**Universidad de Costa Rica**  
**Facultad de Ingeniería**  
**Escuela de Ingeniería Civil**

**Análisis estructural del puente ferroviario sobre Río Grande de Atenas**

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

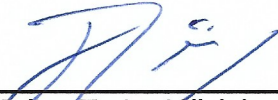
**Roy Solano Mora**

Director de Proyecto de Graduación:

**Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.**

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

# Hoja de aprobación



---

Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.  
Director



---

Ing. Robert Anglin Fonseca, Mse.  
Asesor



---

Ing. Angela Osorno Loáisiga  
Asesora



---

Roy Solano Mora  
Estudiante

## Derechos de autor

**Fecha: 2021, octubre, 26**

**El suscrito, Roy Solano Mora**, cédula 1-1632-0286, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **B46753**, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Análisis estructural del puente ferroviario sobre Río Grande de Atenas** bajo la dirección del **Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

**Nota:** De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos Nº 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); “no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales”. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

## Reconocimientos

### Dedicatoria

A mi familia que me brindó todas las herramientas necesarias para tener la mejor educación.



### Agradecimientos

Le agradezco al comité asesor por la guía y aprendizaje que he logrado de la mano de ellos. Al Ing. Robert Anglin junto con el Ing. Julian Trejos les agradezco especialmente por haber concretado el tema junto conmigo y lograr realizar mi TFG sobre un tema que me apasiona. A la Ing. Ángela Osorno le agradezco el interés por el trabajo y por brindarme con gusto toda la información solicitada.

A Keylor Ortega asistente del laboratorio de construcción por su asistencia y profesionalismo durante todo el proceso de recolección de información con el escáner y el dron.

A mi familia, compañeros y amigos le agradezco por el apoyo y aliento a través del desarrollo de este proyecto y la etapa universitaria.

## Tabla de contenidos

Capítulo 1. Introducción .....	1
1.1 Justificación.....	1
1.1.1 Problema específico .....	1
1.1.2 Importancia .....	3
1.1.3 Antecedentes .....	4
1.2 Objetivos.....	5
1.2.1 Objetivo general.....	5
1.2.2 Objetivos específicos.....	5
1.3 Delimitación del problema.....	5
1.3.1 Alcances .....	5
1.3.2 Limitaciones.....	6
1.4 Descripción de la metodología.....	7
1.4.1 Fase I. Investigación preliminar .....	8
1.4.2 Fase II. Levantamiento estructural.....	8
1.4.3 Fase III. Modelado estructural .....	8
1.4.4 Fase IV. Análisis de resultados.....	8
Capítulo 2. Marco teórico .....	9
2.1 Clasificación de puentes.....	9
2.2 Elementos de un puente.....	9
2.2.1 Accesos .....	9
2.2.2 Accesorios y tablero.....	9
2.2.3 Superestructura.....	9
2.2.4 Subestructura .....	10
2.3 Acero estructural.....	11
2.4 Cálculo de la capacidad estructural de elementos de acero .....	12

2.4.1	Provisiones generales .....	12
2.4.2	Cálculo de la capacidad estructural de elementos a tensión.....	14
2.4.3	Cálculo de la capacidad estructural de los elementos a compresión.....	15
2.4.4	Cálculo de la capacidad estructural de elementos a flexión.....	17
2.4.5	Cálculo de la capacidad estructural a cortante.....	19
2.4.6	Relación demanda-capacidad para cargas combinadas.....	20
2.5	Cargas de revisión.....	21
2.5.1	Cargas permanentes.....	21
2.5.2	Cargas temporales ferroviarias.....	21
2.5.3	Cargas de impacto.....	22
2.5.4	Cargas de viento .....	22
2.6	Estado límite y métodos de diseño.....	25
2.7	Análisis estructural por el método matricial.....	26
2.7.1	Sistema estructural .....	27
2.7.2	Supuestos fundamentales del método .....	27
2.7.3	Modelación estructural .....	27
2.7.4	Método de rigidez directo .....	28
Capítulo 3.	Condición actual del puente.....	31
3.1	Descripción general del puente.....	31
3.2	Condiciones del sitio.....	34
3.2.1	Topografía .....	34
3.2.2	Entorno adyacente .....	35
3.2.3	Vegetación y erosión .....	36
3.2.4	Servicios públicos .....	36
3.2.5	Vandalismo .....	37
3.3	Condición de los accesos .....	38

3.4	Condición del tablero y accesorios .....	39
3.4.1	Rieles y guardarraíes.....	40
3.4.2	Durmientes .....	42
3.4.3	Acera para peatones.....	43
3.5	Condición de la superestructura .....	44
3.5.1	Sistema de piso.....	45
3.5.2	Elementos de las cerchas .....	47
3.5.3	Arriostramiento lateral .....	51
3.6	Condición de la subestructura .....	53
3.6.1	Apoyos .....	53
3.6.2	Bastiones.....	55
3.6.3	Pilas .....	55
Capítulo 4.	Levantamiento estructural del puente.....	57
4.1	Nube de puntos e información bibliográfica .....	57
4.2	Características geométricas del puente .....	57
4.3	Características de los materiales del puente .....	59
4.3.1	Acero estructural .....	59
4.3.2	Mampostería y concreto .....	60
4.3.3	Durmientes .....	60
4.3.4	Acero de rieles y guardarraíes.....	60
4.4	Características geométricas de los elementos de la superestructura y el tablero ....	60
4.4.1	Rieles y durmientes .....	61
4.4.2	Sistema de piso.....	61
4.4.3	Elementos de las cerchas .....	61
4.4.4	Arriostramiento lateral .....	64
4.4.5	Características geométricas de los elementos de la superestructura .....	66

4.4.6	Nodos de unión.....	67
4.5	Características de los elementos de la subestructura .....	67
4.5.1	Apoyos .....	67
4.5.2	Bastiones.....	69
4.5.3	Pilas .....	70
Capítulo 5.	Estimación de cargas .....	71
5.1	Cargas permanentes (DL) .....	71
5.1.1	Sistema de rieles y guardarraíles.....	71
5.1.2	Durmientes de madera.....	71
5.1.3	Acera de concreto .....	72
5.1.4	Elementos de arriostre interno.....	72
5.2	Cargas temporales .....	73
5.2.1	Carga móvil de equipo ferroviario (LL).....	73
5.2.2	Carga de impacto (I) .....	73
5.2.3	Tubería de gasolina (LL <sub>G</sub> ) .....	74
5.3	Cargas de viento ( $W_{UL}$ ).....	74
5.3.1	Objetivos de desempeño .....	75
5.3.2	Velocidad básica del viento.....	75
5.3.3	Presión básica y presión de viento .....	76
5.3.4	Acción de viento.....	77
5.3.5	Caso de carga .....	79
Capítulo 6.	Análisis estructural del puente ferroviario .....	80
6.1	Capacidad estructural.....	80
6.1.1	Capacidad de los elementos .....	80
6.1.2	Conexiones y requerimientos de los elementos compuestos .....	81
6.2	Demanda estructural de la superestructura .....	82



6.2.1	Fuerzas debido a la carga permanente .....	82
6.2.2	Fuerzas debido a la carga móvil vehicular .....	83
6.2.3	Fuerzas debido a la carga de viento .....	84
6.3	Razón de demanda-capacidad de los elementos de la superestructura.....	84
6.3.1	Razón demanda-capacidad estructural de los largueros .....	85
6.3.2	Razón demanda-capacidad estructural de las vigas de piso .....	86
6.3.3	Razón demanda-capacidad estructural de la cuerda superior y la cuerda inferior 87	
6.3.4	Razón demanda-capacidad estructural de los elementos verticales y diagonales de las cerchas .....	89
6.3.5	Razón demanda-capacidad estructural del arriostre lateral del puente.....	91
6.4	Análisis de la capacidad estructural del puente y sugerencias de reforzamiento .....	95
6.4.1	Análisis de la capacidad estructural del puente.....	95
6.4.2	Sugerencias generales y de reforzamiento estructural.....	98
Capítulo 7.	Conclusiones y recomendaciones .....	104
7.1	Conclusiones .....	104
7.2	Recomendaciones .....	105
Capítulo 8.	Referencias bibliográficas .....	107
Apéndices.....		A-1

## Tabla de figuras

Figura 1. Máquina y vagones en el puente sobre Río Grande de Atenas .....	1
Figura 2. Ubicación del puente ferroviario sobre Río Grande de Atenas .....	2
Figura 3. Diagrama de flujo de la metodología seguida.....	7
Figura 4. Elementos principales de un puente.....	9
Figura 5. Composición de superestructura tipo cercha .....	10
Figura 6. Composición de superestructura de arco .....	10
Figura 7. Curva esfuerzo-deformación típica del acero .....	11
Figura 8. Tabla para la clasificación del pandeo local en elementos sujetos a compresión axial. .....	13
Figura 9. Tabla para la clasificación del pandeo local en elementos sujetos a flexión. ....	13
Figura 10. Factores U de acuerdo con el tipo de conexión para miembros a tensión.....	15
Figura 11. Valores aproximados de longitud efectiva de acuerdo con sus condiciones de apoyo. .....	16
Figura 12. Cargas vivas Cooper arriba, carga viva E-80 abajo.....	22
Figura 13. Superficies sometidas a viento y su efecto .....	23
Figura 14. Marco doblemente empotrado que muestra la deformada en sus seis grados de libertad. ....	29
Figura 15. Grados de libertad internos de un elemento.....	29
Figura 16. Mapa 1, ubicación del puente ferroviario sobre río Grande .....	32
Figura 17. Vista a lo largo de la línea de centro del puente. ....	32
Figura 18. Vista lateral Norte del puente. ....	33
Figura 19. Elevación, vista en planta y nomenclatura de una sección del puente.....	34
Figura 20. Cañón del cauce del río Grande de Atenas. ....	35
Figura 21. Erosión en el talud Sur del bastión Este .....	36
Figura 22. Tubería, de gasolina, adherida a la estructura del puente.....	37
Figura 23. Elementos quemados, con grafiti, faltantes y golpeados.....	38
Figura 24. Manejo del talud de vía en el acceso Oeste del puente. ....	38
Figura 25. Elementos entre el bastión y la estructura sin ningún tipo de fijación. ....	39
Figura 26. Configuración correcta de un tablero abierto de un puente ferroviario.....	39
Figura 27. Riel ASCE 85, unidades en mm. ....	41
Figura 28. Estado de los rieles, eclisas y fijaciones del tablero del puente. ....	41

Figura 29. Falta de guardarrieles (marcado en rojo) necesarios en acceso Oeste al puente..	42
Figura 30. Vista superior de la ubicación de durmientes de madera (amarillo) del puente ferroviario sobre rio Grande de Atenas. ....	42
Figura 31. Estado de los durmientes de madera del puente. ....	43
Figura 32. Estado general de los durmientes de acero del puente.....	43
Figura 33. Acero de refuerzo expuesto (rojo) en la acera peatonal del puente. ....	44
Figura 34. Elementos de la superestructura del puente.....	44
Figura 35. Corrosión (rojo) en las alas de los largueros del puente. ....	46
Figura 36. Corrosión y pérdida (rojo) de remaches en la viga de piso de la sección sobre el bastión Oeste. ....	47
Figura 37. Corrosión interna y del arriostamiento interno (rojo) de la cuerda superior.....	48
Figura 38. Daño por vandalismo o accidente en el arriostamiento interno de la cuerda inferior. ....	48
Figura 39. Estado precario (rojo) del elemento vertical Norte de la sección 0 del puente, en el bastión Oeste. ....	49
Figura 40. Elementos diagonales de la estructura.....	49
Figura 41. Corrosión en lámina de unión de los nodos de las cerchas.....	50
Figura 42. Laminación en elemento vertical en unión con placas y demás elementos de la unión. ....	51
Figura 43. Laminación y corrosión en nodos inferiores de las cerchas. ....	51
Figura 44. Estado del sistema de arriostamiento interno del puente.....	52
Figura 45. Pérdida de sección (rojo) en elementos del arriostamiento inferior. ....	53
Figura 46. Apoyo con corrosión, falta de pintura, falta de pernos de unión (rojo) e inclinación. ....	54
Figura 47. Apoyo con falta de perno de unión (rojo) y acumulación de escombros.....	54
Figura 48. Apoyo fijo de la cercha Norte en el sector Oeste. ....	55
Figura 49. Pila sobre la cual se encuentra el apoyo fijo Norte del sector Oeste. ....	56
Figura 50. Condición de vegetación en la pila (rojo) sobre la cual se encuentra el apoyo Sur del sector Oeste. ....	56
Figura 51. Vista de perfil de la nube de puntos a partir del escaneo láser.....	57
Figura 52. Detalle de la nube de puntos a partir del escaneo láser.....	57
Figura 53. Vista de perfil de la configuración geométrica de las cerchas de la superestructura.	

.....	58
Figura 54. Secciones transversales típicas del puente y algunas dimensiones de interés. ....	58
Figura 55. Configuración geométrica superior e inferior de una sección del puente. ....	59
Figura 56. Composición geométrica de los elementos de entrepiso. ....	61
Figura 57. Composición geométrica de los elementos de la cuerda superior de las cerchas. .	62
Figura 58. Composición geométrica del elemento de la cuerda inferior de las cerchas. ....	62
Figura 59. Ejemplificación del acomodo de los angulares de arriostre interno de la cuerda inferior. ....	63
Figura 60. Composición de los elementos verticales y diagonales. ....	63
Figura 61. Sección de elementos horizontales intermedios en las cerchas. ....	64
Figura 62. Elementos horizontales superiores de arriostre lateral. ....	64
Figura 63. Elementos horizontales interiores parte del arriostre lateral del puente. ....	65
Figura 64. Elementos horizontales inferiores que forman parte del arriostre lateral del puente. ....	65
.....	65
Figura 65. Composición de los elementos de arriostre lateral inferiores e interiores. ....	65
Figura 66. Elementos diagonales al interior de las secciones transversales del puente. ....	66
Figura 67. Geometría de los apoyos expansivos del puente. ....	68
Figura 68. Geometría de los apoyos fijos del puente. ....	68
Figura 69. Características estructurales correspondientes a los componentes de los apoyos fijos. ....	69
.....	69
Figura 70. Dimensiones geométricas de los bastiones del puente. ....	69
Figura 71. Ubicación del puente (pin rojo) en la zonificación eólica de Costa Rica. ....	76
Figura 72. Coeficiente (rojo) de presión para cada tipo de elementos presentes en puentes de cercha. ....	78
Figura 73. Caso de carga para la presión de viento. ....	79
Figura 74. Diagrama de momentos provocados por la carga muerta. ....	82
Figura 75. Diagrama de carga axial provocada por la carga permanente sobre la estructura, rojo compresión y azul tensión. ....	83
Figura 76. Diagrama de la envolvente de cortante debido a la carga viva ( $V_{22}$ ) para los largueros del puente. ....	83
Figura 77. Diagrama de la envolvente de momentos debido a la carga viva ( $M_{33}$ ) para los largueros del puente. ....	83

Figura 78. Diagrama de la envolvente de axial debido a la carga viva. ....	84
Figura 79. Diagrama de carga axial debido a la carga de viento sobre la estructura, rojo compresión y azul tensión. ....	84
Figura 80. Convención de signos para las cargas en los elementos. ....	85
Figura 81. Diagrama de la envolvente de cortantes (izquierda) y momentos (derecha) para la viga de piso de la sección transversal 3. ....	86
Figura 82. Diagrama de la envolvente de carga axial para los elementos de la cuerda superior e inferior. ....	87
Figura 83. Diagrama de la envolvente para la carga axial de los elementos diagonales y verticales de las cerchas. ....	90
Figura 84. Elementos en los que la demanda sobrepasa la capacidad. ....	96
Figura 85. Distribución por elemento, de tipo de cargas axiales máximas en las cerchas del puente. ....	96
Figura 86. Sugerencia de reforzamiento para las vigas de piso. ....	100
Figura 87. Sugerencias de reforzamiento para la cuerda inferior (izquierda) e inferior (derecha). ....	101
Figura 88. Sugerencia de reforzamiento para los elementos diagonales. ....	101
Figura 89. Sugerencia de reforzamiento para los elementos diagonales de arriostre inferior. ....	102
Figura 90. Sugerencia de reforzamiento para angulares simples sujetos a compresión. ....	103

## Tabla de Cuadros

Cuadro 1. Pesos unitarios para las cargas permanentes de acuerdo con AREMA. ....	21
Cuadro 2. Combinaciones de carga y recomendaciones de AREMA. ....	26
Cuadro 3. Características básicas del puente ferroviario sobre río Grande de Atenas. ....	33
Cuadro 4. Características de la tubería de transporte de gasolina adherida al puente ....	37
Cuadro 5. Deficiencias encontradas en los elementos del tablero.....	40
Cuadro 6. Escala y evaluación del grado de daño.....	45
Cuadro 7. Grado de daño para los elementos de la superestructura.....	45
Cuadro 8. Características estructurales de los elementos de acero.....	59
Cuadro 9. Características geométricas de un tipo de sección por elemento.....	67
Cuadro 10. Parámetros para el cálculo de la carga debido a los durmientes de madera. ....	72
Cuadro 11. Cálculo de carga de los elementos de arriostre interno en las cuerdas inferior y superior. ....	72
Cuadro 12. Cargas por eje actuales en las vías ferroviarias utilizadas para transporte de carga. ....	73
Cuadro 13. Cálculo del porcentaje de impacto. ....	73
Cuadro 14. Parámetros para el cálculo de la carga debido a la tubería de gasolina.....	74
Cuadro 15. Objetivos de desempeño para la estimación de la carga de viento.....	75
Cuadro 16. Coeficiente de exposición a la altura máxima del puente.....	77
Cuadro 17. Fuerzas de viento estimadas para cada tipo de elemento de las cerchas. ....	79
Cuadro 18. Comparativa de resultados manuales y resultados mediante el software SAP2000. ....	81
Cuadro 19. Razón demanda capacidad de los largueros del puente. ....	85
Cuadro 20. Razón demanda capacidad de las vigas de piso del puente. ....	86
Cuadro 21. Razón demanda capacidad para los elementos de la cuerda superior.....	88
Cuadro 22. Razón demanda capacidad para los elementos de la cuerda inferior. ....	89
Cuadro 23. Razón demanda capacidad para los elementos verticales de las cerchas. ....	90
Cuadro 24. Razón demanda capacidad de los elementos diagonales de las cerchas.....	91
Cuadro 25. Razón demanda capacidad para los elementos paralelos de arriostramiento superior. ....	92
Cuadro 26. Razón demanda capacidad para los elementos diagonales de arriostre superior. 92	

Cuadro 27. Razón demanda capacidad para los elementos paralelos de arriostre inferior e intermedio.....	93
Cuadro 28. Razón demanda capacidad de los elementos diagonales de arriostre inferior. ....	94
Cuadro 29. Demanda estructural de los elementos diagonales de arriostre interno.....	95

## Resumen

Solano Mora, Roy

Análisis estructural del puente ferroviario sobre Río Grande de Atenas

Trabajo Final de Graduación – Ingeniería Civil – San José, CR.

R. Solano M., 2021.

Xiii, 108, [86]h; ils.col. – 24 refs.

El puente sobre Río Grande de Atenas forma parte esencial del sistema ferroviario hacia el sector Pacífico de Costa Rica y es de las obras de ingeniería de mayor valor histórico, cultural y arquitectónico para el país. Dentro del marco del proyecto “Reconstrucción de la vía y restablecimiento del servicio ferroviario entre Puntarenas y Alajuela” del Instituto Costarricense de Ferrocarriles, es necesaria la recolección de información de todas las estructuras antiguas que forman parte de la vía. A su vez las características propias del puente como su luz libre, tipología constructiva y antigüedad provocan que sea necesario un análisis estructural para establecer la capacidad actual del puente, para soportar cargas propias y externas a la estructura.

Se realizó una inspección cualitativa de acuerdo con el Manual de Puentes del MOPT (2007) y el Manual de Inspección de Puentes Ferroviarios de AREMA (2008). La información considerada en la inspección, los planos, el modelo y el análisis estructural del puente se obtuvo mediante investigación bibliográfica e instrumentos de recolección de información como escáneres 3d y drones de control remoto.

La inspección de puente reflejó la inseguridad además de la falta de mantenimiento y conservación de la estructura. Además, los resultados del análisis estructural indican que el puente no tiene la capacidad necesaria para resistir las fuerzas provocadas por las cargas establecidas en la normativa ferroviaria actual. RSM

PUNTES FERROVIARIOS, FERROCARRÍLES , ANÁLISIS ESTRUCTURAL, RÍO GRANDE, ARCOS DE ACERO, VÍA AL PACÍFICO.

Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.

Escuela de Ingeniería Civil



# Capítulo 1. Introducción

## 1.1 Justificación

### 1.1.1 Problema específico

De acuerdo con Cruz (1998), el puente que se observa en la Figura 1 formó parte del contrato, firmado en agosto de 1897, por el gobierno de Costa Rica y el norteamericano Jhon S. Casement, el cual se comprometía a construir el ferrocarril al pacífico desde San José hasta el puerto de Tivives. El señor Casement firmaría un contrato con el comerciante norteamericano Francisco W. Wilson, donde este se comprometería a suministrar, desde Nueva York, el material necesario para la construcción del puente, en el mes de junio de 1898. Finalmente, el puente y sus elementos fueron diseñados y construidos, con la participación de Ing. Theodore Cooper, por la Fábrica Milliken Bros. de Nueva York, Estados Unidos. El profesional estadounidense a cargo del montaje de la obra fue el Ing. Wilcox mientras por parte de Costa Rica participó el Ing. Luis Matamoros.



Figura 1. Máquina y vagones en el puente sobre Río Grande de Atenas  
Fuente: Jiménez, 2010

La obra fue construida en el año 1901, ubicada, como se muestra en la Figura 2, sobre el Río Grande que corresponde al límite político entre los cantones de Atenas y Alajuela pertenecientes a la Provincia de Alajuela. La estructura del puente es de acero y se compone de un arco central y dos medios arcos laterales. La longitud del puente es de 208,77 m y una altura sobre el nivel del río de 105 m.



Figura 2. Ubicación del puente ferroviario sobre Río Grande de Atenas  
Fuente: Google Maps  
Modificado por: Solano, 2020

Para el año 1998, según el INCOFER, se habían reparado uno de los apoyos o articulaciones en uno de los extremos del puente, además de la restauración de algunos de los durmientes de madera. Debido a su año de construcción, su singularidad de diseño, y contribución al desarrollo económico y social del país, en la administración del presidente Abel Pacheco de la Espriella, en el año 2002, el puente se declara patrimonio histórico-arquitectónico de Costa Rica, mediante el decreto N°30638-C (Cruz, 1998).

Hasta la fecha, no se encuentra información estructural ni constructiva de la estructura del puente. Esto representa una gran incertidumbre tanto para el instituto a cargo como para la oficina de patrimonio histórico, ya que esto limita la adecuada planificación de obras de restauración o reparación del puente. Lo anterior, aunado al notable deterioro en algunos de los elementos del puente, así como la falta de mantenimiento, motivan el presente estudio, el cual pretende mediante diferentes instrumentos de recolección de información y de análisis estructural, realizar un levantamiento preciso de la estructura, para brindar un informe sobre la condición y seguridad estructural actual del puente ferroviario sobre el Río Grande de Atenas.

### 1.1.2 Importancia

Tras el cierre técnico del Instituto Costarricense de Ferrocarriles (INCOFER) en 1995, se tuvieron que suspender tanto los servicios de carga como de pasajeros en el Sector Pacífico, afectando así a los usuarios que hacían uso del servicio y al traslado de mercancías y comercios entre San José y Puntarenas. Este impacto no solo afectó directamente al desarrollo ferroviario y económico del país si no al económico y social de las zonas por las cuales atravesaba la vía y en las cuales se construyeron estaciones y paradas para el tren. Lo anterior trajo consigo un conjunto de situaciones que, actualmente, impiden el restablecimiento de los servicios ferroviarios de carga y pasajeros tales como: inadecuada infraestructura ferroviaria, equipamiento inadecuado y la inexistencia de catenaria (INCOFER,2019).

Establecido lo anterior y dentro del marco de la Ley N°9366 "Fortalecimiento del Instituto Costarricense de Ferrocarriles y promoción del Tren Eléctrico Interurbano de la Gran Área Metropolitana", el 20 de mayo del 2019 el Consejo Directivo de INCOFER tomó el acuerdo N°080-2019. En el que establece "Aprobar la Visión de Reconstrucción de la Vía Férrea del Pacífico...", con el cual se aprueba el proyecto y las gestiones necesarias con el fin de contar con el financiamiento respectivo para la reconstrucción de la vía y restablecimiento del servicio ferroviario entre Puntarenas y Alajuela.

El puente ferroviario sobre Río Grande es representativo de una época de desarrollo para la zona y de la vía férrea del Pacífico. Determinar las condiciones estructurales reales, así como la documentación de la estructura del puente en estudio, permitirá tener una base importante para los estudios técnicos y de factibilidad de esta estructura en específico. Esto aportaría al proyecto anteriormente mencionado y todo lo que este proyecto representa, como: la reactivación de las zonas aledañas, una nueva alternativa de transporte de carga y la mejora del servicio de viajes turísticos y de pasajeros.

Además, tras su declaratoria como patrimonio histórico-arquitectónico del país, se ha buscado obtener información de la obra, así como posibles alternativas de restauración, ya que en la actualidad se destaca cierto deterioro en los elementos de acero del puente y piezas faltantes del mismo. Lo anterior con el fin de salvaguardar parte de la historia reciente del país, así como mantener su atractivo arquitectónico y estructural para darle un uso apropiado con fines turísticos.

### 1.1.3 Antecedentes

En el 2017 el Ing. José Antonio Quirós, presenta su Trabajo Final de Graduación titulado "Adaptación de la metodología AREMA para la evaluación del estado de los puentes del corredor ferroviario Caribe". En el cual, mediante la adaptación del manual de inspección de puentes de la organización norteamericana American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association (AREMA), genera una herramienta para la evaluación cualitativa de la capacidad de desempeño de los puentes ferroviarios del país.

La declaratoria como patrimonio histórico-arquitectónico del inmueble en agosto del 2002, mediante el Decreto N°30638-C publicado en La Gaceta N°164 presenta una breve descripción de la estructura y de su importancia para la historia de país. Además de decretar la prohibición de demolición o remodelación parcial o total del inmueble sin la autorización previa del Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural, del Ministerio de Cultura, Juventud y Deportes.

El Dr. Ing. Miguel F. Cruz (1998) se encargó de dirigir una recopilación de información sobre distintos puentes de Costa Rica en un documento llamado "Puentes Antiguos de Costa Rica". Esta recopilación da como resultado una reseña histórica tanto de la construcción del ferrocarril al Pacífico como de la construcción del puente y los encargados del diseño y ejecución de la obra. Además de brindar una descripción general de la estructura en donde se indica su largo, altura sobre el nivel del río y demás factores de importancia como el caudal aproximado del río, las zonas de vida del área y las precipitaciones promedio por año. Así mismo, este documento brinda bosquejos del perfil y la sección típica de la estructura. (Puentes Antiguos de Costa Rica, Cruz, 1998)

En 1904 el ingeniero Frank W. Skinner, M, publicó un compendio de ejemplos de puentes ferroviarios construidos en acero, madera y la combinación de ambos. En este documento nombrado "Types and Details of Bridge Construction" en el Capítulo 6, sobre el puente en estudio, se detallan generalmente algunos elementos del puente como: conexiones, uniones, remaches y apoyos. Además, se describen los esfuerzos de diseño de los elementos de las cerchas que componen los arcos del puente. (Types and Details of Bridge Construction, Skinner, 1904)

En 1902 David Williams Company publica el trabajo nombrado "The Iron Age" sobre distintas obras de acero alrededor del mundo, donde le dedica un capítulo al puente sobre Río Grande

en el cual se detallan algunos elementos del puente y describe brevemente algunas de las cargas que se utilizaron para el diseño estructural del puente.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

Analizar estructuralmente el puente ferroviario sobre el Río Grande de Atenas, mediante el levantamiento y modelado, para establecer el nivel de seguridad que presenta ante cargas gravitacionales de servicio y cargas laterales de viento.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Establecer cualitativamente, a través de lo indicado en la última edición del Manual de Inspección de Puentes del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT), el estado actual del puente ferroviario.
- Determinar, por medio de instrumentos de recolección de información, las características geométricas de los elementos que conforman la estructura del puente.
- Definir, mediante investigación bibliográfica, las características estructurales de los materiales que componen los elementos del puente.
- Establecer las cargas de viento, mediante la metodología establecida en el borrador de Lineamientos para Diseño por Viento de Edificaciones en Costa Rica (LDVCR).
- Determinar el nivel de seguridad que presentaría el puente al verse sometido a las cargas de revisión, mediante la elaboración de un modelo estructural que contempla las características estructurales y geométricas de los elementos.

## 1.3 Delimitación del problema

### 1.3.1 Alcances

El estudio se enfocó principalmente en el análisis estructural del puente ferroviario, de arcos de acero, sobre el Río Grande de Atenas. Se determinó el nivel de seguridad de la estructura, únicamente, bajo cargas de viento y cargas gravitacionales. Esta investigación no abarcó ningún tipo de análisis dinámico o sísmico pues es conocido que en estructuras livianas dicha acción accidental genera fuerzas internas menores a las generadas por la acción del viento.

La evaluación cualitativa del puente, para definir la condición actual, se realizó siguiendo el Manual de Inspección de Puentes del MOPT en su última versión. Además, se utilizaron herramientas propias de inspección de puentes ferroviarias basadas en el manual de

inspección de puentes de AREMA (2008).

La caracterización y levantamiento estructural de los elementos del puente se hizo sin ningún tipo de pruebas invasivas o de laboratorio que requieran extracción o modificación de la composición actual de los elementos constituyentes de la estructura.

Este trabajo no contempla proponer ninguna remodelación o reconstrucción, parcial o total de la obra, así como tampoco considera ningún tipo de estudio económico de factibilidad. Se limita, únicamente, a valorar estructuralmente el estado actual de la estructura.

### 1.3.2 Limitaciones

Entre las limitaciones asociadas al proyecto se encuentra que, desde la declaración como patrimonio histórico-arquitectónico de la obra, se restringen algunas labores como ensayos y extracción de muestras de la estructura. Ante esta situación, se contó con información bibliográfica sobre aceros de la época, secciones producidas por la empresa fabricante y alguna información de diseño, como resultado de la investigación bibliográfica realizada.

Por factores como la altura, la longitud y la falta de algunos elementos del tablero y accesorios del puente, realizar medidas precisas y puntuales a lo largo del puente se torna peligroso. Para solventar esto se contó con herramientas de recolección de información no invasivas y de control remoto, como lo son drones y escáneres laser. Además, toda inspección de campo se realizó bajo estrictas normas de seguridad y con el equipo necesario.

La normativa internacional y nacional recomienda utilizar el método de túnel de viento para el estudio de cargas de viento sobre estructuras particulares como la que pretende estudiar este trabajo. Este procedimiento requiere de instrumentos y herramientas con las cuales no se contó, por lo tanto, no se pudo realizar dicho tipo de estudio. Con el fin de obtener una aproximación adecuada se siguieron procedimientos estandarizados para tipos de estructuras con comportamiento similar como lo son las estructuras de armaduras tipo celosía.

La condición estructural del tablero del puente no se valoró debido al mal estado y falta de uniformidad en el tipo de durmientes, rieles y sujeciones. Tampoco se valoró la capacidad de las conexiones y requerimientos de los elementos compuestos debido a que se necesita un mayor detalle de remaches y conexiones que no brinda el levantamiento estructural realizado.

## 1.4 Descripción de la metodología

El diagrama de flujo mostrado en la Figura 3 muestra la metodología seguida con que se cumplieron los objetivos propuestos de este proyecto.

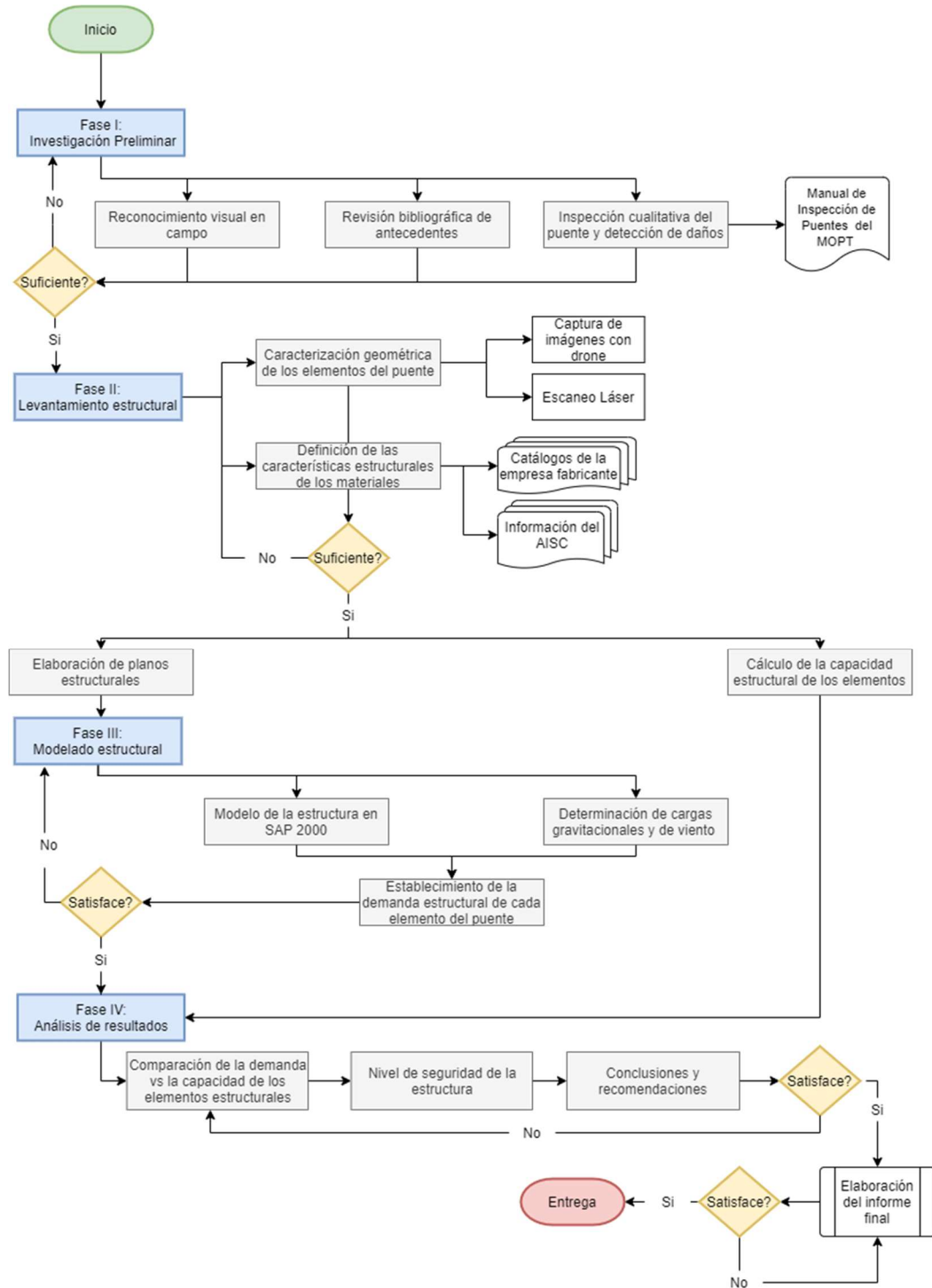


Figura 3. Diagrama de flujo de la metodología seguida.

#### 1.4.1 Fase I. Investigación preliminar

Esta fase está compuesta por tres secciones para tener un mejor panorama sobre la condición actual del puente y sus alrededores. La revisión bibliográfica de antecedentes para obtener, de esta manera, información constructiva del puente, diseñador, constructor y demás información de interés. Un reconocimiento visual en campo para verificar medidas, capturar fotografías y planificación de próximas visitas. Finalmente, con la ayuda del Manual de Inspección de Puentes del MOPT, se realizó la inspección y definición del estado actual de la obra, donde se describió también cualquier tipo de daño que se detecte en los componentes del puente.

#### 1.4.2 Fase II. Levantamiento estructural

En esta fase es en la que se obtienen los principales insumos para la elaboración del modelo estructural. Como complemento a la información bibliográfica se utilizaron drones y escáneres láser disponibles en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, para caracterizar geométricamente los elementos del puente. Mientras que a través de investigación bibliográfica de catálogos del fabricante de las piezas y diferente información obtenida del AISC, se definieron las características físicas y mecánicas de los materiales que constituyen el puente. Una vez recabada la suficiente información, se procede a elaborar los planos estructurales y, paralelamente, calcular la capacidad estructural de cada elemento.

#### 1.4.3 Fase III. Modelado estructural

Tras obtener los insumos necesarios, se procedió a confeccionar el modelo de la estructura con ayuda del software de análisis, de Computers and Structures (CSI), SAP 2000. Al mismo tiempo se determinaron las cargas a las cuales se puede someter la estructura, para que en conjunto con el modelo se pueda establecer la demanda estructural en cada uno de los elementos del puente.

#### 1.4.4 Fase IV. Análisis de resultados

Con la demanda estructural obtenida de la fase anterior y la capacidad de los elementos obtenida en la Fase II, se procede a la comparación entre estas con el fin de determinar el nivel de seguridad de la estructura. De acuerdo con los resultados obtenidos, se brindan las conclusiones y recomendaciones del estudio, cuando estas fueron satisfactorias se elaboró el informe final que una vez revisado y aprobado se entregará a los encargados de su publicación.



## Capítulo 2. Marco teórico

### 2.1 Clasificación de puentes

De acuerdo con Roy (2008) un puente es una obra destinada a salvar obstáculos naturales u obstáculos artificiales, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías. Específicamente se indica que un puente de paso ferroviario es toda aquella estructura exclusiva para el paso de locomotoras y sus respectivos vagones para transporte de carga y/o personas, así como equipo de mantenimiento de la vía férrea.

### 2.2 Elementos de un puente

Los elementos de un puente se pueden definir, como se detalla en la Figura 4: subestructura, superestructura, accesos, accesorios y el tablero.

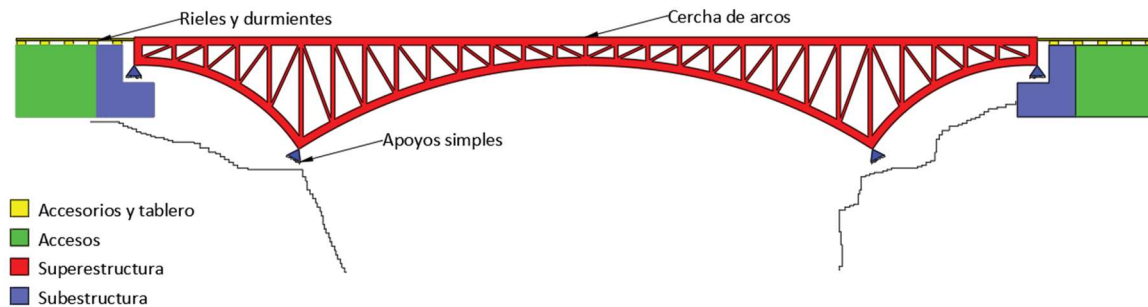


Figura 4. Elementos principales de un puente

#### 2.2.1 Accesos

Los accesos son toda aquella obra que, de manera integral permiten la aproximación segura al puente. Los elementos del acceso del puente pueden ser: material de relleno, terraplén, muros de retención, guardavías, sistemas de drenajes, señalización y demarcación.

#### 2.2.2 Accesorios y tablero

Los accesorios son elementos que tienen como función garantizar la adecuada y segura operación de los puentes durante su período de servicio. El tablero es el encargado de soportar y transmitir las cargas a la superestructura, en el caso de los puentes ferroviarios estos pueden ser durmientes de madera o concreto.

#### 2.2.3 Superestructura

Es el elemento que soporta el tablero y las cargas aplicadas al mismo, a través de este las cargas son transmitidas a los elementos de soporte conocidos como subestructura. Este componente puede ser construido con materiales como madera, acero, concreto reforzado o

presforzado y mampostería. Según el MOPT (2007), una superestructura se puede clasificar de 4 distintas maneras: de vigas, de cercha, de arco o suspendidas. En el puente ferroviario sobre Río Grande de Atenas, se involucran específicamente dos de estas superestructuras, la de cercha y la de arco.

- Superestructura de cercha: compuesta por dos armaduras, las cuales son estructuras rígidas bidimensionales formadas por elementos que resisten tensión o compresión, unidos por juntas o nodos. La composición de esta superestructura se muestra en la Figura 5.

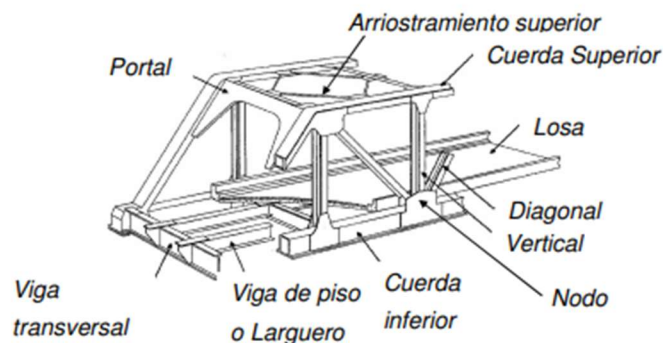


Figura 5. Composición de superestructura tipo cercha  
Fuente: MOPT, 2007

- Superestructura de arco: estructura compuesta por vigas o armaduras, como se muestra en la Figura 6, con forma de arco sometidas a esfuerzos de compresión pura.

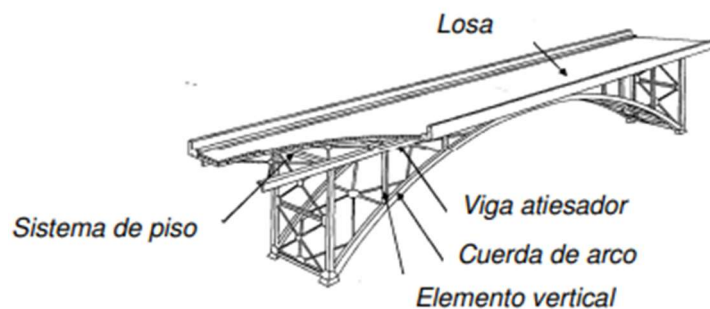


Figura 6. Composición de superestructura de arco  
Fuente: MOPT, 2007

#### 2.2.4 Subestructura

La subestructura comprende todo tipo de apoyos, bastiones, pilas y cimentaciones de la estructura del puente. En el caso del puente que se propone estudiar es importante definir

dos de los anteriores.

- Apoys: elementos que transmiten las cargas verticales y horizontales provenientes de la superestructura; pueden ser mecánicos, elastoméricos, expansivos o fijos.
- Cimentación: componente que transmite las cargas de la subestructura al suelo o roca soportante, puede ser una cimentación profunda o superficial.

### 2.3 Acero estructural

Según Poveda (2020) el acero es una combinación de diferentes elementos químicos que se mezclan en un horno a altas temperaturas para obtener como resultado un material homogéneo de mayor resistencia por unidad de peso en la actualidad. Utilizando el método de extrusión se pueden producir diferentes tipos de secciones como: placas, barras, perfiles de ala ancha (W), tubos, canales, angulares, etc. Los elementos más importantes son laminados en caliente y su diseño está regido por el código del Instituto Americano de la Construcción en Acero, AISC por sus siglas en inglés.

El acero está compuesto de aproximadamente 98% de hierro (Fe) y un 2% de otros elementos como carbón, manganeso, fósforo, sulfuro, etc. El acero se caracteriza por tener un comportamiento igual en tensión o en compresión como se observa en la curva esfuerzo-deformación típica de la Figura 7, donde además se pueden observar algunas zonas de interés que representan sus propiedades físicas y mecánicas.

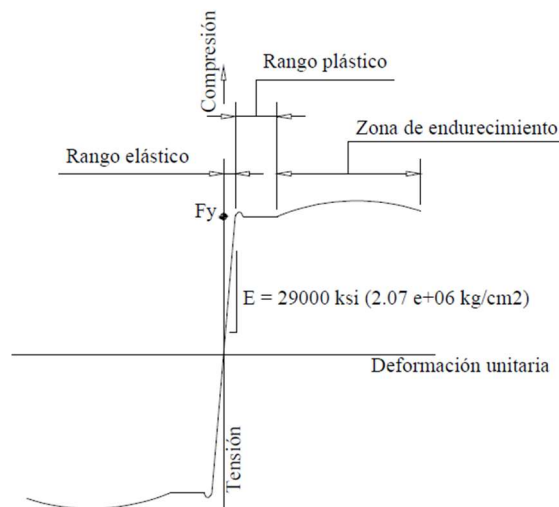


Figura 7. Curva esfuerzo-deformación típica del acero  
Fuente: Poveda, 2020

## 2.4 Cálculo de la capacidad estructural de elementos de acero

Este cálculo lo define el AISC en sus especificaciones y comentarios en el documento "Especificación para edificaciones de acero estructural" (ANSI/AISC 360-16). Dicho documento define provisiones generales, así como procesos detallados de cálculo para capacidades a compresión, tensión, flexión, cortante y cargas combinadas.

### 2.4.1 Provisiones generales

Como se detallará posteriormente, el análisis estructural del puente ferroviario se realizó utilizando el diseño por esfuerzos permisibles, ASD por sus siglas en inglés. Por lo tanto, la revisión de capacidades se realizará utilizando la Ecuación 1.

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega} \quad (1)$$

Donde:

$R_a$  = capacidad requerida usando combinaciones ASD

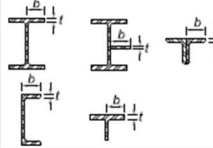
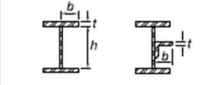
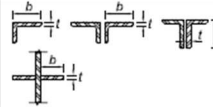
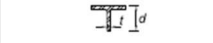
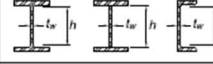
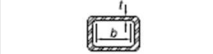
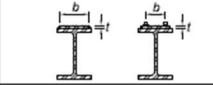
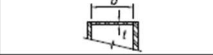
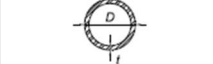
$R_n$  = capacidad nominal

$\Omega$  = factor de seguridad

$\frac{R_n}{\Omega}$  = Esfuerzo permisible

Otra de las provisiones generales más importantes es la clasificación de secciones para pandeo local. Esta clasificación la define el tipo de carga a la que se somete, para elementos sujetos a compresión axial se debe consultar la Tabla B4.1.a (Figura 8) y en el caso de elementos sujetos a flexión la tabla B4.1.b (Figura 9) ANSI/AISC 360-16.

**TABLE B4.1a**  
**Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements**  
**Members Subject to Axial Compression**

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio $\lambda$ (nonslender/slender)		Examples
			$\lambda_p$ (compact/noncompact)	$\lambda_r$ (noncompact/slender)	
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections, outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	$b/t$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	2 Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	$b/t$	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	<sup>(a)</sup>	
	3 Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	4 Stems of tees	$d/t$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Stiffened Elements	5 Webs of doubly symmetric rolled and built-up I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	6 Walls of rectangular HSS	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	7 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	8 All other stiffened elements	$b/t$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	9 Round HSS	$D/t$	$0.11 \frac{E}{F_y}$		

<sup>(a)</sup>  $k_c = 4\sqrt{h/t_w}$ , but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.

Figura 8. Tabla para la clasificación del pandeo local en elementos sujetos a compresión axial.  
 Fuente: AISC, 2016.

**TABLE B4.1b**  
**Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements**  
**Members Subject to Flexure**

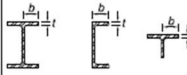
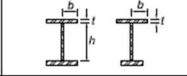
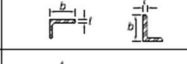
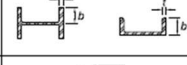
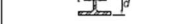
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			$\lambda_p$ (compact/noncompact)	$\lambda_r$ (noncompact/slender)	
Unstiffened Elements	10 Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_c}}$ <sup>(a) (b)</sup>	
	12 Legs of single angles	$b/t$	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the minor axis	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 Stems of tees	$d/t$	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 9. Tabla para la clasificación del pandeo local en elementos sujetos a flexión.  
 Fuente: AISC, 2016.

## 2.4.2 Cálculo de la capacidad estructural de elementos a tensión

La capacidad a tensión de un elemento de acero estructural debe ser el menor valor entre el resultado de la Ecuación 2 y la Ecuación 3.

$$P_n = F_y A_g \quad (2)$$

$$P_n = F_u A_e \quad (3)$$

Donde:

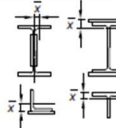
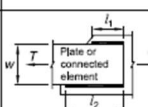



$A_e = A_n U$  *área efectiva de acuerdo a la Tabla D.3.1*

$A_g$  = *Área gruesa del elemento*

$F_y$  = *esfuerzo mínimo de fluencia*

$F_u$  = *esfuerzo mínimo de ruptura*

La tabla D.3.1 para la determinación del factor U según las especificaciones se muestran en la Figura 10.

TABLE D3.1 Shear Lag Factors for Connections to Tension Members			
Case	Description of Element	Shear Lag Factor, $U$	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).	$U = 1.0$	–
2	All tension members, except HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or by longitudinal welds in combination with transverse welds. Alternatively, Case 7 is permitted for W, M, S and HP shapes. (For angles, Case 8 is permitted to be used.)	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and $A_0 =$ area of the directly connected elements	–
4 <sup>(B)</sup>	Plates, angles, channels with welds at heels, tees, and W-shapes with connected elements, where the tension load is transmitted by longitudinal welds only. See Case 2 for definition of $\bar{x}$ .	$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS.	$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
6	Rectangular HSS. with a single concentric gusset plate	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
	with two side gusset plates	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	W-, M-, S- or HP-shapes, or tees cut from these shapes. (If $U$ is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with flange connected with three or more fasteners per line in the direction of loading $b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$	–
	with web connected with four or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.70$	–
8	Single and double angles. (If $U$ is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with four or more fasteners per line in the direction of loading	–
	with three fasteners per line in the direction of loading (with fewer than three fasteners per line in the direction of loading, use Case 2)	$U = 0.60$	–

$B$  = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm);  $D$  = outside diameter of round HSS, in. (mm);  $H$  = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm);  $d$  = depth of section, in. (mm); for tees,  $d$  = depth of the section from which the tee was cut, in. (mm);  $l$  = length of connection, in. (mm);  $w$  = width of plate, in. (mm);  $\bar{x}$  = eccentricity of connection, in. (mm);  
<sup>(B)</sup>  $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$ , where  $l_1$  and  $l_2$  shall not be less than 4 times the weld size.

Figura 10. Factores U de acuerdo con el tipo de conexión para miembros a tensión.  
Fuente: AISC, 2016.

### 2.4.3 Cálculo de la capacidad estructural de los elementos a compresión

El cálculo de esta capacidad depende principalmente de la longitud efectiva del elemento que se calculó de acuerdo con la Ecuación 4.

$$\frac{L_c}{r} = \frac{KL}{r} \quad (4)$$

Donde:

$K$  = factor de longitud efectiva

$L_c$  = longitud efectiva de pandeo en el eje menor

$L$  = longitud del mayor tramo sin arriostrar

$r$  = radio de giro

El valor K se determina según lo establecido en la Figura 11.

Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code	<ul style="list-style-type: none"> <li> Rotation fixed and translation fixed</li> <li> Rotation free and translation fixed</li> <li> Rotation fixed and translation free</li> <li> Rotation free and translation free</li> </ul>					

Figura 11. Valores aproximados de longitud efectiva de acuerdo con sus condiciones de apoyo.  
Fuente: AISC, 2016.

La capacidad nominal a compresión depende del estado límite determinado por las provisiones generales de esbeltez comentadas anteriormente. Sin embargo, su capacidad a compresión se determina principalmente y ajustando las Ecuaciones 5, 6, 7 y 8.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (5)$$

$$\text{Cuando } \frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (6)$$

$$\text{Cuando } \frac{L_c}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \quad (7)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (8)$$

Donde:

$E$  = módulo de elasticidad

$F_{cr}$  = esfuerzo crítico

$F_e$  = esfuerzo de pandeo elástico



Finalmente, el puente cuenta con angulares simples de arriostre lateral a los cuales es necesario ajustarles su longitud efectiva tal y como se muestra en la Ecuación 9 y la Ecuación 10.

$$\text{Cuando } \frac{L}{r_a} \leq 80 \rightarrow \frac{L_c}{r} = 72 + 0,75 \frac{L}{r_a} \quad (9)$$

$$\text{Cuando } \frac{L}{r_a} > 80 \rightarrow \frac{L_c}{r} = 72 + 1,25 \frac{L}{r_a} \quad (10)$$

Donde:

$r_a$  = radio de giro sobre el eje geométrico paralelo al ala conectada

#### 2.4.4 Cálculo de la capacidad estructural de elementos a flexión

Este cálculo se realiza de acuerdo con las condiciones de la sección y la configuración propia de cada uno de los elementos. Los elementos del puente que se encuentran sujetos a flexión son los del sistema de piso que son de sección I completamente simétrica.

En estos casos dependiendo de la esbeltez local es necesarios revisar diferentes condiciones que se detallaran a continuación.

##### 2.4.4.1 Fluencia

En este caso se debe utilizar la Ecuación 11.

$$M_n = M_p = |F_y Z_x| \quad (11)$$

##### 2.4.4.2 Pandeo lateral torsional (LTB)

Para evaluar esta condición es necesario determinar las siguientes longitudes:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (12)$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (13)$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_0}{2S_x}} \quad (14)$$

Donde:

$J$  = constante torcional

$S_x$  = módulo de sección elástico

$h_0$  = distancia entre el centroide de las alas

$c = 1$  por se simétrica

$I_y$  = momento de inercia sobre el eje  $y$

A partir de esto se puede calcular la capacidad nominal a flexión de la siguiente manera:

$$\text{Cuando } L_b \leq L_p \rightarrow \text{No aplica LTB} \quad (15)$$

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

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (16)$$

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

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (17)$$

Donde:

$L_b$  = longitud entre puntos arriostrados del ala en compresión

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (18)$$

#### 2.4.4.3 Pandeo local en el ala a compresión (FLB)

Para secciones con alas no compactas se utiliza la Ecuación (19).

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (19)$$

Donde:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$\lambda_{pf}$  = el límite de esbeltez para un ala compacta

$\lambda_{pf}$  = el límite de esbeltez para un ala no compacta

Finalmente,  $C_b$  se debe calcular mediante la Ecuación 20.

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (20)$$

Donde:

$M_{max}$  = valor absoluto de momento en el tramo sin arriostrar

$M_A$  = valor absoluto de momento en a  $\frac{1}{4}$  del tramo sin arriostrar

$M_B$  = valor absoluto de momento en el centro del tramo sin arriostrar

$M_C$  = valor absoluto a  $\frac{3}{4}$  del tramo sin arriostrar

#### 2.4.4.4 Fluencia del ala en compresión (CFY)

Este estado se evalúa mediante la Ecuación 21.

$$M_n = R_{pc}M_{yc} \quad (21)$$

Donde:

$R_{pc}$  = factor de plastificación del alma

$M_{yc} = F_y S_{xc}$  = momento de fluencia en el ala de compresión

$S_{xc}$  = módulo elástico referente al ala de compresión

#### 2.4.5 Cálculo de la capacidad estructural a cortante

La capacidad nominal a cortante está definida por la Ecuación 22.

$$V_n = 0,6F_y A_w C_{v1} \quad (22)$$

Donde:

$A_w$  = área del alma

Los elementos del puente no son completamente enrolados, por lo tanto,  $C_{v1}$  se determina de la siguiente manera:

$$\text{Cuando } \frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_{v1} = 1 \quad (23)$$

$$\text{Cuando } \frac{h}{t_w} > 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_{v1} = \frac{1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (24)$$

Donde:

$h$  = distancia entre las alas

$t_w$  = espesor del alma

$k_v = 5,34$  para almas sin atiesadores

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \text{ si } a/h > 3,0 = 5,34$$

$a$  = distancia entre los atiesadores

#### 2.4.6 Relación demanda-capacidad para cargas combinadas

Finalmente, la interacción de la carga axial junto con flexión debe considerarse dentro de la revisión de los elementos. Es por esto por lo que el AISC(2016) establece la Ecuación 25(25 y Ecuación 26.

$$\text{Cuando } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (25)$$

$$\text{Cuando } \frac{P_r}{P_c} < 0,2 \rightarrow \frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (26)$$

Donde:

$P_r$  = resistencia axial requerida

$P_c$  = resistencia axial del elemento

$M_r$  = resistencia a flexión requerida

$M_c$  = resistencia a flexión del elemento

## 2.5 Cargas de revisión

Se le denomina cargas a las fuerzas y momentos externos al sistema, estas pueden clasificarse como cargas permanentes, temporales o accidentales. Las cargas muertas son todas aquellas producidas por el peso propio de los componentes del sistema estructural y ocupan una posición fija durante la vida útil de la obra. Las cargas accidentales son las que provocan efectos importantes en lapsos cortos como las de viento y sismo. Por último, las cargas temporales son las que no ocupan una posición fija permanente durante la vida útil del sistema. En el caso de obras ferroviarias, estas cargas temporales se diferencian de las comúnmente conocidas.

### 2.5.1 Cargas permanentes

En una estructura ferroviaria las cargas permanentes suelen ser las mismas y AREMA define un peso unitario por metro cúbico para estas cargas comunes. En el Cuadro 1 se observan estas densidades además del peso unitario lineal para todo el sistema de rieles y guardarraíles.

Cuadro 1. Pesos unitarios para las cargas permanentes de acuerdo con AREMA.

<b>Material</b>	<b>Peso unitario</b>
Acero	7850 kg/m <sup>3</sup>
Concreto	2403 kg/m <sup>3</sup>
Madera	961 kg/m <sup>3</sup>
Conjunto de rieles y guardarraíles	297,63 kg/m

### 2.5.2 Cargas temporales ferroviarias

La normativa norteamericana AREMA, recomienda una carga temporal propuesta por Theodore Cooper en 1894. Este modelo es representativo de dos locomotoras de vapor con sus respectivas carboneras, ambas están acopladas y seguidas por los carros o vagones. Esta carga está representada por la letra E seguida de un número del 10 al 80, el cual representa la carga motriz de la locomotora de un tren en específico. La carga Cooper está representada por las cargas de cada eje motriz de la locomotora y sus carboneras, separadas entre sí a una distancia constante y seguida de una carga uniformemente distribuida. AREMA recomienda específicamente utilizar la carga E-80 cuyos valores se observan en la Figura 12. (Hernández, 2016)

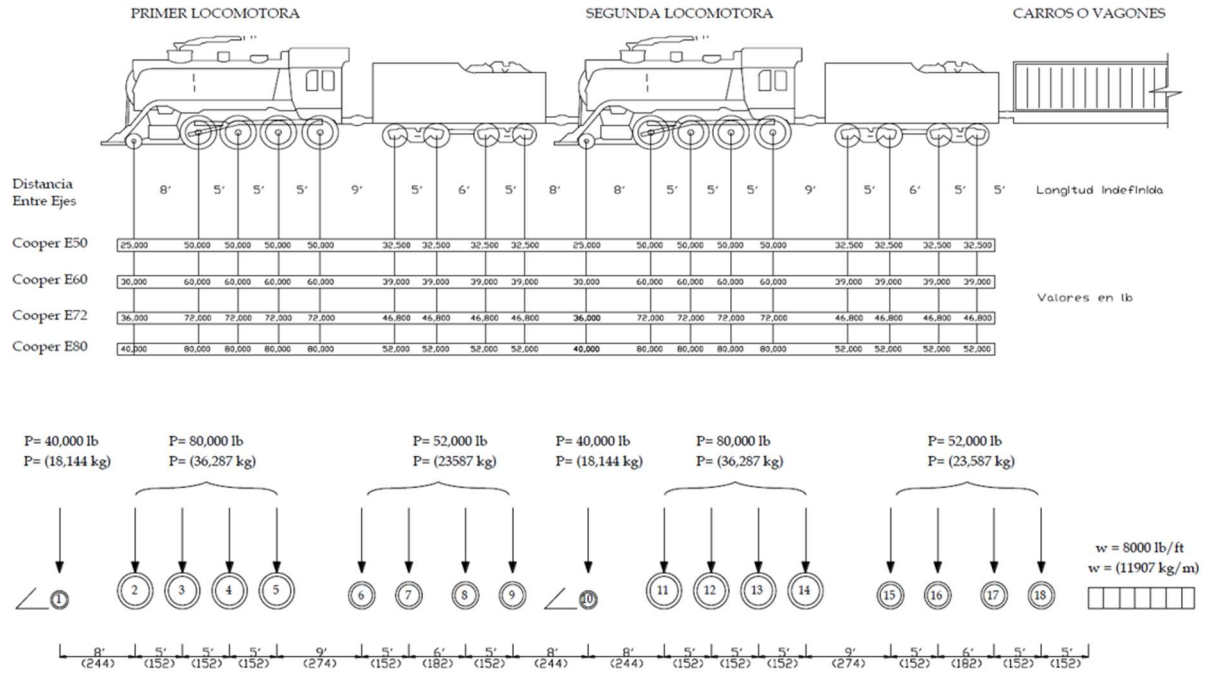


Figura 12. Cargas vivas Cooper arriba, carga viva E-80 abajo  
Fuente: Hernández, 2016

### 2.5.3 Cargas de impacto

Estas cargas se deben a los efectos provocados por el paso de la carga temporal ferroviaria, y es expresada como un porcentaje de la carga temporal utilizada. El porcentaje para las cargas de impacto según AREMA deben definirse, en puentes con luces mayores a 25 m, como se muestra en la Ecuación 27.

$$16 + \frac{600}{L - 30} \quad (27)$$

### 2.5.4 Cargas de viento

#### 2.5.4.1 Parámetros para la determinación

El viento se define, según Holmes (2015), como el movimiento relativo del aire sobre la corteza terrestre. Las cargas de viento son provenientes de la pérdida de velocidad, que provoca el impacto con la estructura, y al mismo tiempo una presión en el área de impacto. La presión está directamente relacionado a la velocidad de la masa de aire, y de acuerdo con la orientación en que impacte el viento, así varía el efecto en cada superficie. El nombre de estas superficies, así como los efectos en cada una de ellas se observa en la Figura 13.

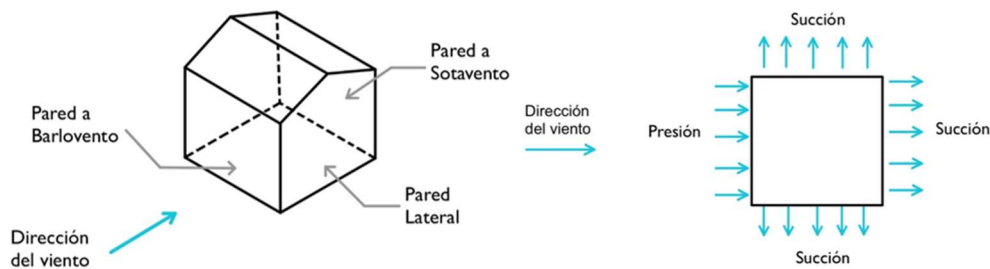


Figura 13. Superficies sometidas a viento y su efecto  
Fuente: Navas, 2020

De acuerdo con la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (2017), ASCE por sus siglas en inglés, la determinación de estas cargas de viento requiere tomar en cuenta distintos parámetros como:

- Velocidad básica de viento: definida como la velocidad de ráfaga en 3 segundos medida a una altura de 10 metros sobre el terreno en un sitio con categoría específica de exposición de acuerdo con cada normativa que se utilice. Esta varía de acuerdo con el lugar donde se encuentre la estructura y sus datos históricos de viento.
- Coeficiente de direccionalidad: el cual considera la probabilidad de que se dé la máxima velocidad del viento en todas las direcciones de análisis y depende de la tipología de la estructura.
- Exposición: se basa en la rugosidad del terreno que se define a partir de la topografía, vegetación y obras aledañas.
- Factores topográficos: estos, mediante una disminución del área de paso del viento, pueden provocar variaciones de velocidad.
- Altura: conforme se aumenta la altura desde la superficie, se aumenta la velocidad hasta volverse constante.
- Efecto ráfaga: fluctuaciones de viento de mayor velocidad que el promedio determinado.

#### 2.5.4.2 Determinación mediante el procedimiento direccional

La ASCE 7-16, en el cual se basan los LDVCR, propone diferentes procedimientos, para la determinación de las cargas de viento como: el direccional, "envelope procedure" y el procedimiento de túnel de viento. En este trabajo es importante definir el método direccional el cual está definido como un procedimiento para determinar la carga en direcciones específicas del viento. El método utiliza coeficientes basados en ensayos de túnel de viento

para edificios prototipo en cada una de las direcciones definidas.

#### 2.5.4.3 Procedimiento de cálculo de las cargas de viento

Esta sección describirá las ecuaciones necesarias para el cálculo de las cargas de viento de acuerdo con los LDVCR (2021).

Primeramente, es necesario calcular la presión básica del viento a partir de la velocidad básica ( $V_b$ ) mediante la Ecuación 28.

$$q_b = 0,005V_b^2 \quad (28)$$

Posteriormente los lineamientos establecen que la presión viento debe ser evaluada a una altura  $z$  sobre el terreno y debe ser calculada con la Ecuación 29.

$$q(z) = q_b C_e(z) C_r C_t C_d \quad (29)$$

Donde:

$q(z)$  = presión de viento a la altura  $z$

$q_b$  = presión básica del viento

$C_e(z)$  = coeficiente de exposición a la altura  $z$

$C_r$  = coeficiente de recurrencia

$C_t$  = coeficiente topográfico

$C_d$  = coeficiente de direccionalidad

El coeficiente de exposición debe calcularse mediante la Ecuación 30.

$$C_e(z) = 2,01 \left( \frac{z}{z_{ge}} \right)^{\frac{2}{\alpha_e}} \geq 2,01 \left( \frac{z_{min,e}}{z_{ge}} \right)^{\frac{2}{\alpha_e}} \quad (30)$$

El coeficiente de recurrencia depende del período de retorno ( $T_R$ ) y la zona eólica donde se encuentre la estructura por lo que se puede utilizar la Ecuación 31.

$$C_r = [0,36 + 0,10 \ln (12T_R)]^2 \quad (31)$$

Tanto el coeficiente topográfico como el de direccionalidad deben ser definidos de acuerdo con los lineamientos y sus secciones respectivas, en el caso específico de estudio no fue necesario utilizar estas ecuaciones y por lo tanto no se detallan en esta sección.

Finalmente, una vez calculada la presión de viento con la Ecuación 29, se procede a calcular



la fuerza de diseño. De acuerdo con el tipo de estructura en estudio se debe utilizar la Ecuación 32, para edificaciones como chimeneas, tanques, rótulos abiertos y torres de estructura tipo cercha.

$$F_h = q(z)GC_fA_f \quad (32)$$

Donde:

$G$  = efecto ráfaga

$C_f$  = coeficiente de presión según el tipo de elemento

$A_f$  = área proyecta en un plano normal a la dirección del viento

## 2.6 Estado límite y métodos de diseño

La capacidad estructural del puente se analizó para el estado límite de resistencia. Para esto, el AISC (2016) proporciona dos métodos aceptables para el diseño estructural de los miembros. Se puede realizar mediante el método LRFD o ASD, en el caso de este estudio se utilizó el método ASD. Este método permitió obtener resultados menos conservadores que se traducirían en propuestas de reforzamiento que no implican una alteración completa de los elementos de una estructura patrimonial, o modificaciones que representen un cambio drástico en su acabado arquitectónico. Adicionalmente, para puentes de acero, la normativa AREMA (2015) no detalla ninguna combinación ni procedimientos de diseño para métodos LFD o LRFD.

Es por esto por lo que, tomando en cuenta el propósito del presente estudio y las conclusiones que se pueden tomar a partir de este, se utilizó la metodología ASD para el análisis estructural del puente.

Por otra parte, AREMA (2015) detalla esfuerzos permisibles para los elementos y recomendaciones para las combinaciones de cargas del método ASD. Unsworth (2018) resume estas combinaciones y recomendaciones por tipo de elementos tal y como se observa el Cuadro 2.

Cuadro 2. Combinaciones de carga y recomendaciones de AREMA.

<b>Caso de carga</b>	<b>Combinación de carga</b>	<b>Elementos</b>	<b>Factor</b>
<b>D1</b>	DL +LL + I + LL <sub>G</sub>	Todos los elementos sujetos a LL	1,00
<b>D2</b>	DL + LL + I + 0,75(0,6 W <sub>UL</sub> )* + LL <sub>G</sub>	Todos los elementos sujetos a LL	1,00
<b>D3</b>	DL+LL <sub>T</sub> + I <sub>T</sub> + LL <sub>G</sub>	Elementos del alma de las cerchas	1,33
<b>D4*</b>	DL+0,6 W <sub>UL</sub>	Todos los elementos	1,00

\* Los factores de la carga D2 y la combinación de carga D4 son tomados del ASCE, 2017.

En el Cuadro 2 se presenta también un factor que, de acuerdo con AREMA se debe multiplicar por la carga de impacto y la carga viva ferroviaria. En la combinación D3 este factor es de 1,33 para los elementos internos de las cerchas. Esta recomendación se realiza con el fin de que los elementos del alma de la cercha sean diseñados para una carga viva LL<sub>T</sub> la cual incrementa alrededor de un 33% el esfuerzo sobre las cuerdas más cargadas. Esta recomendación se realiza debido a la observación de que en los puentes ferroviarios de cercha son los elementos del alma los que alcanzan su capacidad máxima antes que los demás elementos.

El proceso de cálculo de las fuerzas de viento que se muestra en la Sección 2.5.4 proviene de la metodología establecida en el ASCE (2017), y estas son fuerzas últimas que coinciden con la filosofía LFRD. Es por tanto que, la ASCE establece combinaciones y factores que ajusten estos resultados a la metodología ASD. Por lo tanto, los factores de mayoración asociados a las fuerzas de viento indicadas en el Cuadro 2 corresponden con lo indicado en la norma ASCE (2017).

## 2.7 Análisis estructural por el método matricial

Esta sección se basa en el trabajo final de graduación de Chocano (2003), donde abarca los conceptos fundamentales en los que se basa este método de análisis. Es importante definir estos conceptos, ya que es el método en el que basa el modelado y análisis del puente que tiene como objetivo el estudio propuesto.

### 2.7.1 Sistema estructural

Según Chocano (2003) un sistema estructural se define como un conjunto de elementos deformables, de secciones y materiales diversos y unidos entre sí por medio de vínculos; capaz de soportar y equilibrar las cargas o fuerzas a las cuales va a estar sometido y de transmitir las al suelo. En otras palabras, el sistema estructural ha de ser estable, tanto por resistencia como geoméricamente.

La estabilidad por resistencia parte del hecho de que los materiales que componen los elementos son los encargados de soportar diferentes estados tensionales. Los sistemas geoméricamente estables, son aquellos que, al estar constituidos por elementos sólidos unidos entre sí, permiten traslaciones relativas de estos sólo al deformarse el material.

Los sistemas estructurales se pueden clasificar de dos formas, aquellos que su configuración geométrica requiere ser descrita en el espacio, son tridimensionales, mientras los que se pueden describir enteramente en un plano, son bidimensionales. Entre las bidimensionales se encuentran la armaduras, vigas y marcos.

### 2.7.2 Supuestos fundamentales del método

El análisis tiene como objetivo fundamental conocer por completo los esfuerzos internos y desplazamientos de todas las partículas constituyente del sistema estructural. Para lograr esto es necesaria una serie de suposiciones iniciales para simplificar el análisis:

- Comportamiento elástico e inelástico de un sistema estructural: se dice que un sistema elástico tiene este comportamiento cuando recobra su forma inicial luego de que han sido removidas las cargas externas que lo esforzaban. Si se deformara permanentemente se dice que su comportamiento es inelástico.
- Deformaciones pequeñas: se supone que las deformaciones y desplazamientos son pequeños comparados a la geometría del sistema estructural. Lo que implica que las ecuaciones de equilibrio pueden ser descritas con la geometría no deformada.
- Principio de superposición: este supone que las fuerzas internas o desplazamientos en cualquier punto del sistema es igual a la suma de cada una de las contribuciones individuales de las cargas aplicadas.

### 2.7.3 Modelación estructural

El sistema estructural no se analiza tal cual, ya que esto dificultaría la labor de cálculo. Se

analiza un modelo que parte de la suposición de vínculos ideales, elementos barra y otras simplificaciones para tomar en cuenta las interacciones fundamentales entre sus elementos y entre el sistema y su soporte.

#### 2.7.4 Método de rigidez directo

La resolución de un sistema estructural puede ser, determinando primero sus reacciones redundantes o calculando los desplazamientos de los puntos de aplicación de las cargas, para luego, por medio de relaciones algebraicas, calcular las fuerzas internas del sistema en ambos casos. El primer caso se denomina método de flexibilidad o de las fuerzas, mientras al segundo se le conoce como método de rigidez o de los desplazamientos.

El método de rigidez puede definirse de manera indirecta o directa, en el caso de ser directa se le denomina método de rigidez directo. Este método calcula la matriz de rigidez, definida como la inversa de la matriz de flexibilidad del sistema, de manera directa sin necesidad de analizar la compatibilidad entre los desplazamientos internos y externos del sistema estructural.

##### *2.7.4.1 Grados de libertad del sistema estructural*

En el 2003 Chocano define los grados de libertad de un sistema estructural como aquellos corresponden a los desplazamientos y las rotaciones de cada uno de los vínculos del sistema, y que se deben determinar para conocer el estado deformado del sistema. Se pueden asignar tres distintos grados de libertad para cada uno de los vínculos de un sistema plano, dos desplazamientos lineales y una rotación. En el caso de un sistema tridimensional son seis, tres desplazamientos lineales y tres rotaciones.

Los grados de libertad pueden ser globales o locales. Los grados de libertad globales son seis, por extremo: uno traslacional en la coordenada "x", otro traslacional en la coordenada "y" y un grado de libertad rotacional. En la Figura 14 se observa una aplicación de los grados de libertad globales en una estructura.

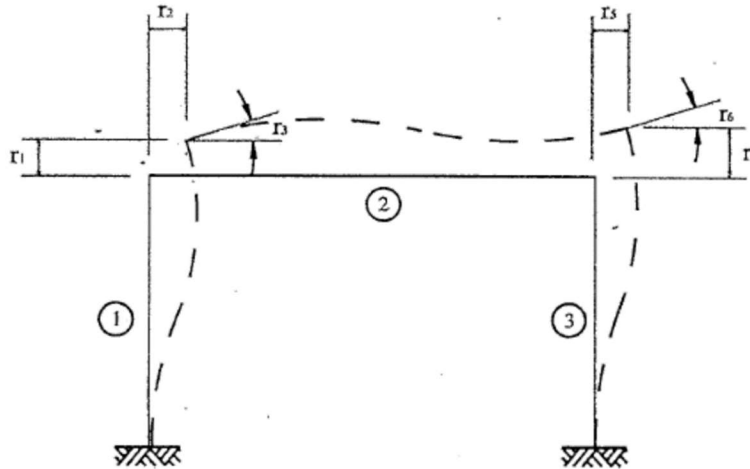


Figura 14. Marco doblemente empotrado que muestra la deformada en sus seis grados de libertad.  
Fuente: Chocano, 2003

En el caso de los grados de libertad locales internos de un elemento son los que representan las distorsiones que puede experimentar el miembro estructural. La base es un elemento aislado de la estructura que tiene tres grados de libertad, uno axial y uno rotacional en cada extremo. Finalmente son estos los que definen un sistema de fuerzas internas con una matriz de rigidez interna "k" y deformaciones "v" en cada grado de libertad. Estos grados de libertad locales internos se muestran ejemplificados en la Figura 15.

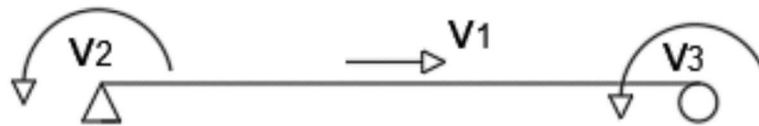


Figura 15. Grados de libertad internos de un elemento.  
Fuente: Fallas, 2021.

#### 2.7.4.2 Matriz de rigidez y flexibilidad

Esta matriz está determinada mediante el principio del trabajo virtual tomando en cuenta los efectos deformantes presentes. Para obtener una matriz de rigidez de una estructura es necesario asignar una matriz de rigidez para cada elemento tipo barra. Para esto es necesario obtener la matriz de flexibilidad la cual depende únicamente de:

- Las condiciones de apoyo en sus dos extremos (empotrada, articulada, libre, entre otros).
- Las características estructurales de la sección transversal (área, momentos de área, inercia, módulo de elasticidad y geometría) y la longitud del elemento.

- El número de grados de libertad por nodo como se explicó en la sección anterior.

Esta matriz relaciona, mediante el método de trabajo virtual, las fuerzas nodales equivalentes a las fuerzas aplicadas sobre el elemento con los desplazamientos y rotaciones en los extremos del elemento rectilíneo.

## Capítulo 3. Condición actual del puente

Esta sección se elaboró con base en los formularios de Manual de Puentes del MOPT (2007) y en los de campo propios elaborados a partir del manual de inspección de puentes del AREMA (2008). Ambos formularios se muestran en el Apéndice B y el Apéndice E respectivamente.

La utilización del manual de inspección de puentes del AREMA fue necesaria para solventar las carencias del manual del MOPT en lo que respecta a estructuras ferroviarias y estructuras de cerchas de acero. A continuación, se enlistan los principales aportes del manual de AREMA que complementaron el manual actual del MOPT:

- Descripción detallada de las partes de un tablero ferroviario.
- Partes y complementos de los rieles y guardarraíles de un puente ferroviario.
- Condiciones y deficiencias que localizar durante una inspección de rieles y guardarraíles.
- Condiciones y deficiencias que localizar durante una inspección de un tablero abierto con durmientes de madera.
- Inspección de las condiciones de sitio y vías férreas de aproximación.
- Inspección completa de una superestructura de cerchas de acero, abarcando desde vigas principales del sistema de piso, hasta el arriostre lateral.
- Inspección de elementos de acero compuestos y unidos mediante remaches.

También es importante destacar que el Manual de Puentes del MOPT (2007) y sus formularios son un instrumento adecuado para realizar el inventario del puente y que con algunas pequeñas modificaciones se logra plasmar una inspección completa para un puente ferroviario. Adicionalmente el manual de AREMA no cuenta con una metodología para la clasificación cualitativa del grado de daño en cada elemento, cosa que si presenta el formulario de inspección del Manual de Puentes del MOPT.

### 3.1 Descripción general del puente

El puente se encuentra en el kilómetro 36,7 de la vía ferroviaria al Pacífico de Costa Rica y permite atravesar el cañón del Río Grande, límite entre el cantón de Atenas y el de Alajuela. Desde el punto de vista administrativo se ubica en el distrito de Concepción del cantón de Atenas. Sus coordenadas, en el sistema geográfico de ubicación, corresponden con 9° 57' 46,4" latitud Norte y 84° 20' 57,12" longitud Este. En la Figura 16, representativa del Mapa 1

que se muestra con mayor detalle en el Apéndice A, se observa la ubicación geográfica del puente en el país.

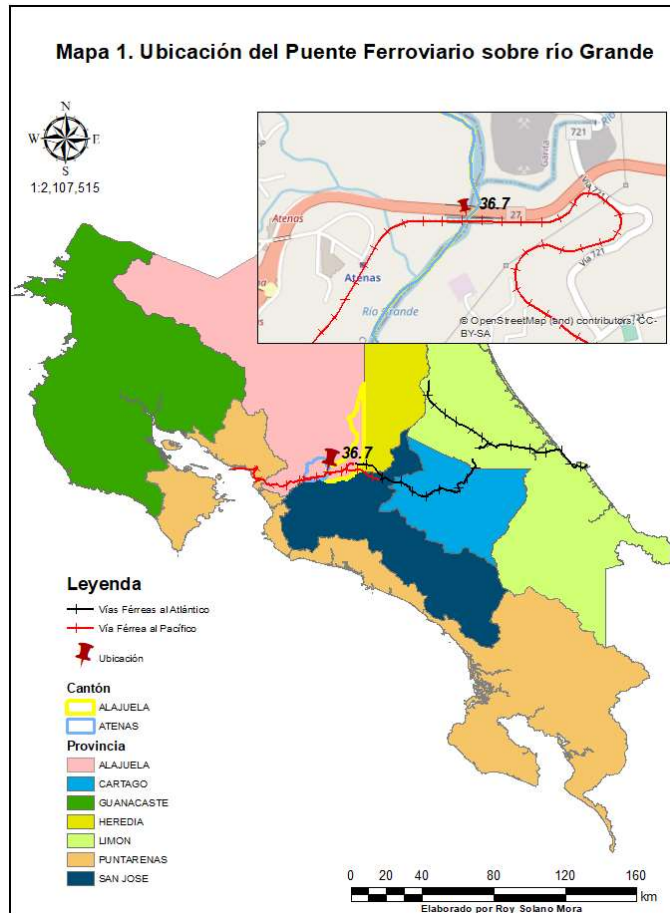


Figura 16. Mapa 1, ubicación del puente ferroviario sobre río Grande

La Figura 17 y la Figura 18 presentan dos vistas principales, a lo largo de la línea de centro y una vista lateral respectivamente.



Figura 17. Vista a lo largo de la línea de centro del puente.





Figura 18. Vista lateral Norte del puente.

Actualmente el paso ferroviario por este tramo se encuentra inactivo salvo algunos viajes turísticos realizados hace más de cinco años. No se tiene registro formal del último viaje, así como del último mantenimiento o reparación a la estructura (Osorno, 2020).

De acuerdo con las inspecciones en campo, el levantamiento geométrico mediante instrumentos de escaneo 3D y la información bibliográfica existente se definen algunas características básicas del puente que se muestran en el Cuadro 3.

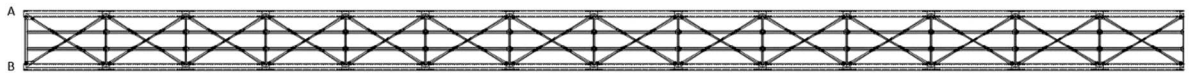
Cuadro 3. Características básicas del puente ferroviario sobre río Grande de Atenas.

	<b>Característica</b>	<b>Detalle</b>
<b>Geometría</b>	Tipo de estructura	Puente ferroviario
	Longitud total (m)	208,77
	Ancho total (m)	5,4
	Ancho de vía (m)	1,067
	Número de tramos	1
	Alineación del puente	Recto
	Número de vías	1
<b>Superestructura</b>	Número de superestructuras	1
	Tipo de superestructura	Cerchas de acero en forma de arco
	Tipo de tablero	Durmientes y rieles
	Tipo de durmientes	Madera y acero tipo viga I
	Tipo de riel	ASCE 85
<b>Apoyos</b>	Tipo de apoyo en bastiones	Expansivos
	Tipo de apoyo en pilas	Fijos
<b>Subestructura</b>	Número de bastiones	2
	Tipo de bastiones	Gravedad
	Número de pilas	4

Característica		Detalle
	Tipo de pilas	Gravedad
	Tipo de cimentación	Placa
Diseño y construcción	Año de diseño	No hay información
	Año de conclusión de la construcción	1901
	Especificación de diseño	No hay información
	Carga viva de diseño original	Cooper E-Series
	Especificación para rehabilitación o reforzamiento	No hay información
	Carga viva de diseño utilizada para el reforzamiento o rehabilitación	No hay información

En la Figura 19 se presenta tanto la vista en elevación y planta incluida en los planos estructurales del Apéndice F. Es importante destacar que la estructura del puente es completamente simétrica por lo cual no se diferencian entre sección Oeste y sección Este, además de la nomenclatura respectiva presentada en la Figura 19.

#### VISTA SUPERIOR



#### VISTA LATERAL

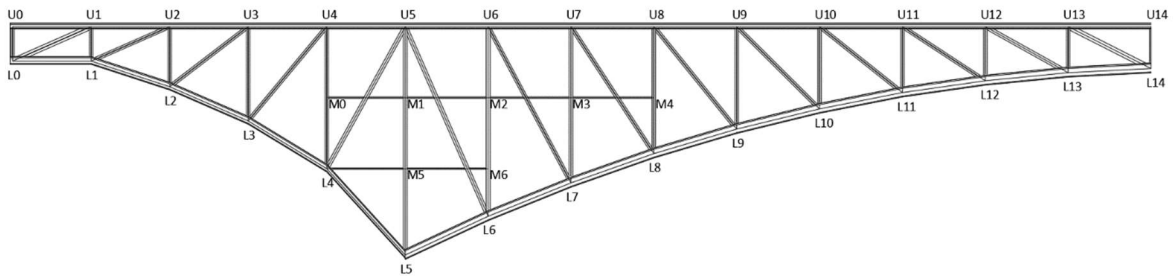


Figura 19. Elevación, vista en planta y nomenclatura de una sección del puente.

## 3.2 Condiciones del sitio

A continuación, se describen las condiciones topográficas de las proximidades del puente, así como la vegetación, taludes, vías y accesos.

### 3.2.1 Topografía

El puente ferroviario atraviesa el cañón sobre el río Grande de Atenas y cubre una luz de aproximadamente 105 m sobre el nivel del río. Tal y como se observa en la Figura 20 los taludes del cañón son prácticamente verticales y se observan algunas eflorescencias de la

roca que compone los paredones. En el talud ubicado al costado del semiarco Oeste se observa cómo se tienen pendientes menos pronunciadas que incluso permiten el acceso hasta los apoyos. Al contrario, al costado oeste se tienen pendientes muy pronunciadas que imposibilitan el acceso a los apoyos sin el debido equipo de seguridad especial.



Figura 20. Cañón del cauce del río Grande de Atenas.

### 3.2.2 Entorno adyacente

El entorno adyacente de la estructura refleja la falta de atención y mantenimiento que se le ha brindado a lo largo del tiempo. Para esta sección se toman en cuenta los primeros 200 metros de vía a partir de los accesos.

En la sección a partir del acceso Este no se observan cambios significativos en los taludes o alineamiento de la vía. Los drenajes desembocan en los costados del bastión Este y provocan cambios significativos en los taludes. La vía pasa por potreros de pasto y se respeta siempre el derecho de vía de 7,62 metros a cada lado a partir del centro de la vía, de acuerdo con el Decreto Ejecutivo N° 22483-MOPT de 1993 sobre las dimensiones de los derechos de vía en los Ferrocarriles Nacionales.

En la sección a partir del acceso Oeste se destacan varias situaciones, entre ellas, se observan algunos problemas en las vías, así como durmientes de concreto con acero expuesto y taludes erosionados por el agua. Además, se observa una clara invasión al derecho de vía del ferrocarril, incluso se han hecho pequeñas aceras de concreto que llegan al nivel de los durmientes. Los mismos vecinos que invaden el derecho de vía depositan escombros de acero, concreto, y basura en la vía.

En ambos casos el alineamiento de la vía tanto horizontal como verticalmente es el adecuado

con respecto al del puente.

### 3.2.3 Vegetación y erosión

En el sitio se encuentra una vegetación de tipo bosque tropical seco. En los bastiones se observan algunos árboles de pequeña altura y plantas originarias de la zona. Bajo el puente se observa pasto de alrededor de dos metros de altura y arboles de alturas entre los tres y siete metros que tienen contacto con la estructura del puente. Además, se observa alguna vegetación sobre los apoyos y bastiones de concreto, así como algunas especies de fauna como garrobos e iguanas.

En cuanto a la erosión y degradación del terreno aledaño, se identifican zonas en donde el agua de los drenajes de las vías y de los accesos erosiona significativamente el suelo alrededor de los bastiones. En la Figura 21 se observa la erosión provocada en el terreno aledaño al bastión Este.



Figura 21. Erosión en el talud Sur del bastión Este

### 3.2.4 Servicios públicos

Adherido a la estructura del puente se identifica una tubería de acero de transporte de gasolina. Esta no se encuentra identificada y no cuenta con ningún tipo de señalización o advertencia respecto a la misma. De acuerdo con el Ingeniero Luis Gustavo Moreira de la Refinadora Costarricense de Petróleo (RECOPE), la tubería cuenta con las características resumidas en el Cuadro 4.

Cuadro 4. Características de la tubería de transporte de gasolina adherida al puente

<b>Característica</b>	<b>Detalle</b>
<b>Material</b>	Acero al carbono (API 5L grado X52)
<b>Espesor de pared (mm)</b>	4,78
<b>Diámetro exterior (mm)</b>	168,3
<b>Esfuerzo de cedencia (psi)</b>	52000
<b>Presión máxima de operación (psig)</b>	1715

No se observa ningún daño o afectación de la tubería apoyada a lo largo del puente en las vigas de piso de la estructura. No se identifica ningún otro servicio público adyacente o cercano a la estructura. Esta tubería se puede observar en la Figura 22.



Figura 22. Tubería, de gasolina, adherida a la estructura del puente

### 3.2.5 Vandalismo

Uno de los principales problemas que se encuentran en el sitio y en la estructura, es el vandalismo: robo de elementos, basura, incendios, robo de señalización y grafitis en los elementos de acero y bastiones. Se observan varios durmientes quemados, faltantes y cortados o simplemente dañados por alguna acción humana. En la Figura 23 se observan la mayoría de los daños mencionados anteriormente.



Figura 23. Elementos quemados, con grafiti, faltantes y golpeados.

### 3.3 Condición de los accesos

En ambos accesos se presenta un buen alineamiento tanto horizontal como vertical de la vía, además cuenta con los guardarrieles necesarios, sin embargo, se encuentran dos grandes deficiencias. Primero, la falta de señalización, no se cuenta con rótulos de información, precaución o advertencia. Se tiene el conocimiento de que el INCOFER colocó un rótulo prohibiendo el paso por el puente, pero este fue robado a los pocos días de su colocación (Osorno, 2020). Segundo, la ausencia de aletones en los bastiones provoca que los taludes de aproximación de la vía deban ser retenidos con algún sistema en específico, lo cual no se realiza en ninguno de los accesos. En la Figura 24 se observa una estructura de rieles y durmientes de concreto para controlar el talud de la vía.



Figura 24. Manejo del talud de vía en el acceso Oeste del puente.

Además de lo anterior se identifica que en el espacio entre el bastión y la primera sección transversal existen estructuras adicionales (flecha roja) y se colocan durmientes sin ningún

tipo de fijación a los cuales si se les fijan los rieles como se observa en un círculo rojo en la Figura 25.



Figura 25. Elementos entre el bastión y la estructura sin ningún tipo de fijación.

### 3.4 Condición del tablero y accesorios

A pesar de que el alineamiento y superficie del tablero son adecuados, los rieles, guardavías, durmientes y la acera peatonal se encuentran en un mal estado. Es conveniente que antes de proceder a detallar el estado de estos elementos se observe en la Figura 26 la configuración de un tablero abierto de un puente ferroviario.

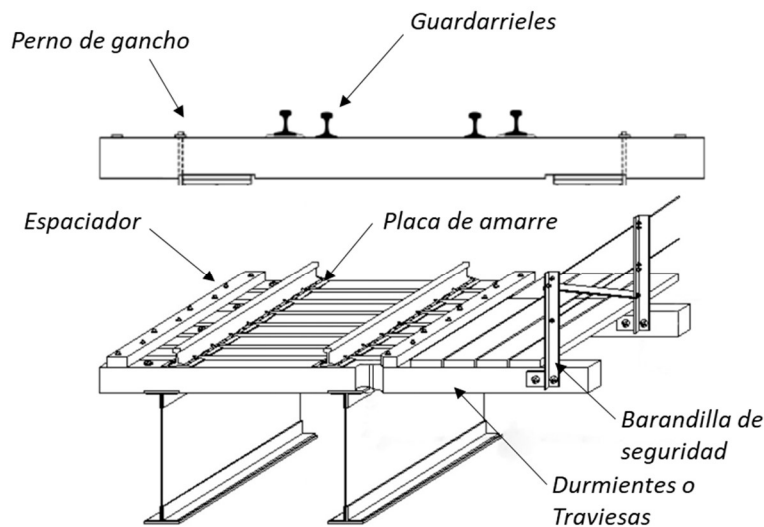


Figura 26. Configuración correcta de un tablero abierto de un puente ferroviario.

Fuente: AREMA, 2008.

Modificado por: Solano, 2021.

En el Cuadro 5 se observa un resumen con las deficiencias encontradas para cada uno de los componentes que se detallan en las siguientes secciones.

Cuadro 5. Deficiencias encontradas en los elementos del tablero.

<b>Elemento</b>	<b>Deficiencias</b>
<b>Rieles y guardarraíles</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desgaste inusual</li> <li>• Eclisas dañadas o faltantes</li> <li>• Uniones de eclisas faltantes</li> <li>• Fijación de riel dañada o nula</li> <li>• Fracturas en la base y en el hongo</li> <li>• Zonas sin guardarraíles y no cuentan con punta diamante.</li> </ul>
<b>Durmientes</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Quebraduras</li> <li>• Desplazamientos</li> <li>• Quemaduras</li> <li>• Rajaduras</li> <li>• Sin pernos de gancho en muchos casos</li> <li>• Sin presencia de espaciador o soporte bajo rieles</li> </ul>
<b>Acera para peatones</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Daños estructurales</li> <li>• Grietas</li> <li>• Irregularidades en la superficie</li> <li>• Acero de refuerzo expuesto</li> <li>• Sin barandilla de seguridad</li> </ul>

### 3.4.1 Rieles y guardarraíles

El puente cuenta con rieles de tipo ASCE 85 como los que se muestran en la Figura 27, a lo largo de todo el puente se observan secciones con desgaste inusual, fracturas en la base y con rajaduras en la parte superior del riel. En su mayoría se encuentra con corrosión superficial y sin pérdida de sección considerable, pero si se denota la falta de uso de la vía.



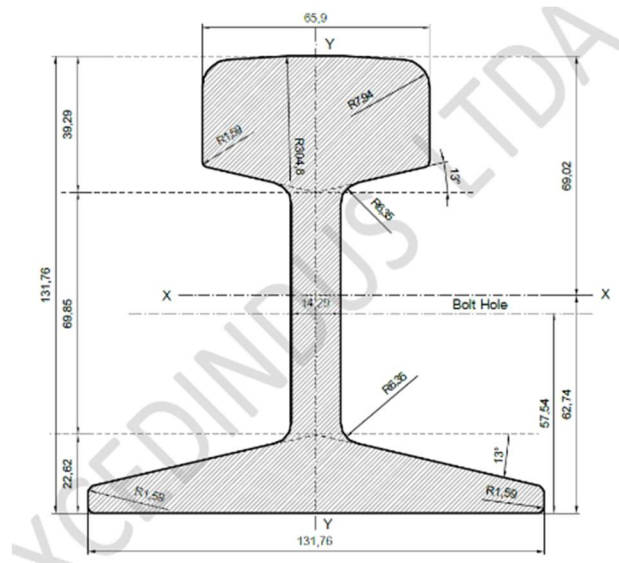


Figura 27. Riel ASCE 85, unidades en mm.  
Fuente: Excendius, 2020

En cuanto a las eclisas, las uniones con estas y la fijación entre el riel y los durmientes, es donde se identifican mayores deficiencias. Se detectan desde eclisas completamente corroídas hasta faltantes, con pernos faltantes o sueltos. Además, se observa gran cantidad de fijaciones entre riel y durmiente inexistentes ya sea por vandalismo, corrosión o pérdida por vibración. Lo anterior se puede deber también a la variación entre sistemas de fijación provocada por la utilización de diferentes durmientes a lo largo del puente. En la Figura 28 se observa el estado de los rieles, así como los problemas comentados anteriormente sobre las fijaciones y eclisas.



Figura 28. Estado de los rieles, eclisas y fijaciones del tablero del puente.

A pesar de que en la mayor parte del puente se cuenta con los guardarrieles necesarios por seguridad, tal y como se observa en la Figura 29, estos no terminan en punta diamante en los accesos y no cuentan con el espaciamiento adecuado ni con una fijación segura al igual

que los rieles.



Figura 29. Falta de guardarrieles (marcado en rojo) necesarios en acceso Oeste al puente.

### 3.4.2 Durmientes

El puente está equipado con dos tipos de durmientes en cuanto a material y geometría. Como se observa en la Figura 30, en los extremos (color amarillo), se encuentran durmientes de madera de sección rectangular y en el tramo central durmientes de acero con sección tipo I.

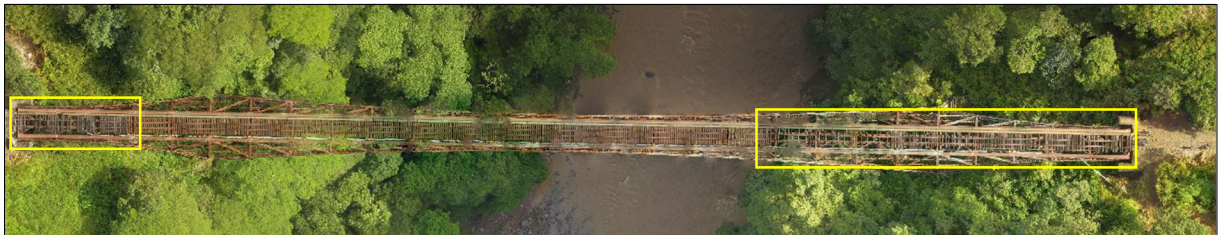


Figura 30. Vista superior de la ubicación de durmientes de madera (amarillo) del puente ferroviario sobre rio Grande de Atenas.

Fuente: Acuña, 2020

En la nube de puntos entregada junto con este documento se puede observar con mayor detalle el acomodo y condiciones de los durmientes y secciones señaladas en la figura anterior.

En la mayoría de los durmientes de madera, que se pueden observar en la Figura 31, se observan quebraduras, desalineamientos, quemaduras, rajaduras y durmientes faltantes o cortados por vandalismo. No se cuenta con el espaciador adecuado a lo largo de todo el tablero ni con el soporte bajo rieles que un tablero abierto requiere.



Figura 31. Estado de los durmientes de madera del puente.

En el caso de los durmientes de acero también se encuentran algunos desalineados, con corrosión y con algunos cortes en algunas secciones, lo que indica la utilización previa del material para otro propósito. Al igual que los de madera no cuentan con el espaciador adecuado por lo que la separación es aleatoria y sin ningún tipo de diseño. En la Figura 32 se observa el estado general de estos durmientes de acero.



Figura 32. Estado general de los durmientes de acero del puente.

### 3.4.3 Acera para peatones

La acera de concreto reforzado de alrededor de 15 cm de espesor tiene varias deficiencias estructurales como grietas, pérdida completa de sección y acero expuesto. Además de lo anterior se identifican algunas adecuaciones, de madera o acero no estructural, con el fin de

tapar los hoyos existentes. En la Figura 33 se observa una sección de la acera con el acero de refuerzo completamente expuesto.



Figura 33. Acero de refuerzo expuesto (rojo) en la acera peatonal del puente.

Esta acera no se encuentra dentro del diseño original de la estructura y tampoco cuenta con ninguna baranda de seguridad ni en la actualidad ni en el diseño original.

### 3.5 Condición de la superestructura

La superestructura está completamente compuesta por elementos de acero en los cuales, salvo algunos casos específicos, se buscaron el mismo tipo de daños y deficiencias. Es por esto por lo que se realiza una clasificación, para cada tipo de elemento que se muestra en la Figura 34, del grado de daños según el Cuadro 6, tal como se establece en el Manual de Puentes del MOPT (2007). El resumen de esta evaluación se muestra en el Cuadro 7, dicho grado de daños se basa únicamente en observación y no en pruebas con medición de espesores, ultrasonido o inspección radiográfica.

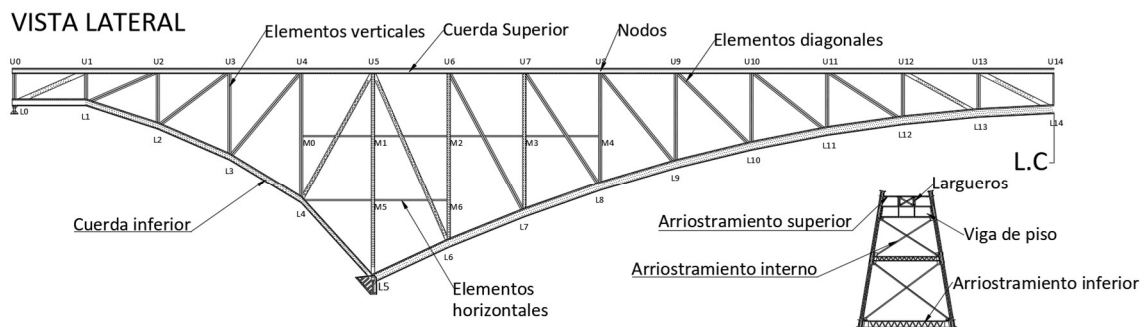


Figura 34. Elementos de la superestructura del puente.

Cuadro 6. Escala y evaluación del grado de daño.

<b>Evaluación</b>	<b>Grado de daño</b>
1	Ningún daño visible
2	En pocos lugares
3	En muchos lugares
4	En menos de la mitad
5	En la mayoría de las partes

Cuadro 7. Grado de daño para los elementos de la superestructura.

<b>Daños / Elementos</b>		<b>Corrosión</b>	<b>Laminación</b>	<b>Pérdida de sección</b>	<b>Grietas</b>	<b>Pandeo</b>	<b>Pérdida de remaches</b>	<b>Observaciones</b>
<b>Sistema de piso</b>	Largueros	5	1	1	1	1	2	No se observan daños estructurales, la corrosión y falta de pintura es generalizada.
	Vigas de Piso	5	1	1	1	1	2	
<b>Elementos de las cerchas</b>	Cuerda superior	5	2	1	1	1	2	La pérdida de remaches se da en lugares puntuales y la pérdida de sección es poca. La laminación se da en los nodos.
	Cuerda inferior	5	2	1	1	1	2	
	Verticales	5	2	2	1	1	2	
	Diagonales	5	2	1	1	1	2	
<b>Arriostramiento lateral</b>	Superior	5	1	1	1	1	2	Falta de pintura y problemas importantes en el arriostramiento interior tipo celosía.
	Interior	5	1	3	1	1	2	
	Inferior	5	2	3	1	1	2	

En el Cuadro 7 se resume la condición de cada tipo de elemento de la superestructura, sin embargo, en las siguientes secciones se detalla específicamente el estado para cada uno de ellos.

### 3.5.1 Sistema de piso

El sistema de piso está compuesto por los largueros y las vigas, en ambos casos son elementos tipo I compuestos por placas y angulares unidos mediante remaches.

#### 3.5.1.1 Largueros

A pesar de tener corrosión generalizada en las alas del elemento como se muestra en la Figura 35, no se identifica ninguna pérdida de sección considerable. Se observa poca cantidad de remaches faltantes en la unión de los elementos que componen los largueros. Mediante la

inspección visual no se detecta pandeo ni grietas de cortante en el alma o en los otros elementos. El arriostre lateral de los largueros se compone de angulares y placas de unión que se encuentran igualmente corroídas, además, en algunas uniones entre la placa y el larguero se observan remaches flojos y por lo tanto un espacio entre el angular y la placa.



Figura 35. Corrosión (rojo) en las alas de los largueros del puente.

### 3.5.1.2 Vigas de piso

Del mismo modo que en los largueros, se encuentra corrosión, pero sin ninguna pérdida de sección considerable. La mayoría de las vigas de piso se encuentran en buen estado, sin embargo, algunos atiesadores tienen remaches dañados o faltantes.

En las primeras secciones del puente sobre los bastiones, donde más agua se acumula y por ende hay mayor corrosión y oxidación, sí se observa pérdida de sección, de remaches y acumulación de material no estructural. Esta condición descrita, se muestra para el bastión Oeste en la Figura 36.



Figura 36. Corrosión y pérdida (rojo) de remaches en la viga de piso de la sección sobre el bastión Oeste.

### *3.5.1.3 Conexiones del sistema de piso*

Las conexiones entre las vigas de piso y las cerchas cuentan con remaches en buen estado y el adecuado espaciamiento. Se observa corrosión generalizada y ningún daño estructural considerable. En cuanto al apoyo de los largueros sobre las vigas, se encuentran algunas deformaciones en el soporte y una mayor oxidación que en el resto de los elementos.

### **3.5.2 Elementos de las cerchas**

Las cerchas del puente están compuestas por dos tipos de elementos, las cuerdas superior e inferior son miembros armados de placas y angulares de distintas dimensiones y espesores. Los elementos verticales y diagonales son tipo I con alas de angulares y almas tipo celosía o placas de acero.

#### *3.5.2.1 Cuerda superior*

Elementos con falta de pintura que se manifiesta en la corrosión generalizada y piquetes que se observan a lo interno de los elementos y en el arriostamiento interno de la cuerda superior. Se identifican además algunos pocos remaches faltantes o dañados, no se observa ningún tipo de pandeo o grieta, más si se identifican daños por vandalismo o accidente. En la Figura 37 se observan algunos de los problemas mencionados anteriormente.

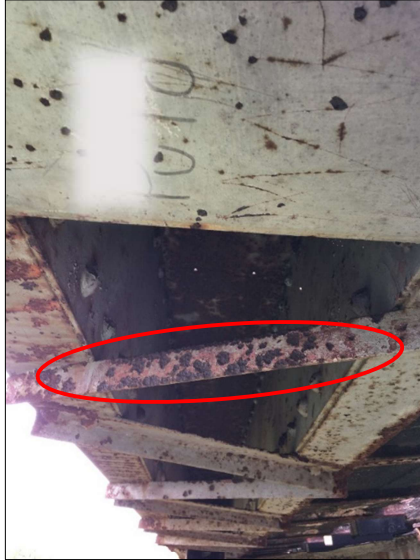


Figura 37. Corrosión interna y del arriostramiento interno (rojo) de la cuerda superior.

### 3.5.2.2 *Cuerda inferior*

A pesar de la falta de pintura y corrosión generalizada de los elementos que componen la cuerda inferior, no se identifica ninguna pérdida de sección o laminación de los elementos. Se encuentran pocos remaches faltantes y daños en los elementos por vandalismo o accidente como se muestra en la Figura 38.



Figura 38. Daño por vandalismo o accidente en el arriostramiento interno de la cuerda inferior.

### 3.5.2.3 *Elementos verticales*

En su mayoría se encuentran en buen estado, sin mayores problemas que la corrosión y la falta de pintura. Sin embargo, en los elementos que sufren mayor exposición y acumulación de agua se observa laminación y descomposición completa de remaches y componentes del arriostramiento interno. Específicamente en el elemento vertical del costado Norte en la Sección 0 sobre el bastión Oeste (Figura 39), se observa la falta de elementos y la avanzada corrosión.





Figura 39. Estado precario (rojo) del elemento vertical Norte de la sección 0 del puente, en el bastión Oeste.

#### *3.5.2.4 Elementos diagonales*

Como se muestra en la Figura 40 estos elementos cuentan con falta de pintura y corrosión, de igual manera que los demás elementos de las cerchas. No se identifican daños estructurales de consideración y en las zonas de mayor paso de agua se observa un nivel de corrosión que puede comprometer los remaches de los elementos. Al igual que los elementos anteriores, se observan algunos daños, principalmente en la pintura, debido al vandalismo.



Figura 40. Elementos diagonales de la estructura.

#### *3.5.2.5 Nodos de las cerchas*

Para este apartado es importante aclarar que esta descripción aplica de igual manera para las uniones entre las cerchas y el arriostramiento lateral.

La descripción de la condición de los nodos se puede dividir en dos, entre los nodos superiores

e intermedios y los nodos inferiores. Esta distinción se realiza puesto que los nodos superiores se encuentran en condiciones muy distintas a los nodos inferiores, debido a la acumulación y paso de agua por los mismos.

Los nodos superiores se encuentran en buen estado y solamente presentan corrosión y falta de pintura en las placas de unión. Cuentan con un espaciamiento adecuado de los remaches y no se identifican remaches faltantes o daños estructurales como grietas o pandeo de las láminas. En la Figura 41 se observa la corrosión comentada en las placas.



Figura 41. Corrosión en lámina de unión de los nodos de las cerchas.

En cuanto a los nodos inferiores, estos presentan una corrosión mucho más avanzada. Se identifican zonas en donde la corrosión puede llegar a comprometer la integridad de los remaches o los elementos que llegan al nodo. Se observa claramente que esto sucede debido a que los nodos inferiores son puntos de acumulación y a los cuales drena naturalmente el agua que llega a la estructura. Se identifica laminación tanto en los elementos de arriostamiento interno como en los angulares, daños que se pueden observar en la Figura 42 y la Figura 43.



Figura 42. Laminación en elemento vertical en unión con placas y demás elementos de la unión.



Figura 43. Laminación y corrosión en nodos inferiores de las cerchas.

### 3.5.3 Arriostramiento lateral

#### 3.5.3.1 Arriostramiento superior de la estructura

Se cataloga como arriostramiento superior a los elementos entre la cuerda superior de ambas cerchas. Estos son elementos angulares en los que se presenta una corrosión general, pero sin que se identifique una pérdida de sección considerable. Las conexiones aún cuentan con integridad estructural, aunque si denotan falta de pintura al igual que el resto de la estructura.

#### 3.5.3.2 Arriostramiento interior de la estructura

Se considera como parte del arriostramiento interior todo elemento que sea unión entre una cuerda superior de una cercha y una cuerda inferior de la otra, así como los elementos intermedios entre elementos verticales.

De manera similar al arriostramiento superior, son elementos que no tienen una pérdida de sección, pero sí una corrosión y falta de pintura en la mayoría del elemento. No se observan grietas ni pandeo y cuentan con un arriostramiento interno en buen estado. En la Figura 44 se observa varios elementos que forman parte de este sistema de arriostramiento.



Figura 44. Estado del sistema de arriostramiento interno del puente.

#### *3.5.3.3 Arriostramiento inferior de la estructura*

Son parte del arriostramiento inferior cualquier elemento entre un punto de una cuerda inferior y la otra. Se encuentran en un estado muy similar al del arriostramiento interior, con la diferencia en que, al igual que en los nodos, suele ser mayor la cantidad de agua que pasa por estos elementos provocando así una más avanzada corrosión.

De manera muy puntual se presenta el caso del arriostramiento inferior de la Sección 0 del lado Oeste, la corrosión ha avanzado tanto que se han perdido elementos del arriostramiento interno, sección de los angulares y remaches, situación que se detalla en la Figura 45.



Figura 45. Pérdida de sección (rojo) en elementos del arriostramiento inferior.

### 3.6 Condición de la subestructura

La topografía y vegetación de la zona no permite una inspección completa y detallada de la subestructura. Se logra llegar a las pilas del sector Oeste, sin embargo, y por la peligrosidad que representa, no se accedió a las pilas ni apoyos del sector Este. Para establecer la condición de estos se utilizaron los instrumentos tecnológicos y los productos derivados de ellos.

#### 3.6.1 Apoyos

En este apartado se distingue entre los apoyos expansivos y los apoyos fijos. Se utilizan apoyos expansivos sobre los bastiones del puente y se utilizan apoyos fijos sobre las pilas.

##### *3.6.1.1 Apoyos expansivos*

Estos apoyos no presentan ninguna grieta en sus componentes de acero, tampoco se identifican deformaciones o daños estructurales de importancia. Visualmente, no se detecta ninguna restricción a la rotación o al movimiento. Se observa corrosión y falta de pintura considerable en la unión entre el apoyo y la superestructura, así como en los pernos de unión entre elementos. Su principal problema se encuentra en la presencia de escombros, basura y vegetación en la unión de los apoyos con el bastión. Esta acumulación favorece la presencia de agua lo que provoca que los pernos de unión falten, estén corroídos por completo o hayan perdido sus tuercas de fijación. En la Figura 46 y la Figura 47 se observa a detalle la condición de los apoyos expansivos.



Figura 46. Apoyo con corrosión, falta de pintura, falta de pernos de unión (rojo) e inclinación.



Figura 47. Apoyo con falta de perno de unión (rojo) y acumulación de escombros.

### 3.6.1.2 Apoyos fijos

Los apoyos fijos de la estructura no presentan una deformación, inclinación o desplazamiento anormal, así como tampoco se identifica algún daño estructural en los componentes de acero. Al igual que en toda la estructura hay corrosión y falta de pintura. Se resalta la acumulación de escombros, basura y vegetación en una base uniforme sobre la cual se apoyan. No se encontraron pernos faltantes o con una distribución inadecuada. En la Figura 48 se observa uno de los apoyos fijos de la estructura.



Figura 48. Apoyo fijo de la cercha Norte en el sector Oeste.

### 3.6.2 Bastiones

Los bastiones de concreto no presentan grietas ni acero de refuerzo expuesto. Se observan algunas eflorescencias en el concreto, así como descascaramiento y erosión debido al tiempo y a la exposición a la intemperie y al vandalismo. No se identifica alguna clara falla del talud ni un desplazamiento, asentamiento o rotación de los bastiones. Debido a su geometría y mal manejo de los drenajes se da una acumulación de agua en las secciones donde se encuentran los apoyos y en la zona baja de los bastiones. En la información estructural del puente no se define claramente la geometría o conformación de los bastiones por lo cual se desconoce el tipo de fundación o condiciones iniciales de los bastiones.

### 3.6.3 Pilas

En las pilas de concreto se observan algunas eflorescencias, descascaramientos y erosión, sin embargo, el mayor problema, por su entorno, es la acumulación de sedimentos, escombros y vegetación que buscan la manera de crecer sobre o dentro de las pilas de concreto. No se identifica ninguna rotación o desplazamiento irregular, ni una falla de los taludes. Al igual que los bastiones se observan puntos de acumulación de agua en las zonas aledañas y sobre las pilas. En la Figura 49 y la Figura 50 se observa la condición de las pilas a la fecha de la inspección.



Figura 49. Pila sobre la cual se encuentra el apoyo fijo Norte del sector Oeste.



Figura 50. Condición de vegetación en la pila (rojo) sobre la cual se encuentra el apoyo Sur del sector Oeste.



## Capítulo 4. Levantamiento estructural del puente

En este capítulo se detalla parte el proceso de obtención y las características geométricas y estructurales de los elementos del puente. Esta información es uno de los insumos mas importantes para el modelo y análisis estructural.

### 4.1 Nube de puntos e información bibliográfica

Este levantamiento se realizó mediante la información recabada por Skinner, F (1904) y se verificaron las dimensiones en las que la nube de puntos del escáner 3d y el dron así lo permitían. En la Figura 51 se observa la nube de puntos generada con estos instrumentos y en la Figura 52 se muestra uno de los detalles que se puede encontrar en esta nube.



Figura 51. Vista de perfil de la nube de puntos a partir del escaneo láser.

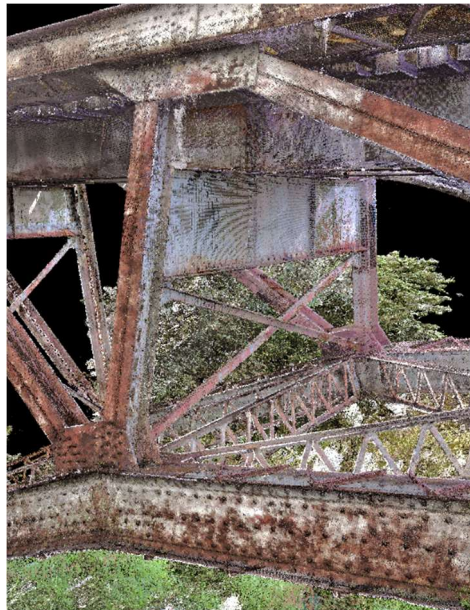


Figura 52. Detalle de la nube de puntos a partir del escaneo láser.

### 4.2 Características geométricas del puente

El sistema estructural de la superestructura consiste en dos cerchas en forma de arcos. Cada cercha conformada por dos semi arcos de 36 m de luz con una flecha de 17,21 m y un arco

central de 17,05 m de flecha y 136,76 m de luz. Ambas cerchas cuentan con una pendiente de relación 1:6, en los tramos externos cada sección transversal se encuentra a 7,2 m, el tramo central cuenta con una separación de secciones de 7,6 m. En la Figura 53 se observa una vista de perfil de la configuración geométrica de las cerchas.

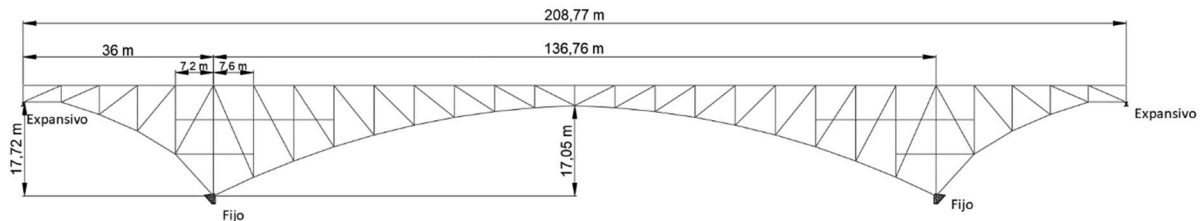


Figura 53. Vista de perfil de la configuración geométrica de las cerchas de la superestructura.

Las secciones transversales varían en altura, y por ende en las dimensiones de sus elementos, conforme se mueve a lo largo de los arcos. Se encuentran cuatro secciones típicas, mostradas en la Figura 54, en las que se puede ver el sistema de piso y las principales configuraciones. Cabe aclarar que existen catorce distintas configuraciones de secciones transversales que se detallan en los planos como parte de los resultados de este levantamiento.

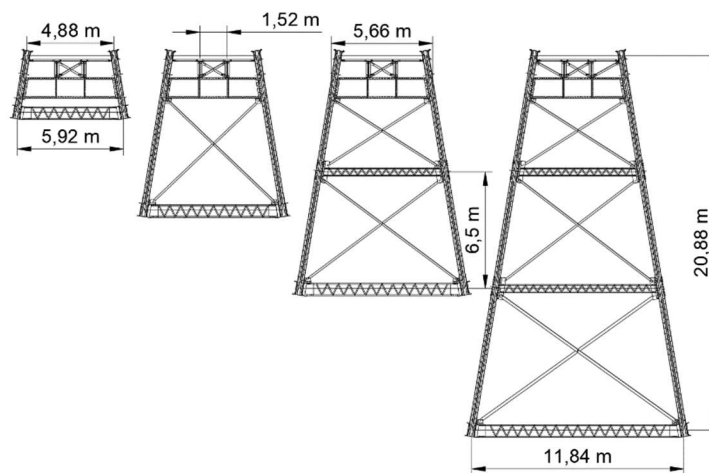


Figura 54. Secciones transversales típicas del puente y algunas dimensiones de interés.

Tomando en cuenta la simetría del puente, se muestra, en la Figura 55, las vistas superiores e inferiores de una sección del puente ferroviario. En estas se observan los elementos transversales diagonales, en la sección superior son de elementos simples, mientras en la sección inferior se trata de elementos compuestos.

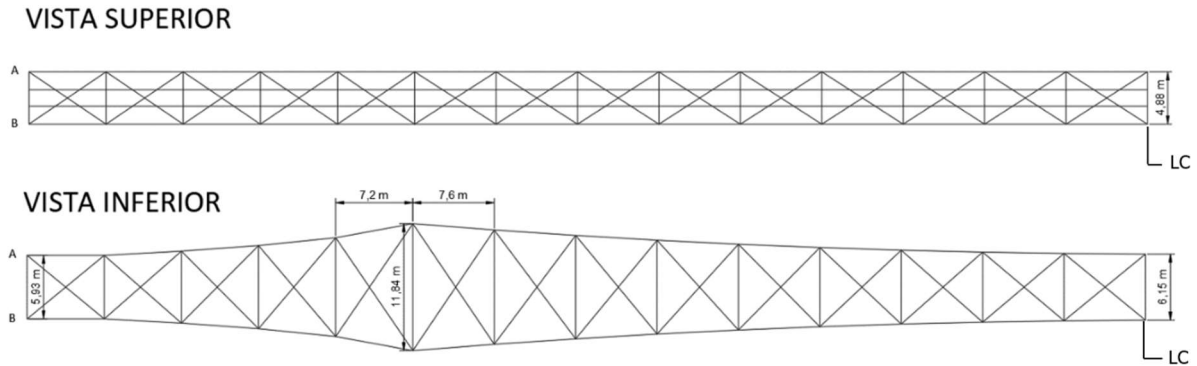


Figura 55. Configuración geométrica superior e inferior de una sección del puente.

### 4.3 Características de los materiales del puente

De acuerdo con el alcance del trabajo esta caracterización de materiales se realizó a partir de información bibliográfica disponible y observaciones en campo. No se realizó prueba alguna a los materiales con los cuales se compone el puente.

#### 4.3.1 Acero estructural

Todo el acero estructural utilizado en la conformación de la estructura del puente fue importado de los Estados Unidos. Este acero se separa en el acero de los remaches y en el acero de las placas y angulares.

Según (Cruz, 1998) los elementos fueron prefabricados en Nueva York en la fábrica Miliken Brothers, empresa que manejaba distintos catálogos de sus productos. En el catálogo de productos, en su segunda edición de exportación en 1905, se definen las características en cuanto a esfuerzo último y el límite elástico. Esta información es contrastada con la guía del AISC para la rehabilitación y modernización de estructuras de acero. En esta guía del 2002 se brinda el resumen histórico de las especificaciones de ASTM para perfiles estructurales, placas y remaches. Dicha información se presenta en el Cuadro 8.

Cuadro 8. Características estructurales de los elementos de acero.

Elementos	Especificación ASTM	Característica	ksi	Mpa	kg/cm <sup>2</sup>
Angulares y placas	A7	Fy	35	241	2461
		Fu	60	414	4218
Remaches	A7	Fy	24	165	1687
		Fu	48	331	3375
<b>E</b>			29008	200000	2039433

### 4.3.2 Mampostería y concreto

Tanto los bastiones como las pilas están constituidos principalmente por bloques de concreto, cuyo estado se describió en la Sección 3.6.2 y 3.6.3. Se desconocen las propiedades del material y no se le realizó ningún tipo de ensayo en campo o laboratorio para conocer sus características mecánicas.

### 4.3.3 Durmientes

Tras lo expuesto en el Capítulo 3, donde se denota la mala condición y la falta de durmientes de madera a lo largo de todo el tablero, no se puede caracterizar un material en específico. Es necesario definir, de acuerdo con la institución encargada de la administración de la estructura, INCOFER, el tipo de durmientes con los que debería contar el puente para la correcta operación de la vía. Para esto se consultan los términos de referencia para la compra de traviesas de madera para cambiavías y puentes del año 2020, donde se indica, en las especificaciones del material, que los durmientes deben ser de madera de pino tratado y debe cumplir con lo que indica la norma AREMA en el capítulo 30.

Sotomayor et al en el 2003 presenta un listado de características de densidad y resistencia mecánica de madera de distintas especies de pino, se observa una densidad mínima de 395 kg/m<sup>3</sup> y un valor máximo de 540 kg/m<sup>3</sup>. Solamente se presenta el parámetro de densidad ya que las características mecánicas no inciden en los resultados del análisis y de necesitarse un análisis de la capacidad estructural de los durmientes se deben tener las características del fabricante.

### 4.3.4 Acero de rieles y guardarraíles

De la misma manera que con los durmientes de madera, se verifican las características de los rieles y guardarraíles ASCE 85 de acuerdo con las especificaciones para su compra del INCOFER. En donde se establece que deben cumplir con el Capítulo 4 de la normativa AREMA y un peso de 42,17 kg/m y las dimensiones mostradas en la Figura 27.

## 4.4 Características geométricas de los elementos de la superestructura y el tablero

Toda la información relacionada a la geometría de los elementos se refleja detalladamente en los planos confeccionados como parte de este proyecto y adjuntos en el Apéndice F.

#### 4.4.1 Rieles y durmientes

Los rieles tienen las características establecidas en la Figura 27 de la Sección 3.4.1. En cuanto a los durmientes que debe llevar el puente para una correcta operación y de acuerdo con los carteles de licitación para la compra de traviesas de madera del INCOFER estos deben ser de 20 cm x 25 cm x 3,05 m.

#### 4.4.2 Sistema de piso

Este sistema consiste en largueros y vigas de piso, en ambos casos se trata de un perfil compuesto tipo I constante para cada uno de los elementos. En la Figura 56, se observa la composición geométrica de ambos elementos, en esta identifican los angulares como Ls.

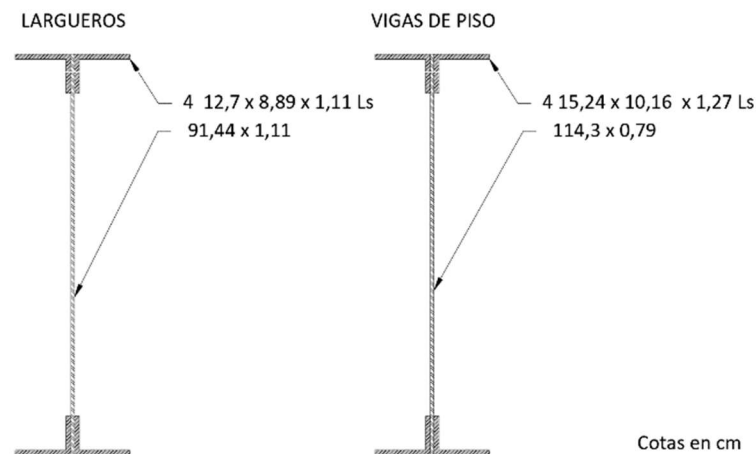


Figura 56. Composición geométrica de los elementos de entrepiso.

Las vigas de piso cuentan con angulares de acero de 7,62 cm x 7,62 cm x 0,79 cm que dividen la sección en tres partes casi iguales que funcionan como atiesadores para aumentar su resistencia a cortante. En el caso de los largueros estos se ubican en los puntos de apoyo sobre las vigas de piso.

#### 4.4.3 Elementos de las cerchas

##### 4.4.3.1 Cuerda superior

La cuerda superior consiste en un elemento compuesto como el que se muestra en la Figura 57, tanto la placa de cubierta, las placas del alma y los angulares tienen dimensiones constantes pero un espesor variable dependiendo del elemento de la cercha. Además, a modo de unión entre ambos lados del elemento se utilizaron angulares de 7,62 cm x 5,08 cm x 0,79 cm en zigzag en la parte inferior de todo el elemento.

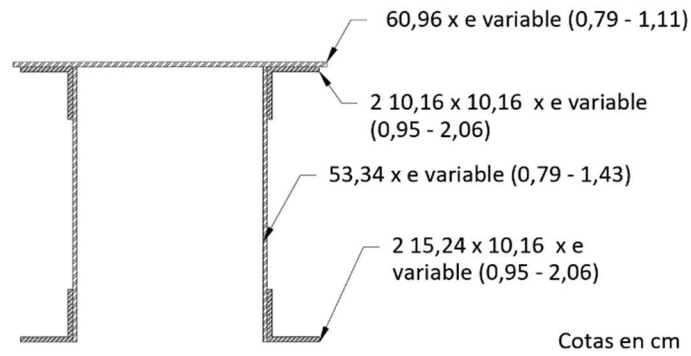


Figura 57. Composición geométrica de los elementos de la cuerda superior de las cerchas.

#### 4.4.3.2 *Cuerda inferior*

Estos elementos varían tanto en altura como en dimensiones de los angulares tal y como se muestra en la Figura 58. No cuentan con placa de cubierta y están unidos en la parte superior y en la parte inferior mediante angulares de 7,62 cm x 5,08 cm x 0,79 cm en zigzag. Esta configuración de angulares se puede ver ejemplificada en la Figura 59.

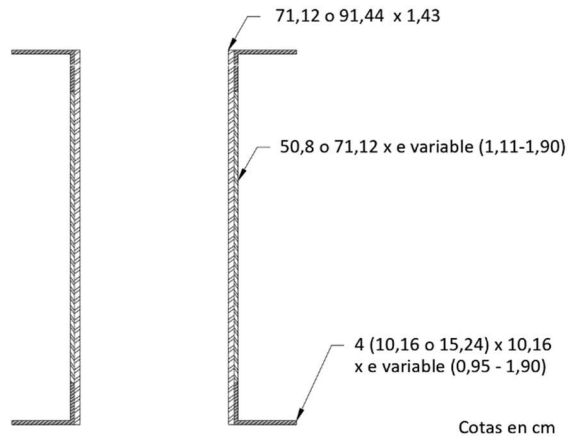


Figura 58. Composición geométrica del elemento de la cuerda inferior de las cerchas.

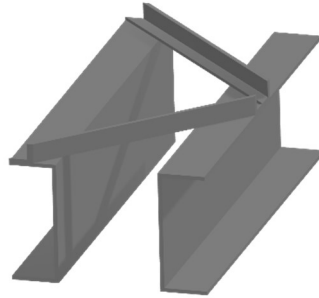


Figura 59. Ejemplificación del acomodo de los angulares de arriostre interno de la cuerda inferior.  
Fuente: Acuña, 2021

#### 4.4.3.3 Elementos verticales y diagonales

A excepción de dos elementos particulares, todos los elementos verticales y diagonales de la cercha son elementos tipo I en donde el alma es tipo celosía con placas de 0,79 cm de espesor y 6,35 cm de ancho en zigzag. Los dos elementos distintos son de alma llena con placas de 0,95 cm y 1,59 cm de espesor. Además, algunos elementos cuentan con tapas de cubierta sobre las alas mientras otros no, este detalle se puede observar en los planos adjuntos donde se recopila la información del puente. La sección transversal de estos elementos se observa en la Figura 60.

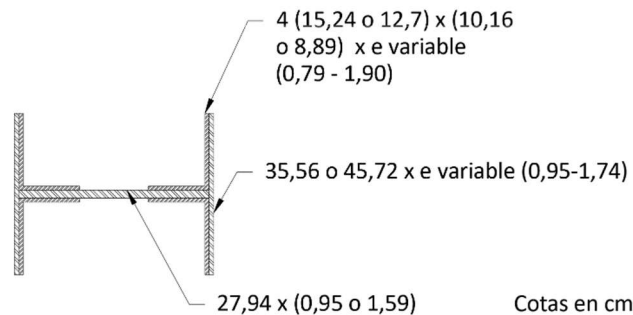


Figura 60. Composición de los elementos verticales y diagonales.

#### 4.4.3.4 Elementos horizontales

Las cerchas cuentan también con algunos elementos intermedios en las secciones de mayor longitud, estos elementos también cuentan con un alma tipo celosía en zigzag con placas de 0,79 cm de espesor y 6,35 cm de ancho. La sección de estos elementos se observa en la Figura 61.

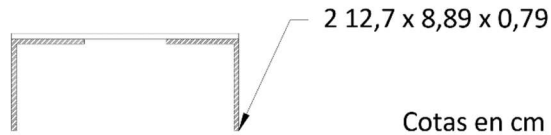


Figura 61. Sección de elementos horizontales intermedios en las cerchas.

#### 4.4.4 Arriostramiento lateral

El arriostre lateral del puente se separa en tres diferentes grupos: horizontales superiores, horizontales inferiores e interiores y los elementos diagonales al interior de la sección transversal del puente.

##### 4.4.4.1 Elementos de arriostre superior

Los elementos de arriostre superior se identifican en rojo en la Figura 62, y consisten principalmente en angulares de acero de 12,7 cm x 8,89 cm o 10,16 cm x 7,62 cm de espesor variable entre 0,79 cm y 1,58 cm.

##### VISTA SUPERIOR

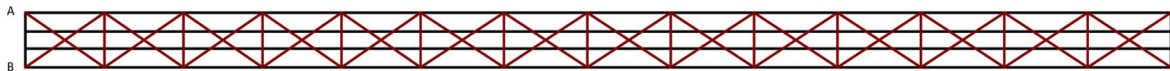


Figura 62. Elementos horizontales superiores de arriostre lateral.

##### 4.4.4.2 Elementos de arriostre inferior e interior

El arriostre inferior e interior se identifican en rojo en la Figura 63 y en la Figura 64. Estos elementos consisten, como se muestra en la Figura 65, en cuatro angulares con un alma de tipo celosía en forma de I, los elementos varían su altura de acuerdo con la cuerda inferior entre 0,70 m o 0,90 m. En cuanto a los elementos horizontales interiores tienen una altura de 0,46 m con la misma configuración que los inferiores.



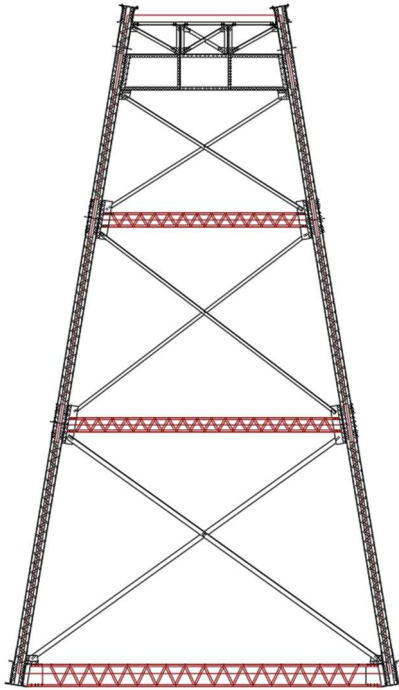


Figura 63. Elementos horizontales interiores parte del arrioste lateral del puente.

VISTA INFERIOR

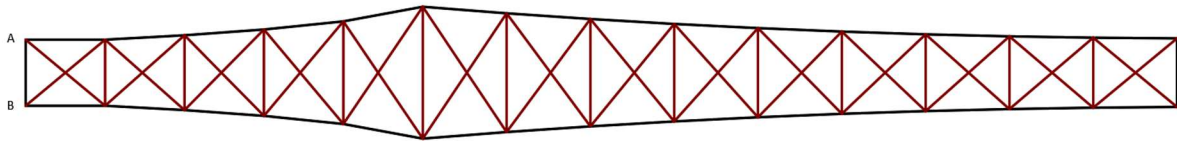


Figura 64. Elementos horizontales inferiores que forman parte del arrioste lateral del puente.

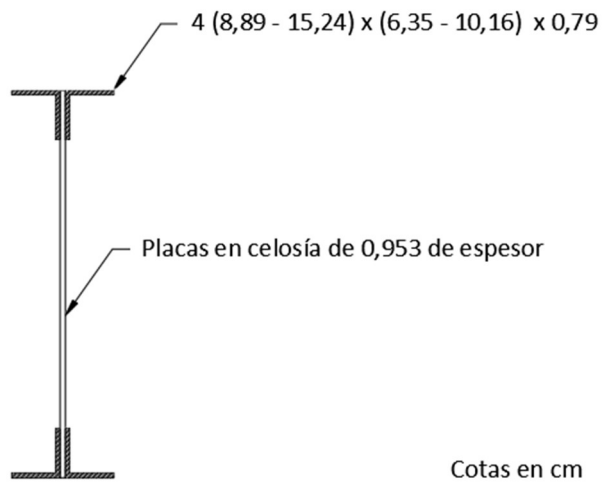


Figura 65. Composición de los elementos de arrioste lateral inferiores e interiores.

#### 4.4.4.3 Elementos diagonales de arriostre interior

Elementos configurados en la sección transversal del puente de la forma como se muestra, en rojo, en la Figura 66 entre las uniones de la estructura de las cerchas. En las secciones con elementos horizontales intermedios se utilizan angulares de 15,24 cm x 10,16 cm x 0,953 cm y en las demás secciones angulares de 10,16 cm x 7,62 cm x 0,794 cm.

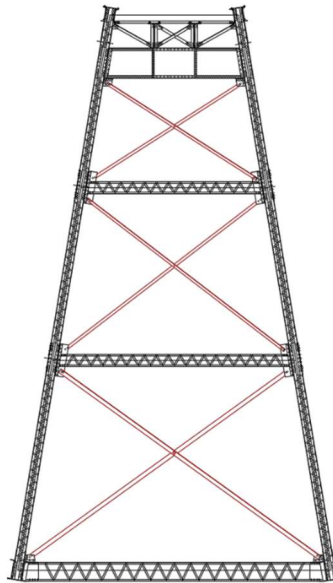


Figura 66. Elementos diagonales al interior de las secciones transversales del puente.

#### 4.4.5 Características geométricas de los elementos de la superestructura

A pesar de que el puente cuenta con distintas secciones, cada una con características diferentes, se muestran en el Cuadro 9, a manera de ejemplo, las propiedades geométricas de una sección por tipo de elemento de la superestructura.

Cuadro 9. Características geométricas de un tipo de sección por elemento.

Elemento	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (cm <sup>4</sup> )	S <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (cm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (cm <sup>3</sup> )	R <sub>33</sub> (cm)	R <sub>22</sub> (cm)
Largueros	192,56	243326,75	3507,48	5319,72	264,46	6276,99	456,44	35,55	4,27
Vigas de piso	213,21	465564,25	6533,10	8142,95	417,62	9285,59	685,23	46,73	5,54
Cuerda Superior	357,96	160063,65	151814,56	5372,20	4433,94	6972,46	7111,02	21,15	20,59
Cuerda Inferior	711,07	628229,20	304920,57	13740,80	8905,60	18479,29	14527,52	29,72	20,71
Elemento Horizontal	33,01	549,83	11511,77	63,43	558,38	114,51	610,39	4,08	18,67
Elemento diagonal	250,01	43618,27	19257,46	2803,68	1083,10	3230,59	1758,09	13,21	8,78
Elemento vertical	308,47	48241,59	20779,00	3100,86	1168,67	3692,53	1921,96	12,51	8,21
Arriostre superior	16,51	274,91	113,17	31,72	16,74	57,26	29,75	4,08	2,62
Arriostre diagonal superior	13,48	140,73	68,51	20,21	12,04	36,61	21,52	3,23	2,25
Arriostre lateral inferior	45,87	51525,86	883,86	1468,64	94,37	1534,98	154,31	33,52	4,39
Arriostre diagonal inferior	45,87	51525,86	883,86	1468,64	94,37	1534,98	154,31	33,52	4,39
Arriostre diagonal interno	13,48	140,73	68,51	20,21	12,04	36,61	21,52	3,23	2,25

#### 4.4.6 Nodos de unión

Los nodos de unión se componen de 2 placas con un espesor de 1,11 cm cada una, sus dimensiones varían de acuerdo con la ubicación en la superestructura y los elementos que llegan al nodo.

### 4.5 Características de los elementos de la subestructura

#### 4.5.1 Apoyos

Como se mencionó anteriormente, los apoyos fijos y expansivos se ubican en la estructura como se muestra en la Figura 53.

##### 4.5.1.1 Apoyos expansivos

Los apoyos ubicados sobre los bastiones en los extremos del puente están contruidos con perfiles tipo canal y placas de acero. A continuación, en la Figura 67 se observa la configuración geométrica de ellos, los espesores y dimensiones de los perfiles estructurales.

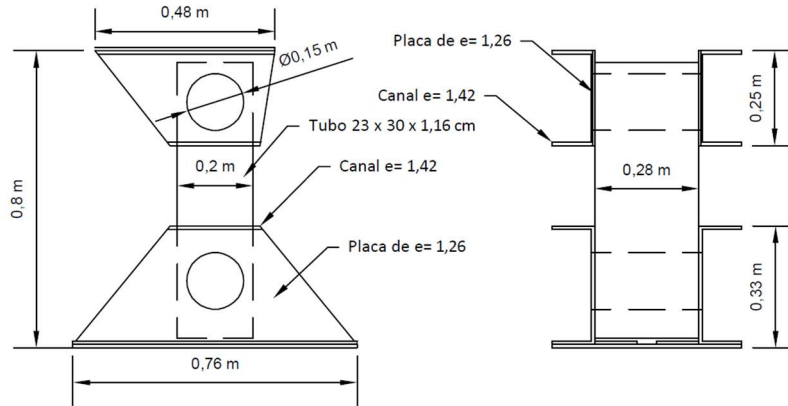


Figura 67. Geometría de los apoyos expansivos del puente.

#### 4.5.1.2 Apoyos fijos

Los apoyos fijos de la estructura son elementos compuestos de acero con la geometría mostrada en la Figura 69. Están compuestos principalmente por angulares y placas de acero que encofran rocas como se muestra en la Figura 48.

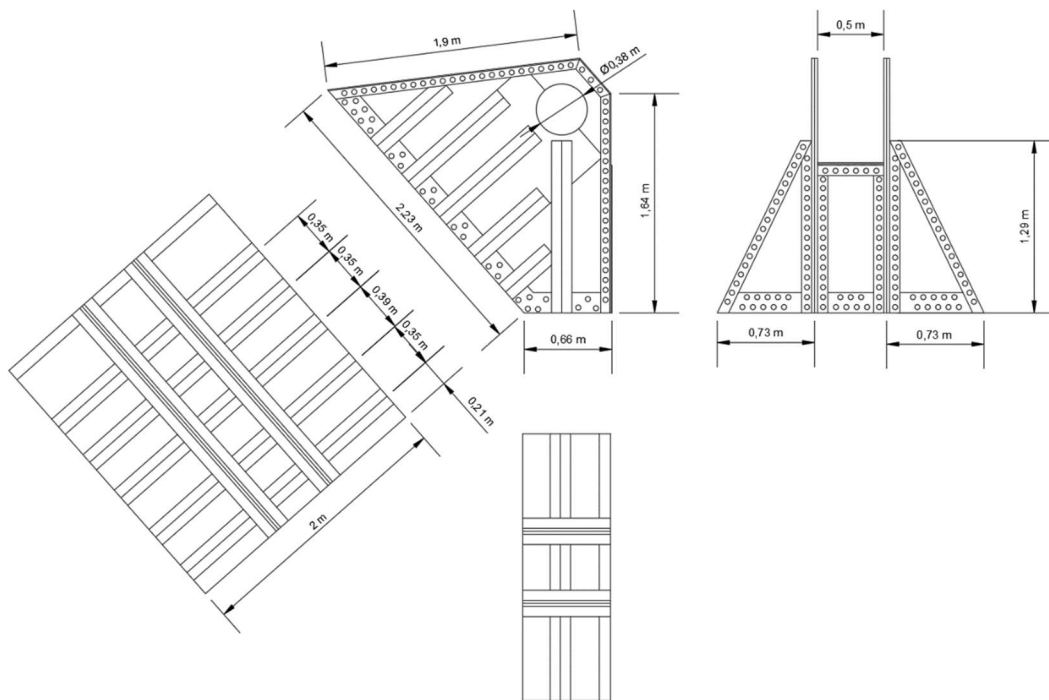


Figura 68. Geometría de los apoyos fijos del puente.

Los componentes de los apoyos tienen las dimensiones indicadas en la Figura 69. Estos apoyos se conectan al nodo de la estructura mediante un pasador horizontal de 0,38 m de diámetro.

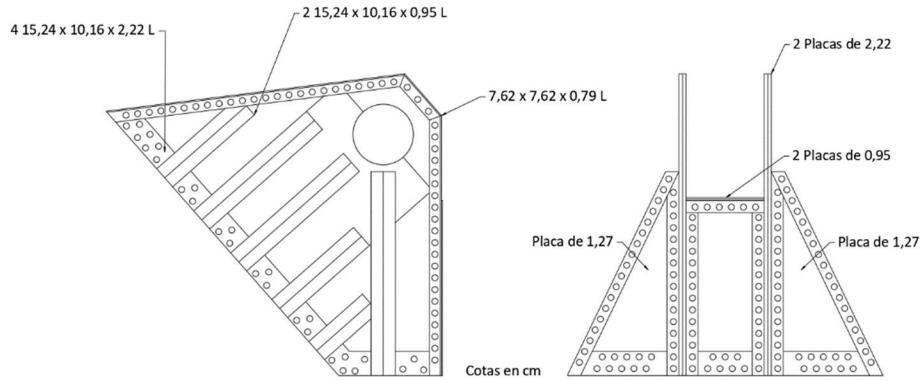


Figura 69. Características estructurales correspondientes a los componentes de los apoyos fijos.

#### 4.5.2 Bastiones

Los bastiones de mampostería de concreto tienen las dimensiones que se muestran en la Figura 70. Se desconoce la altura y el tipo de fundación, esto no se encuentra en la bibliografía ni se pudo observar en campo. Sin embargo, si se puede establecer una pendiente que tiene una relación de 1:6 al igual que las cerchas.

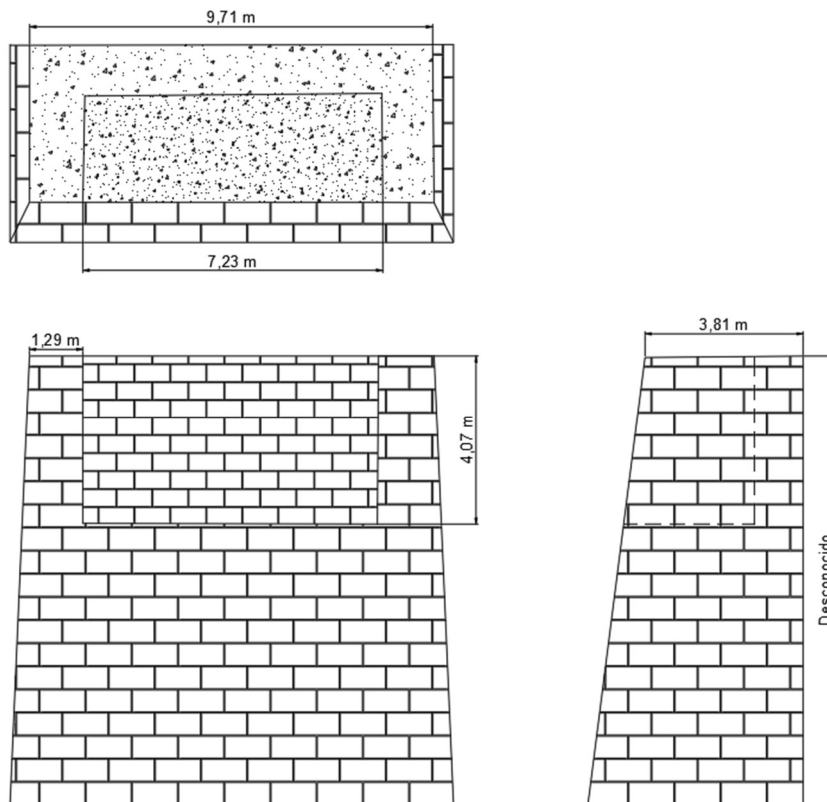


Figura 70. Dimensiones geométricas de los bastiones del puente.

### 4.5.3 Pilas

Las pilas del puente, al igual que los bastiones, son de mampostería de concreto y por su ubicación, la pendiente del terreno, la cobertura vegetal y la cobertura del terreno no se pudieron definir sus dimensiones.

## Capítulo 5. Estimación de cargas

A continuación, se presenta la estimación de los tres tipos de cargas consideradas para el análisis estructural del puente.

### 5.1 Cargas permanentes (DL)

Aparte del peso propio de los elementos que componen la superestructura, se consideran tres cargas permanentes en el puente: el sistema de rieles y guardarraíles, la acera de concreto y los durmientes de madera. Todos estos son elementos considerados parte del tablero o accesorios, los cuales, y como se refleja en la Sección 3.4, se encuentran en malas condiciones y no se puede tomar este escenario para el cálculo de cargas. Es debido a esto que se considera un escenario en el que se tienen las condiciones requeridas por normativa internacional para el tablero abierto de un puente ferroviario.

#### 5.1.1 Sistema de rieles y guardarraíles

La norma estadounidense AREMA (2013) en el Capítulo 15-1 de diseño de estructuras de puentes de acero, como se observa en el Cuadro 1, establece un peso unitario de 297,63 kg/m para los rieles, guardarraíles, las sujeciones y espaciadores de los durmientes. Carga que mediante los durmientes se distribuye equitativamente a ambos largueros, lo que resulta en una carga por larguero de 148,82 kg/m.

#### 5.1.2 Durmientes de madera

En el caso de los durmientes de madera el cálculo se realiza de acuerdo con las dimensiones descritas en la Sección 4.4.1, el espaciamiento máximo que dicta la norma AREMA (2013) y el peso unitario para la madera que establece la misma norma. El espaciamiento máximo lo define la Sección 1.2.9 del capítulo 15-1 y el peso unitario en la Sección 1.3.2 del mismo capítulo de la norma AREMA. Dichos parámetros se muestran en el Cuadro 10, donde además se muestra la comparativa entre el peso unitario máximo para la madera de pino y el peso unitario que dicta la norma.

Cuadro 10. Parámetros para el cálculo de la carga debido a los durmientes de madera.

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
Altura (m)	0,2
Ancho (m)	0,25
Sección (m <sup>2</sup> )	0,05
Largo (m)	3,05
Peso unitario máximo pino tratado (kg/m <sup>3</sup> )	540
Peso unitario madera AREMA (lb/ft <sup>3</sup> )	60
<b>Peso unitario madera AREMA (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>961,11</b>
Carga por durmiente (kg)	146,57
Espaciamiento máximo AREMA (in)	6
Espaciamiento máximo AREMA (m)	0,15
Espaciamiento a línea de centro (m)	0,40
Cantidad de durmientes por metro	2,49
<b>Carga lineal (kg/m)</b>	<b>364,24</b>
<b>Carga a asignar por larguero (kg/m)</b>	<b>182,12</b>

### 5.1.3 Acera de concreto

Se utiliza el peso unitario de concreto que establece la normativa internacional (AREMA,2013) de 2402,78 kg/m<sup>3</sup> el cual se multiplica por una sección transversal de la acera de área de 0,5 m<sup>2</sup> para una carga lineal de 120,14 kg/m en total. Esto se suma al peso total del tablero que se distribuye en ambos largueros lo que resulta en 60,07 kg/m por larguero correspondientes a la carga de la acera de concreto.

### 5.1.4 Elementos de arriostre interno

Se consideran los elementos de arriostre interno de la cuerda superior e inferior. Para ambos casos se obtuvo el peso de un angular y con la distancia en la que se ubican se obtiene una carga lineal a aplicar en cada cuerda. Los resultados de esto se observan en el Cuadro 11.

Cuadro 11. Cálculo de carga de los elementos de arriostre interno en las cuerdas inferior y superior.

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
Peso 1 angular (kg)	6,16
Peso 2 angulares (kg)	12,32
Distancia (m)	0,89
<b>Carga lineal angulares en una cara (kg/m)</b>	<b>13,85</b>
<b>Carga lineal angulares en dos caras (kg/m)</b>	<b>27,71</b>



## 5.2 Cargas temporales

Se consideran como cargas temporales la carga móvil de los ejes Cooper E-80 como lo dicta la norma AREMA, el impacto de esta y la carga de la tubería de gasolina descrita en la Sección 3.2.4.

### 5.2.1 Carga móvil de equipo ferroviario (LL)

Esta carga tiene por nombre Cooper E-80 y AREMA establece que se debe asignar una carga móvil como se muestra en la Figura 12.

Es importante también tener claro la carga máxima que transita por las vías ferroviarias costarricenses utilizadas para transporte de carga en la actualidad. La información de las locomotoras, a disposición en la actualidad, se muestra en el Cuadro 12.

Cuadro 12. Cargas por eje actuales en las vías ferroviarias utilizadas para transporte de carga.

Equipo	Modelo	Tara (tonf)	Ejes	Distancia entre ejes (mm)	Distancia entre trucks (mm)	Carga por eje (tonf)
Locomotora	GEU11B	56,25	4	2082	6960	14,06
Locomotora	GEU6B	48,18	4	2082	5689	12,05
Locomotora	GE747BB	47,27	4	2312	5232	11,82
DMU	Apolo	33,45	4	1800	10600	7,67 (eje portante) 9,06 (eje motor)

Fuente: INCOFER, 2021. Información con fines educativos.

Además, el plano de carga actual pesa 13 toneladas en total y sobre él se transportan máximo 31 toneladas en total.

### 5.2.2 Carga de impacto (I)

Esta carga se expresa como un porcentaje de la carga móvil ferroviaria. La normativa AREMA expresa este porcentaje en términos de la longitud del puente. Se utiliza la Ecuación 27 para puentes con luces mayores a los 25 metros y los resultados se muestran en el Cuadro 13. La ecuación requiere que los valores estén en pies para que su resultado tenga validez.

Cuadro 13. Cálculo del porcentaje de impacto.

Parámetro	Valor
Longitud (ft)	684,94
Longitud (m)	208,77
<b>%IM</b>	<b>16,92</b>

### 5.2.3 Tubería de gasolina (LL<sub>G</sub>)

Según el Manual de Productos de RECOPE (2018) la densidad de la gasolina tiene un valor máximo, a 15°C, de 750 kg/m<sup>3</sup>. Con esto y con los datos del Cuadro 4 se obtienen los valores mostrados en el Cuadro 14.

Cuadro 14. Parámetros para el cálculo de la carga debido a la tubería de gasolina.

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
Peso unitario del acero (kg/m <sup>3</sup> )	7850
Diámetro exterior de la tubería (mm)	168,3
Diámetro interior de la tubería (mm)	163,52
Circunferencia de la tubería (mm)	528,73
Espesor de la tubería (mm)	4,78
Sección de la tubería (m <sup>2</sup> )	0,0025
Carga lineal tubería (kg/m)	19,84
Sección de gasolina (m <sup>2</sup> )	0,021
Densidad gasolina (kg/m <sup>3</sup> )	750
Carga lineal gasolina (kg/m)	15,75
<b>Carga lineal total (kg/m)</b>	<b>35,59</b>

Es importante destacar que esta carga recae sobre las vigas de piso a partir de la viga A2-B2 hasta la viga A2E-B2E ver Figura D-22 en el Capítulo 8.Apéndice D.

### 5.3 Cargas de viento ( $W_{UL}$ )

Las cargas de viento se definieron de acuerdo con lo establecido en los LDVCR en su versión no publicada a la fecha de entrega de esta investigación. A su vez se consultó la normativa estadounidense "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures" (ASCE/SEI 7-16) y la normativa española "Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril" (IAPF,2010). Es importante destacar que en todas estas normas se indica explícitamente que, para puentes de largas luces, geometría no tradicional y en condiciones topográficas particulares, se deben realizar procedimientos diferentes. Por ejemplo, se proponen estudios como túneles de viento en donde se logre describir de la manera más precisa el comportamiento del viento en la estructura.

A partir de lo anterior, y de acuerdo con el tipo de puente en estudio, se presentan situaciones en las que es necesario recurrir a la normativa internacional o a decisiones conservadoras con el fin de modelar de la mejor manera las cargas de viento a las que se somete la estructura.

Asimismo, los resultados de esta estimación se comparan con lo que dicta la norma AREMA para las cargas de viento.

### 5.3.1 Objetivos de desempeño

La clasificación para diseño por viento se establece según la ocupación e importancia definida en los “Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes” (LDSP, 2013), específicamente en la *Tabla 3.1 Clasificación y factor de importancia operacional*. Se considera un puente esencial, ya que es un puente fundamental para el sistema ferroviario ya sea de carga o de transporte de pasajeros, ya que no hay vías ferroviarias alternas al pacífico. No se puede considerar como un puente crítico ya que existen múltiples alternativas en otros medios de transporte, para transportar mercancía, personas o acceder a la zona del pacífico de Costa Rica. Por lo tanto y contrastando ambos lineamientos se define como una edificación de Categoría II y debe cumplir con un nivel de desempeño NDU-1 y un período de retorno  $T_R$  de 1700 años. En el Cuadro 15 se resumen estos datos.

Cuadro 15. Objetivos de desempeño para la estimación de la carga de viento.

<b>Categoría e Importancia</b>	II (Especial)
<b>Nivel de desempeño</b>	NDU-1
<b>Nivel de demanda</b>	Muy Alta
<b>TR (años)</b>	1700

### 5.3.2 Velocidad básica del viento

De acuerdo con la Figura 16 y el mapa de la Figura 71, la estructura se encuentra en Zona III y por tanto la velocidad básica del viento es de 115 km/h.

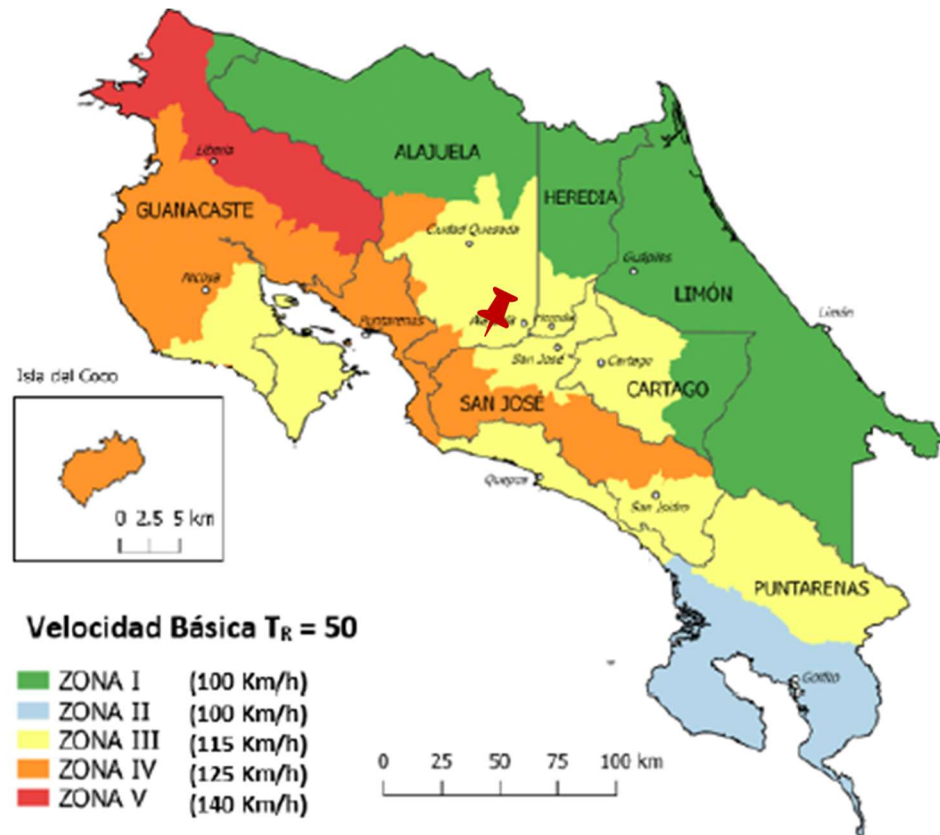


Figura 71. Ubicación del puente (pin rojo) en la zonificación eólica de Costa Rica  
Fuente: LDVCR,2021

### 5.3.3 Presión básica y presión de viento

La presión básica del viento se calcula con la Ecuación 28 y con la velocidad básica del viento definida previamente. Posteriormente para establecer la presión de viento a la altura del puente, es necesario establecer cuatro coeficientes según la Sección 3.3 de los LDVCR (2021), coeficiente topográfico, coeficiente de exposición, coeficiente de recurrencia y coeficiente de direccionalidad.

#### 5.3.3.1 Coeficiente topográfico

Así como se observa en la Sección 3.2.1 donde se describe la topografía del sitio, el puente se encuentra sobre el cañón del Río Grande, no sobre colina, cerro o talud, por lo que no habrá efectos de tipo topográfico que afecten la velocidad del viento. Por lo tanto,  $C_t$  presenta un valor de 1. Es importante destacar que el cañón del río puede favorecer el efecto Venturi y aumentar las velocidades del viento, sin embargo, esto es un comportamiento que se debe estudiar con más precisión para el caso específico mediante análisis de túnel de viento.

### 5.3.3.2 Coeficiente de exposición

La definición de este coeficiente requiere la determinación de la categoría de rugosidad y con esto la categoría de exposición. El puente se encuentra sobre un cuerpo de agua y las laderas del cañón presentan una vegetación boscosa. Tras lo comentado en la sección anterior se decide elegir conservadoramente una rugosidad tipo D y por ende una categoría de exposición D. En el Cuadro 16 se resumen estas clasificaciones, los valores según la Tabla 3-2, y los resultados de utilizar la Ecuación 30 de los LDVCR (2021).

Cuadro 16. Coeficiente de exposición a la altura máxima del puente.

<b>Tipo de rugosidad</b>	D
<b>Categoría de exposición</b>	D
<b><math>\alpha_e</math></b>	11,5
<b><math>Z_{ge}</math> (m)</b>	213
<b><math>Z_{min,e}</math> (m)</b>	2
<b><math>Z_{max,e}</math> (m)</b>	105
<b><math>C_{e(z)}</math> max</b>	1,77

### 5.3.3.3 Coeficiente de recurrencia

Con el período de retorno definido de 1700 años y la ecuación para zona eólica III Ecuación 31 de la Tabla 3-3 de los LDVCR (2020) se obtiene un coeficiente de recurrencia de 1,83.

### 5.3.3.4 Coeficiente de direccionalidad

En la Tabla 3-5 de los LDVCR (2021), no se encuentra un coeficiente específico para estructuras tipo cercha, por lo tanto, se decide utilizar el que se define para estructura de tipo celosía. Se considera que de las opciones que se presentan esta es la que se ajusta mejor al caso del puente en estudio, por lo tanto, se tiene un coeficiente de direccionalidad de 0,85.

Finalmente se calcula la presión de viento con la Ecuación 29 para la altura máxima dando como resultado una presión de viento de 182,69 kg/m<sup>2</sup>. Este valor supera el valor mínimo de 146 kg/m<sup>2</sup> que dicta la norma AREMA (2013) y de 50 kg/m<sup>2</sup> para el caso de los LDVCR, por lo que cumple con lo estipulado en la normativa nacional e internacional.

### 5.3.4 Acción de viento

La Sección 4.4.2.2 de los LDVCR (2021), define que la fuerza de viento para las torres de estructura tipo cerchas se debe calcular con la Ecuación 32 de los lineamientos. Esta ecuación

depende del ancho de los elementos, del coeficiente de presión y del efecto ráfaga.

El ancho de elementos es variable por tanto se mantiene con un valor de 1 y se varía a la hora de colocar la carga en el modelo. El efecto ráfaga tiene un valor de 0,85 ya que se considera una estructura rígida al tener un período de oscilación principal en dirección transversal, menor a 1 s, (de 0,64 s). Finalmente, el procedimiento para la definición del coeficiente de presión no se acoplaba al tipo de elementos del puente. Por tanto, se decide consultar normativa internacional como la IAPF (2010), de España, que utiliza la Figura 72 para definir este coeficiente.

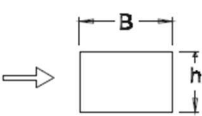



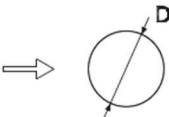



	$\frac{B}{h}$	$\leq 0.25$	0.33	0.50	0.67	1.00	1.50	2.00	3.00	$\geq 4.00$
	$C_p$	2.1	2.2	2.2	2.2	2.0	1.7	1.4	1.2	1.1
										
	<b>SECCIÓN CIRCULAR CON SUPERFICIE LISA Y TAL QUE <math>DV_c &gt; 6 \text{ m}^2/\text{s}</math></b> $C_p=0.7$				<b>SECCIÓN CIRCULAR CON SUPERFICIE RUGOSA, O LISA TAL QUE <math>DV_c &lt; 6 \text{ m}^2/\text{s}</math></b> $C_p=1.2$					
										

Figura 72. Coeficiente (rojo) de presión para cada tipo de elementos presentes en puentes de cercha.  
Fuente: IAPF, 2010

Los elementos principales del puente son en su mayoría como los que se encierran en rojo en la Figura 72 y a partir de esto se define un coeficiente de 2,2 para el cálculo de la fuerza de viento.

En el Cuadro 17 se resumen las cargas estimadas para cada tipo de elemento de las cerchas.

Cuadro 17. Fuerzas de viento estimadas para cada tipo de elemento de las cerchas.

<b>Elementos principales</b>	<b>Ancho asignado (m)</b>	<b>Fuerza de viento (kg/m)</b>
<b>Cuerda inferior</b>	0,91	312,39
<b>Cuerda superior</b>	0,53	182,23
<b>Postes y diagonales</b>	0,35	119,57
<b>Horizontales</b>	0,13	43,39

### 5.3.5 Caso de carga

Debido a la geometría y topografía del puente solamente se utiliza el primer caso de carga donde el total de la presión de viento actúa sobre el área proyectada perpendicular al eje longitudinal, como se muestra en la Figura 73.

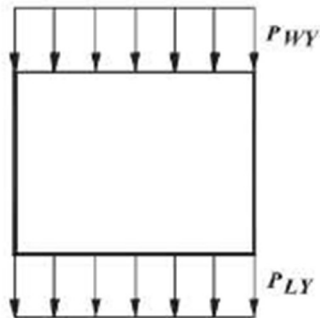


Figura 73. Caso de carga para la presión de viento.  
Fuente: LDVCR, 2020.

## Capítulo 6. Análisis estructural del puente ferroviario

A partir de la información indicada en los capítulos anteriores (propiedades mecánicas de materiales, dimensiones y disposición de elementos y cargas) se elaboró el modelo estructural en el programa SAP2000 tal y como se describe de forma detallada en el Apéndice D. Tras diferentes procesos de realimentación y verificación se procede a obtener los resultados descritos en esta sección.

### 6.1 Capacidad estructural

La capacidad estructural de los elementos de la superestructura se define a partir de lo que dictan las especificaciones para estructuras de acero "ANSI/AISC 360-16". Esto se realiza de acuerdo con el método de diseño ASD que presenta la norma.

#### 6.1.1 Capacidad de los elementos

Como se ha presentado anteriormente, el diseño de las cerchas del puente consiste en elementos que están sujetos mayoritariamente a tensión y compresión. Por lo tanto, sus capacidades se definen a partir de la Sección *B. Requerimientos de diseño*, *D. Diseño de elementos a tensión* y *E. Diseño de elementos a compresión* del ANSI/AISC 360-16. En el caso de los elementos del sistema de piso, como los largueros y las vigas de piso, se deben revisar con las secciones *F. Diseño de elementos a flexión* y la *G. Diseño de elementos a cortante*.

Se aclara que no se ha reducido el área de las secciones para el cálculo de su capacidad. Se realizó una investigación detallada en campo de una muestra de elementos, para así determinar el porcentaje de reducción debido a la corrosión del acero. Esta investigación arrojó resultados en los que las dimensiones del área no variaban considerablemente e incluso se encontraban algunos elementos en que las dimensiones eran mayores a las encontradas bibliográficamente.

En el Apéndice C se presenta una muestra de cálculo para la capacidad de los elementos de la superestructura. Los largueros y las vigas de piso son secciones constantes y por tanto la muestra es una memoria de cálculo completa para cada uno de estos elementos y se cumple lo mismo para los elementos paralelos de arriostre superior.

En cuanto a los elementos de arriostre lateral, a excepción de los antes mencionados, se realizó el cálculo de manera sistemática como se observa en la muestra del Apéndice C y se



muestran los resultados en la Sección 6.3. Los elementos diagonales de arriostre interno que consisten en angulares simples no cumplen en ningún caso con el valor máximo recomendable de 200 para la relación de esbeltez efectiva, sin embargo, se utilizaron las mismas ecuaciones de diseño para establecer su capacidad estructural.

Para los elementos de las cerchas se realizó la muestra de cálculo para el elemento más cargado de cada tipo. Esto se llevó a cabo de esta manera debido a la variabilidad de secciones que presenta el puente para cada uno de sus elementos, ya que cada elemento varía en área, geometría y longitud. Posteriormente se utilizó la herramienta de revisión del programa Sap2000, que permite obtener las capacidades nominales y reducidas para cada elemento. Mediante ambos métodos (manual y software) se obtienen las mismas magnitudes de capacidades excepto para algunos elementos de la cuerda superior (U9 a U14) que se encuentran sometidos a compresión. Estos elementos tienen la misma sección que el elemento que se valora en la muestra de cálculo y por tanto se validan los resultados para todos los elementos que componen las cerchas. En el Cuadro 18 se muestran las comparativas realizadas que llevaron a la conclusión antes descrita.

Cuadro 18. Comparativa de resultados manuales y resultados mediante el software SAP2000.

<b>Elemento</b>	<b>Tipo de fuerza</b>	<b>Cálculo manual</b>	<b>Cálculo herramienta de SAP</b>
<b>Largueros</b>	Momento (tonf-m)	92,5	78,39
	Cortante (tonf)	89,37	92,05
<b>Vigas de piso</b>	Momento (tonf-m)	119,99	119,99
	Cortante (tonf)	54,21	83,76
<b>Cuerda superior (U12-U13)</b>	Compresión (tonf)	484,29	491,96
<b>Cuerda superior (U4-U5)</b>	Tensión (tonf)	452,645	452,60
<b>Cuerda inferior (L5-L6)</b>	Compresión (tonf)	963,26	963,10
<b>Diagonales (U12-L13)</b>	Tensión (tonf)	351,79	351,76
<b>Diagonales (U0-L1)</b>	Compresión (tonf)	374,97	374,99
<b>Verticales (U5-L5)</b>	Compresión (tonf)	279,63	279,60

### 6.1.2 Conexiones y requerimientos de los elementos compuestos

La revisión de los requerimientos de la Sección D4, E6 y toda la Sección J, para conexiones, no se realizó como parte de este análisis. Dicho análisis requiere de mayor detalle e

información del tipo de placas, distribución y tipo de remaches.

## 6.2 Demanda estructural de la superestructura

Esta sección describirá las fuerzas que genera cada tipo de carga sobre la superestructura. Se mostrarán y discutirán los principales diagramas de fuerzas para cada tipo de carga principal sobre el puente.

### 6.2.1 Fuerzas debido a la carga permanente

Debido a que los elementos de las cerchas están diseñados para transmitir cargas axiales y no de momento, se observa como los elementos se comportan como simplemente apoyados y el momento en sus extremos es cero. Estos momentos se muestran en la Figura 74 sin ningún tipo de escala y el mayor momento se da en el elemento L5-L6 y es de 4,68 tonf-m. Además, en la misma figura se detalla también el comportamiento de los momentos sobre los largueros.

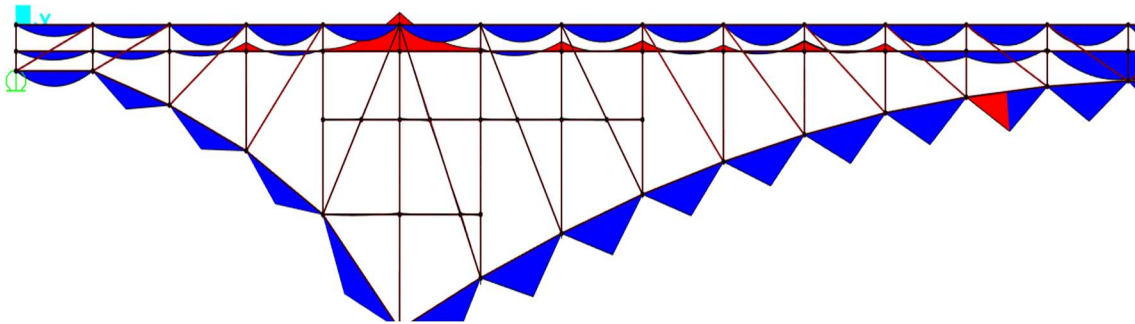


Figura 74. Diagrama de momentos provocados por la carga muerta.

A continuación, en la Figura 75, se muestran los diagramas de carga axial provocada por la carga permanente, en rojo se observan los elementos cargados a compresión y en azul los elementos cargados a tensión. Se destaca que, de acuerdo con los conceptos básicos de arcos, los elementos de la cuerda inferior solamente están cargados a compresión. Los elementos verticales están cargados a compresión, mientras los diagonales sufren tensión y la cuerda superior varía entre tensión y compresión dependiendo del elemento.

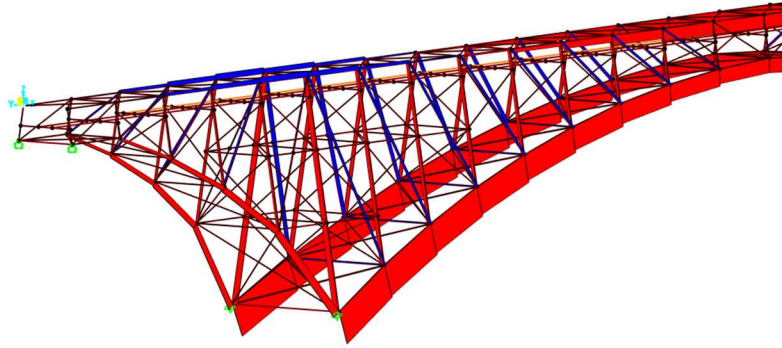


Figura 75. Diagrama de carga axial provocada por la carga permanente sobre la estructura, rojo compresión y azul tensión.

### 6.2.2 Fuerzas debido a la carga móvil vehicular

Al tratarse de una carga móvil los resultados de esta carga son una envolvente para cada elemento. Esto quiere decir que son diagramas de valores máximos y mínimos que están dados a partir de la ubicación de la carga viva que provoque la mayor demanda en el elemento. En la Figura 75 se observa el diagrama de cortantes para los largueros del puente y en la Figura 76 el diagrama de momentos. En cuanto a la carga axial, los diagramas de envolvente se muestran en la Figura 78.

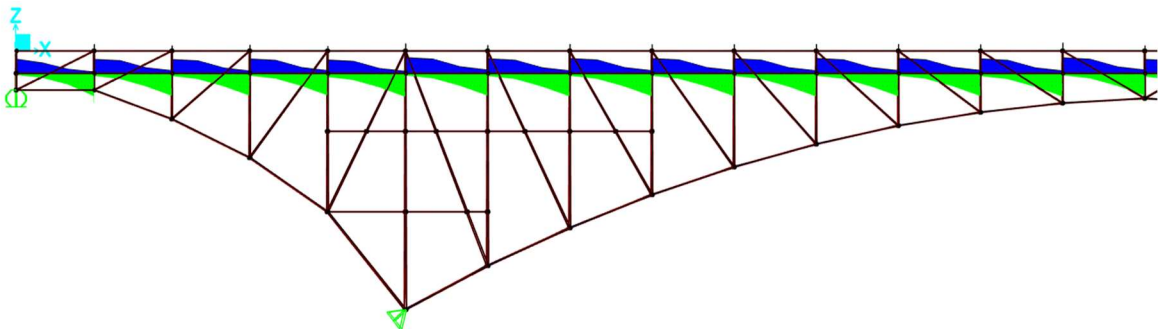


Figura 76. Diagrama de la envolvente de cortante debido a la carga viva ( $V_{22}$ ) para los largueros del puente.

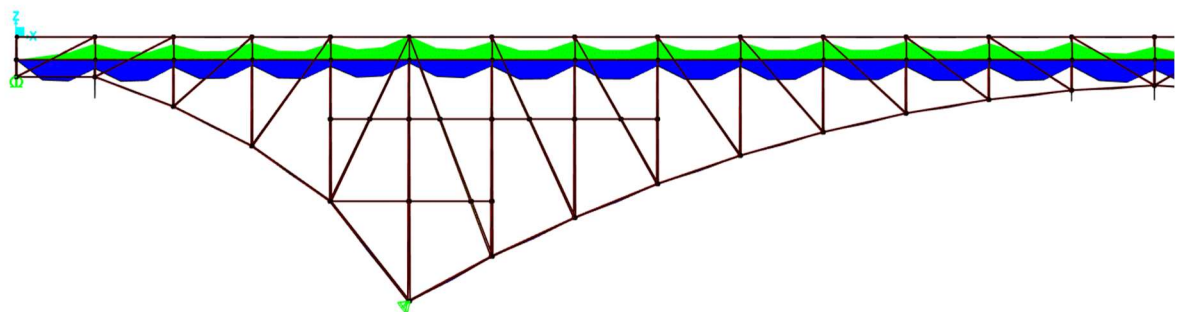


Figura 77. Diagrama de la envolvente de momentos debido a la carga viva ( $M_{33}$ ) para los largueros del puente.

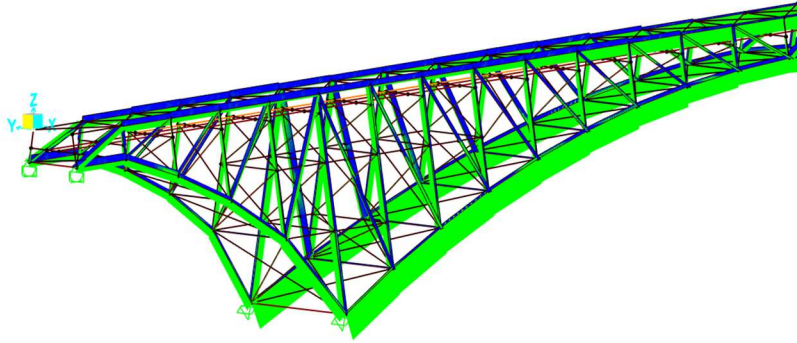


Figura 78. Diagrama de la envolvente de axial debido a la carga viva.

### 6.2.3 Fuerzas debido a la carga de viento

La carga de viento es soportada principalmente por los elementos de la cuerda superior e inferior, y se transmite mediante los elementos diagonales de arriostre inferior tal como se muestra en la Figura 79.

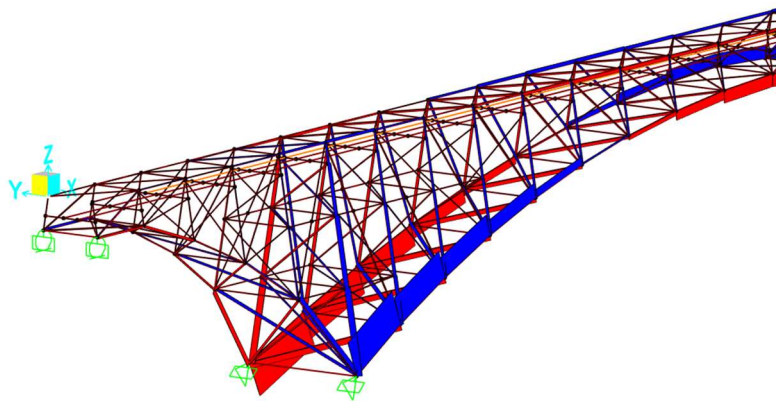


Figura 79. Diagrama de carga axial debido a la carga de viento sobre la estructura, rojo compresión y azul tensión.

### 6.3 Razón de demanda-capacidad de los elementos de la superestructura

En esta sección se exponen las cargas máximas que sufren los elementos de acuerdo con las combinaciones de carga mencionadas y recomendadas por AREMA, mostradas en la sección 2.6. A su vez al lado de cada carga y para cada elemento se muestra la capacidad y la razón demanda capacidad.

En toda esta sección se utilizó la convención de signos que se muestra en la Figura 80.

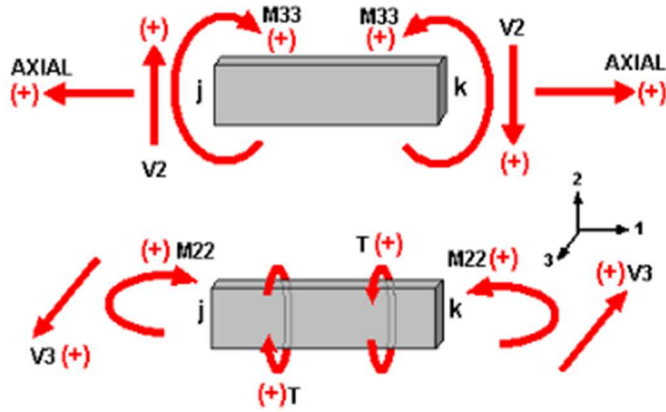


Figura 80. Convención de signos para las cargas en los elementos.  
Fuente: Sin autor, 2013.

### 6.3.1 Razón demanda-capacidad estructural de los largueros

Estos elementos cuentan con diagramas de cortante y momento de la misma forma que los provocados por la carga viva. En el Cuadro 19 se muestran los resultados obtenidos para estos elementos.

Cuadro 19. Razón demanda capacidad de los largueros del puente.

Elemento	Combinación D2		Mn/ $\Omega$ (tonf-m)	Vn/ $\Omega$ (tonf)	D/C	
	M <sub>33</sub> max (tonf-m)	V <sub>22</sub> max (tonf)			M <sub>33</sub>	V <sub>22</sub>
L1	76,06	-66,80	92,50	89,37	0,82	0,75
L2	77,20	-66,77	92,50	89,37	0,83	0,75
L3	67,48	-66,93	92,50	89,37	0,73	0,75
L4	67,05	-65,44	92,50	89,37	0,72	0,73
<b>L5</b>	<b>-85,81</b>	<b>-70,34</b>	<b>92,50</b>	<b>89,37</b>	<b>0,93</b>	<b>0,79</b>
L6	-85,81	-66,10	92,50	89,37	0,93	0,74
L7	69,53	-68,73	92,50	89,37	0,75	0,77
L8	68,52	-68,11	92,50	89,37	0,74	0,76
L9	70,42	-68,01	92,50	89,37	0,76	0,76
L10	71,27	-68,82	92,50	89,37	0,77	0,77
L11	71,26	-67,86	92,50	89,37	0,77	0,76
L12	73,82	-67,78	92,50	89,37	0,80	0,76
L13	74,62	-69,16	92,50	89,37	0,81	0,77
L14	80,23	-66,31	92,50	89,37	0,87	0,74

En este cuadro se observa que todos los largueros del puente cumplen con los esfuerzos admisibles tanto para momento como para cortante. Las razones demanda capacidad más críticas dan 0,93 para momento y 0,79 para cortante. Con base en estos resultados los

largueros del puente tienen la capacidad necesaria para resistir las cargas de la normativa actual.

### 6.3.2 Razón demanda-capacidad estructural de las vigas de piso

En la Figura 81 se muestra uno de los diagramas de envolvente de cortantes y momentos para las vigas de piso. En el Cuadro 20 se exponen las cargas máximas y mínimas que sufre cada una de las vigas de piso, así como sus capacidades y la razón demanda capacidad.

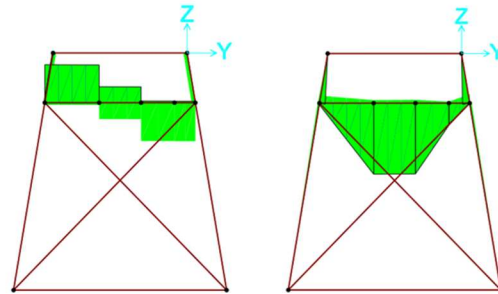


Figura 81. Diagrama de la envolvente de cortantes (izquierda) y momentos (derecha) para la viga de piso de la sección transversal 3.

Cuadro 20. Razón demanda capacidad de las vigas de piso del puente.

Elemento	Combinación D2		Mn/ $\Omega$ (tonf-m)	Vn/ $\Omega$ (tonf)	D/C	
	M <sub>33</sub> max (tonf-m)	V <sub>22</sub> max (tonf)			M <sub>33</sub>	V <sub>22</sub>
VP0	64,07	-42,40	119,99	54,21	0,53	0,78
VP A1-B1	138,42	-85,41	119,99	54,21	1,15	1,58
VP A2-B2	142,93	-80,63	119,99	54,21	1,19	1,49
VP A3-B3	146,92	-83,39	119,99	54,21	1,22	1,54
VP A4-B4	138,72	-80,62	119,99	54,21	1,16	1,49
VP A5-B5	145,84	-96,13	119,99	54,21	1,22	1,77
VP A6-B6	138,30	-85,97	119,99	54,21	1,15	1,59
VP A7-B7	142,64	-87,37	119,99	54,21	1,19	1,61
VP A8-B8	146,58	-86,90	119,99	54,21	1,22	1,60
VP A9-B9	142,93	-86,02	119,99	54,21	1,19	1,59
<b>VP A10-B10</b>	<b>150,35</b>	-87,68	<b>119,99</b>	54,21	<b>1,25</b>	1,62
VP A11-B11	148,88	-85,84	119,99	54,21	1,24	1,58
VP A12-B12	141,83	-83,82	119,99	54,21	1,18	1,55
<b>VP A13-B13</b>	148,73	<b>-88,77</b>	119,99	<b>54,21</b>	1,24	<b>1,64</b>
VP A14-B14	144,70	-80,68	119,99	54,21	1,21	1,49

A diferencia de los largueros estos elementos no cumplen con las resistencias admisibles, se obtienen razones mayores a 1 excepto en las vigas de piso de los extremos. Las razones

demanda capacidad para momento rondan el 1,2 y las de cortante rondan 1,5 por lo tanto, las vigas de piso no tienen la capacidad necesaria. Se observa cómo se obtiene una razón mayor en el caso de la carga a cortante a pesar de ser vigas que cuentan con atiesadores cuyo aporte se consideró en el cálculo de su capacidad, esto se debe, según McCormac (2013), a que se trata de vigas cortas en las que las cargas se encuentran relativamente cerca de los apoyos.

### 6.3.3 Razón demanda-capacidad estructural de la cuerda superior y la cuerda inferior

Al igual que los elementos anteriores, ambas cuerdas, se deben revisar con la combinación de carga D2. En la Figura 82 se muestran los diagramas de envolvente para la fuerza axial en estos elementos y en el Cuadro 21 y el Cuadro 22 se exponen las cargas máximas y mínimas por elemento.

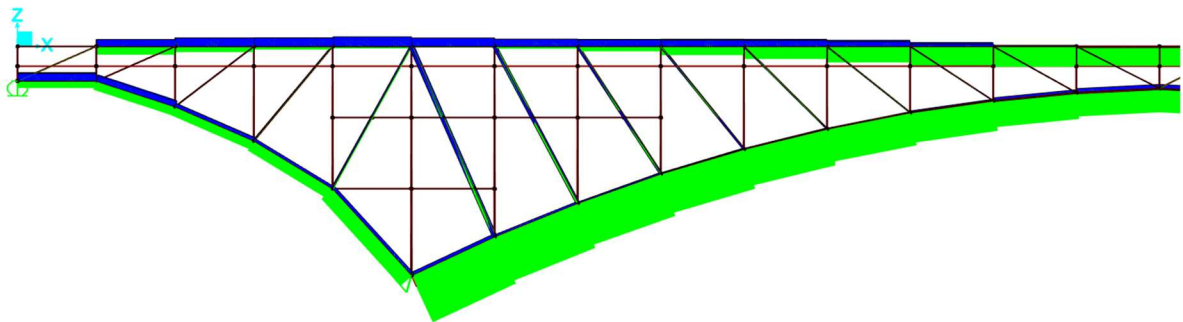


Figura 82. Diagrama de la envolvente de carga axial para los elementos de la cuerda superior e inferior.

Cuadro 21. Razón demanda capacidad para los elementos de la cuerda superior.

Elemento	Combinación D2			Pn/Ω (tonf)	Mn <sub>33</sub> /Ω (tonf-m)	Mn <sub>22</sub> /Ω (tonf-m)	D/C
	P <sub>max</sub> (tonf)	M <sub>22max</sub> (tonf-m)	M <sub>33max</sub> (tonf-m)				
CS A-U0-U1	5,12	0,53	1,19	319,06	38,78	46,46	0,05
CS A-U1-U2	-224,35	0,53	1,36	344,19	45,07	47,80	0,69
CS A-U2-U3	229,64	0,53	2,12	587,24	74,73	91,90	0,42
CS A-U3-U4	228,32	0,53	2,12	587,24	74,73	91,90	0,42
CS A-U4-U5	249,37	0,53	1,65	452,60	52,63	62,19	0,58
CS A-U5-U6	210,75	0,59	1,75	433,14	49,40	57,71	0,52
CS A-U6-U7	191,84	0,59	1,75	433,14	49,40	57,71	0,48
CS A-U7-U8	188,47	0,59	1,75	433,14	49,40	57,71	0,47
CS B-U8-U9	-231,49	0,59	1,75	433,14	49,40	57,71	0,57
CS B-U9-U10	-334,08	0,59	2,11	484,29	65,33	79,16	0,72
CS B-U10-U11	-426,41	0,59	2,11	484,29	65,33	79,16	0,91
CS B-U11-U12	-504,65	0,59	2,11	484,29	65,33	79,16	1,07
<b>CS B-U12-U13</b>	<b>-543,58</b>	<b>0,59</b>	<b>2,11</b>	<b>484,29</b>	<b>65,33</b>	<b>79,16</b>	<b>1,15</b>
CS B-U13-U14	-522,26	0,59	2,11	484,29	65,33	79,16	1,11

Tal y como se observa en la Figura 82 a partir de la sección transversal 5 la demanda a tensión de la cuerda superior se empieza reducir hasta que a partir de la sección 8 rige la fuerza axial a compresión. A partir de ese punto es donde empiezan a aumentar las razones de demanda capacidad hasta que en los tres elementos centrales sobrepasan el límite de 1, y es por estos elementos que la cuerda superior no cumple con la capacidad necesaria.



Cuadro 22. Razón demanda capacidad para los elementos de la cuerda inferior.

Elemento	Combinación D2			Pn/Ω (tonf)	Mn <sub>33</sub> /Ω (tonf-m)	Mn <sub>22</sub> /Ω (tonf-m)	D/C
	P <sub>max</sub> (tonf)	M <sub>22max</sub> (tonf-m)	M <sub>33max</sub> (tonf-m)				
CI AL0-AL1	220,14	0,91	1,59	407,99	52,58	68,38	0,58
CI AL1-AL2	-234,34	1,01	2,26	531,40	74,42	78,45	0,48
CI AL2-AL3	-252,78	1,08	2,34	528,26	74,42	78,45	0,52
CI AL3-AL4	-303,92	1,24	2,49	521,43	74,42	78,45	0,63
CI AL4-AL5	-396,68	1,99	3,02	491,03	74,42	78,45	0,87
<b>CI AL5-AL6</b>	<b>-1299,28</b>	<b>1,23</b>	<b>4,65</b>	<b>963,10</b>	<b>131,22</b>	<b>202,47</b>	<b>1,38</b>
CI AL6-AL7	-1228,52	1,18	4,55	966,88	131,22	202,47	1,30
CI AL7-AL8	-1155,57	1,14	4,47	969,45	131,22	202,47	1,22
CI AL8-AL9	-1081,35	1,10	4,05	890,82	119,07	188,41	1,24
CI AL9-AL10	-999,00	-1,07	4,00	892,58	119,07	188,41	1,13
CI AL10-AL11	-906,80	1,05	4,18	944,58	127,04	199,43	0,99
CI BL11-BL12	-813,42	-1,03	4,15	945,82	127,04	199,43	0,87
CI BL12-BL13	-693,01	-1,02	4,12	946,53	127,04	199,43	0,74
CI AL13-AL14	-610,45	-1,02	3,90	896,21	119,07	188,41	0,69

Los elementos del arco que forma la cuerda inferior del puente tampoco cuentan con la resistencia necesaria de acuerdo con la normativa actual. Podemos observar cómo tiene razones superiores a 1 conforme se aproxima a los apoyos fijos, llegando hasta 1,38 en el elemento más cargado y último tramo del arco.

#### 6.3.4 Razón demanda-capacidad estructural de los elementos verticales y diagonales de las cerchas

Estos elementos se deben revisar con la combinación de carga D3, de acuerdo con las recomendaciones de AREMA para los elementos del alma de las cerchas. En la Figura 83 se logra observar cómo en todos los elementos verticales rige compresión, mientras en los diagonales rige la tensión, a excepción del elemento diagonal L0-U1 donde ambas fuerzas son cercanas en magnitud. Los resultados para los elementos verticales se registran en el Cuadro 23 y para los diagonales en el Cuadro 24.

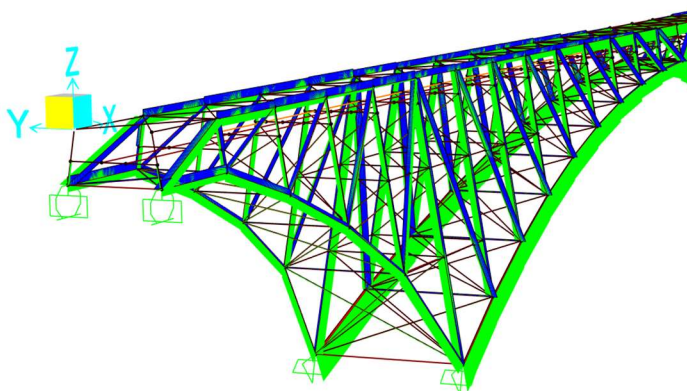


Figura 83. Diagrama de la envolvente para la carga axial de los elementos diagonales y verticales de las cerchas.

Cuadro 23. Razón demanda capacidad para los elementos verticales de las cerchas.

Elemento	Combinación D3			Pn/Ω (tonf)	Mn <sub>22</sub> /Ω (tonf-m)	Mn <sub>33</sub> /Ω (tonf-m)	D/C
	P <sub>max</sub> (tonf)	M <sub>22max</sub> (tonf-m)	M <sub>33max</sub> (tonf-m)				
P BU0-BL0	-57,55	0,01	2,16	163,68	6,15	18,09	0,46
P BU1-BL1	-148,42	0,02	2,29	202,22	7,71	21,86	0,83
P BU2-BL2	-150,45	0,03	0,58	101,32	4,60	14,04	1,53
<b>P BU3-BL3</b>	<b>-194,95</b>	<b>0,04</b>	<b>0,27</b>	<b>86,68</b>	<b>6,15</b>	<b>18,09</b>	<b>2,27</b>
P BU4-BL4	-234,71	0,25	2,33	133,62	6,94	20,03	1,89
P BU5-BL5	-368,92	0,64	1,53	279,59	17,22	45,69	1,38
P BU6-BL6	-343,66	1,03	1,78	205,12	11,64	31,23	1,80
P BU7-BL7	-318,97	0,62	1,77	167,35	10,65	29,05	2,01
<b>P BU8-BL8</b>	<b>-301,97</b>	<b>1,17</b>	<b>2,98</b>	<b>147,84</b>	<b>7,71</b>	<b>21,86</b>	<b>2,30</b>
P BU9-BL9	-273,20	0,07	0,65	137,64	10,65	29,05	2,01
P AU10-AL10	-251,25	0,06	0,70	115,98	6,94	20,25	2,20
P BU11-BL11	-240,89	0,08	0,82	126,07	6,15	18,09	1,96
P BU12-BL12	-225,95	0,08	1,60	158,81	6,94	20,03	1,50
P BU13-BL13	-210,08	0,07	1,78	169,73	6,94	20,03	1,32
P BU14-BL14	-111,44	0,04	1,69	78,74	2,70	9,68	1,58

De los cuatro tipos de elementos que componen las cerchas, son los verticales los que cuentan con mayores razones de demanda capacidad y más cantidad de elementos que no cumplen con las resistencias necesarias. Se observa como en algunos casos son elementos que están dotados de bastante área, pero las largas longitudes sin arriostrar provocan que su capacidad a compresión se vea reducida. En efecto los elementos con mayor razón de demanda capacidad son los elementos U3-L3 y U8-L8, ambos tienen las mayores longitudes sin arriostrar de todos los elementos de la cercha.

Cuadro 24. Razón demanda capacidad de los elementos diagonales de las cerchas.

Elemento	Combinación D3			Pn/ $\Omega$ (tonf)	Mn <sub>22</sub> / $\Omega$ (tonf-m)	Mn <sub>33</sub> / $\Omega$ (tonf-m)	D/C
	P <sub>max</sub> (tonf)	M <sub>22max</sub> (tonf-m)	M <sub>33max</sub> (tonf-m)				
D BL0-BU1	-338,40	-1,89	0,00	374,99	24,27	55,56	0,83
D BL1-BU2	178,18	-0,84	0,00	222,81	7,71	21,86	0,70
D BL2-BU3	170,63	-0,60	0,00	137,25	4,60	14,04	1,13
D BL3-BU4	192,82	-1,23	0,00	222,81	7,71	21,86	0,72
D BL4-BU5	167,95	1,36	0,14	275,71	11,64	31,23	0,72
D BU5-BL6	291,28	3,90	3,01	368,39	15,96	41,31	1,07
D BU6-BL7	286,97	1,22	0,52	263,80	9,28	25,35	1,22
<b>D BU7-BL8</b>	<b>273,80</b>	<b>1,20</b>	<b>0,70</b>	<b>202,03</b>	<b>6,94</b>	<b>20,03</b>	<b>1,54</b>
D BU8-BL9	271,34	-1,00	0,00	159,26	5,38	16,12	1,54
D BU9-BL10	269,83	-1,00	0,00	180,62	6,15	18,09	1,35
D BU10-BL11	276,02	-0,90	0,00	180,62	6,15	18,09	1,40
D BU11-BL12	299,07	-0,84	0,00	180,62	6,15	18,09	1,54
D BU12-BL13	326,36	-1,56	0,00	351,76	14,97	39,15	0,84
D BU13-BL14	319,40	-2,15	0,00	495,52	21,12	51,63	0,55

De estos elementos son varios los que no cumplen con la normativa. Se cuenta con razones de 1,13 y hasta de 1,54, en los elementos de menor capacidad. Del Cuadro 24 es importante destacar como las piezas que cuentan con placas de cubierta en los extremos tienen la capacidad necesaria a pesar de ser los elementos más cargados. Lo anterior permite apreciar una posible solución para aumentar la capacidad y cumplir con la normativa actual.

### 6.3.5 Razón demanda-capacidad estructural del arriostre lateral del puente

#### 6.3.5.1 Razón demanda-capacidad estructural del arriostreamiento superior

Primeramente, se mostrarán los resultados para los elementos paralelos del arriostreamiento superior en el Cuadro 25. Posteriormente, en el Cuadro 26 se observan los resultados de los elementos diagonales.

Cuadro 25. Razón demanda capacidad para los elementos paralelos de arriostamiento superior.

Elemento	Combinación D2			Pn/Ω (tonf)	Mn <sub>22</sub> /Ω (tonf-m)	Mn <sub>33</sub> /Ω (tonf-m)	D/C
	P <sub>max</sub> (tonf)	M <sub>22max</sub> (tonf-m)	M <sub>33max</sub> (tonf-m)				
AU1-BU1	-6,83	0,00	0,04	13,22	0,25	0,47	0,59
AU2-BU2	-7,68	0,00	0,03	13,22	0,25	0,47	0,65
AU3-BU3	-10,10	0,00	0,04	13,22	0,25	0,47	0,83
AU4-BU4	-12,52	0,00	0,04	13,22	0,25	0,47	1,02
<b>AU5-BU5</b>	<b>-18,42</b>	<b>0,00</b>	<b>0,05</b>	<b>13,22</b>	<b>0,25</b>	<b>0,47</b>	<b>1,50</b>
AU6-BU6	-12,75	0,00	0,05	13,22	0,25	0,47	1,05
AU7-BU7	-10,82	0,00	0,04	13,22	0,25	0,47	0,89
AU8-BU8	-8,82	0,00	0,04	13,22	0,25	0,47	0,74
AU9-BU9	-8,72	0,00	0,04	13,22	0,25	0,47	0,73
AU10-BU10	-5,89	0,00	0,04	13,22	0,25	0,47	0,51
AU11-BU11	-4,22	0,00	0,04	13,22	0,25	0,47	0,39
AU12-BU12	7,49	0,00	0,03	24,33	0,25	0,47	0,37
AU13-BU13	7,16	0,00	0,03	24,33	0,25	0,47	0,36
AU14-BU14	8,94	0,00	0,03	24,33	0,25	0,47	0,43

Estos elementos se encuentran tanto en compresión como en tensión para cada sección, en la mayoría de los casos rige la compresión sobre la tensión. El único elemento que ve sobrepasada su capacidad es el elemento más cargado AU5-BU5 con una razón de 1,50.

Cuadro 26. Razón demanda capacidad para los elementos diagonales de arriostre superior.

Elemento	Combinación D2			Pn/Ω (tonf)	Mn <sub>22</sub> /Ω (tonf-m)	Mn <sub>33</sub> /Ω (tonf-m)	D/C
	P <sub>max</sub> (tonf)	M <sub>22max</sub> (tonf-m)	M <sub>33max</sub> (tonf-m)				
DAS BU0-AU1	-4,36	0,00	0,03	10,74	0,25	0,47	0,47
DAS BU1-AU2	-9,74	0,00	0,02	10,74	0,25	0,47	0,95
DAS AU2-BU3	-6,81	0,00	0,03	12,69	0,291	0,554	0,59
DAS AU3-BU4	-7,26	0,00	0,04	14,65	0,335	0,639	0,54
DAS AU4-BU5	-6,92	0,00	0,04	20,09	0,377	0,721	0,39
DAS BU5-AU6	-4,79	0,00	0,06	19,24	0,458	0,88	0,31
DAS BU6-AU7	-4,43	0,00	0,04	15,89	0,335	0,639	0,33
DAS BU7-AU8	-5,76	0,00	0,03	12,24	0,291	0,554	0,52
DAS BU8-AU9	-9,13	0,00	0,03	12,24	0,291	0,554	0,80
DAS BU9-AU10	-10,09	0,00	0,02	10,35	0,25	0,47	1,02
DAS BU10-AU11	-11,21	0,00	0,03	10,35	0,25	0,47	1,13
DAS BU11-AU12	-11,44	0,00	0,02	6,96	0,177	0,298	1,70
DAS BU12-AU13	-13,26	0,00	0,02	6,96	0,177	0,298	1,96
<b>DAS BU13-AU14</b>	<b>-13,85</b>	<b>0,00</b>	<b>0,02</b>	<b>6,96</b>	<b>0,177</b>	<b>0,298</b>	<b>2,04</b>

Como se mencionó anteriormente estos elementos consisten en angulares singulares que tienen razones de hasta 1,13 y 2,04 para su condición más crítica en compresión. Las longitudes sin arriostrar, además de una relación de esbeltez que aumenta en comparación a otros elementos, según lo indica la normativa, provocan una disminución considerable a su capacidad a compresión y por ende un aumento en las razones de demanda capacidad.

### 6.3.5.2 Razón demanda-capacidad estructural de los elementos de arriostramiento inferior e intermedio

Al igual que los elementos laterales superiores sufren tanto tensión como compresión. Los elementos paralelos inferiores e interiores se someten solamente a tensión y sus resultados se muestran en el Cuadro 27. En lo que respecta a los elementos diagonales, estos sufren tensión y compresión dependiendo de la dirección de la carga de viento, los resultados para la condición más crítica se observan en el Cuadro 28.

Cuadro 27. Razón demanda capacidad para los elementos paralelos de arriostre inferior e intermedio.

Elemento	Combinación D2			Pn/Ω (tonf)	Mn <sub>22</sub> /Ω (tonf-m)	Mn <sub>33</sub> /Ω (tonf-m)	D/C
	P <sub>max</sub> (tonf)	M <sub>22max</sub> (tonf-m)	M <sub>33max</sub> (tonf-m)				
AIN AL0-BL0	0,00	0,07	-0,11	67,58	1,39	21,64	0,04
AIN AL1-BL1	16,51	0,00	0,16	67,58	1,39	21,64	0,25
AIN AL2-BL2	13,13	0,00	0,20	67,58	1,39	21,64	0,20
AIN AL3-BL3	15,95	0,00	0,32	79,47	1,79	25,02	0,21
AIN AL4-BL4	21,19	0,02	0,38	67,58	1,39	21,64	0,34
AIN AL5-BL5	0,00	0,00	0,49	159,08	5,44	64,47	0,01
AIN AL6-BL6	33,68	0,00	0,69	91,35	2,73	38,19	0,38
AIN AL7-BL7	32,53	0,00	0,57	91,35	2,73	38,19	0,37
AIN AL8-BL8	32,55	0,00	0,40	79,47	1,79	32,93	0,42
AIN AL9-BL9	34,83	0,00	0,34	79,47	1,79	32,93	0,45
AIN AM0-BM0	10,40	0,01	0,38	79,47	1,79	15,41	0,16
AIN AM1-BM1	12,21	0,00	-1,35	67,58	1,79	15,41	0,10
AIN AM2-BM2	16,49	-0,05	-1,02	67,58	1,39	13,44	0,14
AIN AM3-BM3	12,21	-0,07	-1,31	79,47	1,39	13,44	0,02
AIN AM4-BM4	10,29	0,03	-0,78	79,47	1,79	15,41	0,10
AIN AM5-BM5	8,51	-0,01	-0,70	67,58	1,39	13,44	0,08
AIN AM6-BM6	7,14	0,02	0,58	67,58	1,39	13,44	0,16
<b>AIN AL10-BL10</b>	<b>31,50</b>	<b>0,00</b>	<b>0,24</b>	<b>67,58</b>	<b>1,39</b>	<b>28,38</b>	<b>0,47</b>
AIN AL11-BL11	27,24	0,00	0,21	67,58	1,39	28,38	0,41
AIN AL12-BL12	24,01	0,00	0,19	67,58	1,39	28,38	0,36
AIN AL13-BL13	21,17	0,00	0,18	67,58	1,39	28,38	0,32
AIN AL14-BL14	19,16	0,00	0,17	67,58	1,39	28,38	0,29

Todos estos elementos cumplen y vemos que la mayor razón es de 0,47 por lo que son elementos que cumplen con la normativa actual.

Cuadro 28. Razón demanda capacidad de los elementos diagonales de arriostre inferior.

Elemento	Combinación D2			Pn/ $\Omega$ (tonf)	Mn <sub>22</sub> / $\Omega$ (tonf-m)	Mn <sub>33</sub> / $\Omega$ (tonf-m)	D/C
	P <sub>max</sub> (tonf)	M <sub>22max</sub> (tonf-m)	M <sub>33max</sub> (tonf-m)				
DIN AL1-BL0	-12,77	0,00	0,39	48,18	1,36	21,64	0,28
DIN BL2-AL1	-11,09	0,00	0,43	46,75	1,36	21,64	0,25
DIN BL3-AL2	-10,18	0,00	0,49	43,25	1,36	21,64	0,26
DIN BL4-AL3	-8,17	0,00	0,60	38,2	1,36	21,64	0,24
DIN BL5-AL4	-12,84	0,00	0,86	28,09	2,73	38,19	0,48
<b>DIN AL6-BL5</b>	<b>-43,96</b>	<b>0,00</b>	<b>1,16</b>	<b>40,1</b>	<b>2,73</b>	<b>38,19</b>	<b>1,12</b>
DIN AL7-BL6	-36,90	0,00	1,01	50,6	2,73	38,19	0,75
DIN AL8-BL7	-37,79	0,00	0,89	54,77	2,73	38,19	0,71
DIN AL9-BL8	-37,62	0,00	0,69	49,39	1,79	32,93	0,78
DIN AL10-BL9	-36,96	0,00	0,63	52,27	1,79	32,93	0,72
DIN AL11-BL10	-31,26	0,00	0,49	42,3	1,39	28,38	0,75
DIN AL12-BL11	-29,36	0,00	0,46	44,19	1,39	28,38	0,68
DIN AL13-BL12	-25,39	0,00	0,45	45,36	1,39	28,38	0,57
DIN AL14-BL13	-22,13	0,00	0,43	46,06	1,39	28,38	0,49

En el Cuadro 28 se observa como la mayor razón demanda capacidad se encuentra en el elemento más cargado a compresión (AL6-BL5) con un valor de 1,12. El resto de los elementos cumplen con la capacidad necesaria para resistir las fuerzas aplicadas.

### 6.3.5.3 Razón demanda-capacidad de los elementos diagonales de arriostre interno

Como se mencionó anteriormente ninguno de estos elementos cumple con el límite para la relación de esbeltez a compresión  $L_c/r > 200$ . Por lo tanto, ninguno cumple con estos requerimientos y se consideran elementos que no son recomendables. En el Cuadro 29 se muestran los resultados de capacidad para estos elementos.

Cuadro 29. Demanda estructural de los elementos diagonales de arriostre interno.

Elemento	Combinación D2			Pn/Ω (tonf)	Mn <sub>22</sub> /Ω (tonf-m)	Mn <sub>33</sub> /Ω (tonf-m)	D/C
	P <sub>max</sub> (tonf)	M <sub>22max</sub> (tonf-m)	M <sub>33max</sub> (tonf-m)				
DIT AL2-B2	-5,61	0,00	0,06	2,70	0,18	0,29	2,26
DIT AL3-B3	-9,33	0,00	0,08	1,63	0,18	0,29	7,88
DIT AL4-BM0	-6,91	0,00	0,11	1,38	0,18	0,29	5,34
DIT AM0-B4	-7,10	0,00	0,06	2,29	0,18	0,29	3,29
DIT AL5-BM5	-9,96	0,00	0,32	2,57	0,39	0,80	4,23
DIT AM5-BM1	-9,80	0,00	0,19	3,89	0,39	0,80	2,73
DIT AM1-B5	-10,37	0,00	0,11	5,69	0,39	0,80	1,95
DIT AL6-BM6	-4,05	0,00	0,25	3,62	0,39	0,80	1,39
DIT AM6-BM2	-11,85	0,00	0,19	3,89	0,39	0,80	3,26
DIT AM2-B6	-11,72	0,00	0,11	5,69	0,39	0,80	2,19
DIT AL7-BM3	-9,44	0,00	0,13	1,17	0,18	0,29	5,95
DIT AM3-B7	-8,04	0,00	0,06	2,29	0,18	0,29	3,70
DIT AL8-BM4	-5,99	0,00	0,06	1,66	0,18	0,29	3,82
DIT AM4-B8	-8,82	0,00	0,06	2,29	0,18	0,29	4,05
DIT AL9-B9	-9,67	0,00	0,09	1,45	0,18	0,29	7,32
<b>DIT AL10-B10</b>	<b>-9,93</b>	<b>0,00</b>	<b>0,07</b>	<b>1,94</b>	<b>0,18</b>	<b>0,29</b>	<b>9,88</b>
DIT AL11-B11	-6,79	0,00	0,06	2,47	0,18	0,29	2,93
DIT AL12-B12	-4,16	0,00	0,05	2,94	0,18	0,29	1,58
DIT AL13-B13	-3,24	0,00	0,05	3,28	0,18	0,29	1,14

Debido a lo expuesto anteriormente, las grandes razones de esbeltez global provocan que se castigue la capacidad a compresión de estos elementos. Por lo tanto, se observan razones de hasta 9,88 y tampoco cumplen con la resistencia requerida.

## 6.4 Análisis de la capacidad estructural del puente y sugerencias de reforzamiento

### 6.4.1 Análisis de la capacidad estructural del puente

A modo de resumen y con fines ilustrativos se pueden observar en rojo, en la Figura 84, los elementos de la cercha en que la demanda supera el 100% de la capacidad. Los elementos en cian, verde, amarillo y anaranjado son elementos con razones menores a 1 que van en aumento de acuerdo con el orden que ha quedado por escrito. Además, la Figura 85 resume el tipo de carga axial que rige en cada uno de los elementos.

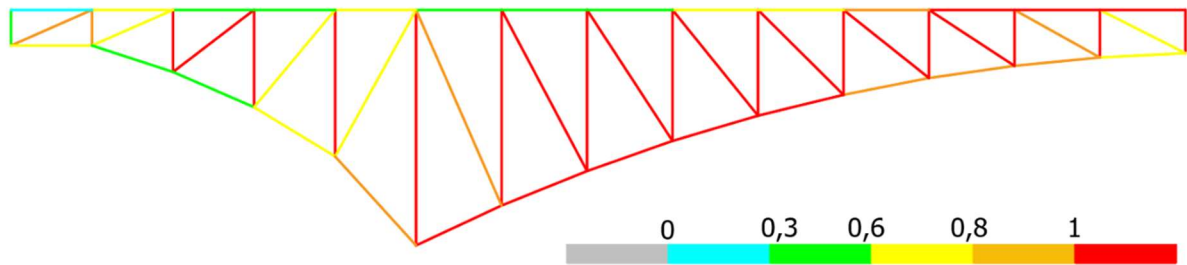


Figura 84. Elementos en los que la demanda sobrepasa la capacidad.

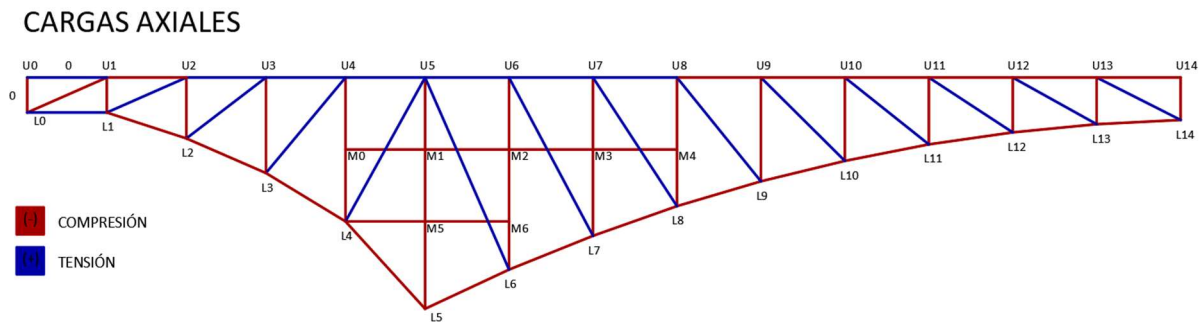


Figura 85. Distribución por elemento, de tipo de cargas axiales máximas en las cerchas del puente.

Haciendo uso de la Figura 84 y la Figura 85 se considera importante resaltar diferentes situaciones y condiciones de la estructura. A pesar de que las características estructurales del acero lo hacen un material con una alta resistencia a tensión, el tipo de sección, su configuración y la longitud sin arriostrar de un elemento pueden provocar que el comportamiento a compresión no sea el suficiente para soportar las cargas que la estructura le impone. En efecto, el tipo de elemento con mayores razones demanda capacidad son los elementos verticales, que se encuentran todos en compresión. Al igual que los elementos de la cuerda inferior y de la cuerda superior, resaltados en rojo en la Figura 84, que tampoco cumplen con la demanda requerida.

En lo que respecta a los elementos en tensión, por la naturaleza del material, se aprovecha al máximo la capacidad de los elementos ya que no existe la amenaza de pandeo ni es necesario revisar la esbeltez de los compuestos. Sin embargo, se encuentran algunos elementos diagonales que no cumplen con la capacidad requerida y por tanto se puede decir que los elementos no cuentan con el área de sección necesaria para resistir las fuerzas a las que se someten.

Dicho esto, y con el registro de razones de demanda capacidad, los elementos más críticos y



que determinan la capacidad del puente son los elementos verticales, en específico el elemento U3-L3 y U8-L8 con una razón demanda capacidad de 2,27 y 2,30. Esto quiere decir que los elementos requieren más del doble de la capacidad con la que cuenta en la actualidad. En el caso del elemento U3-L3 no cuenta con arriostres intermedios y además es de los elementos verticales en que el área de la sección es menor. El elemento U8-L8 tiene menos área que los elementos que le anteceden, sin embargo, la demanda no se reduce en la misma proporción.

Se debe analizar también los elementos encargados de transferir la carga a las cerchas. En donde, a pesar de que los largueros del puente cumplen tanto en momento como en cortante, las vigas de piso no. De estos elementos ninguno cumple con la resistencia requerida, todos se someten a cargas similares en magnitud y para momento tienen razones que rondan 1,20 y 1,60 para cortante.

En cuanto al sistema de arriostre lateral tanto los elementos diagonales de arriostre superior, como inferior son los que definen la capacidad. Es importante resaltar que los diagonales de arriostre superior son angulares simples en que la longitud sin arriostrear incide mucho en su capacidad. De hecho, la razón demanda capacidad de estos elementos es de hasta 2,04 y para los elementos diagonales inferiores es de hasta 1,12.

Se reitera que los elementos diagonales de arriostre interno (Figura 66) no cumplen con la razón de esbeltez máxima recomendada por la normativa y su capacidad a compresión provoca que tengan razones demanda-capacidad de hasta 9,88 y por tanto también provocan que el funcionamiento de arriostre interno sea vea comprometido.

Finalmente, a partir de estos resultados se concluye que el puente no tiene la capacidad suficiente para resistir las combinaciones de cargas permanentes, cargas temporales y cargas móviles que indica la normativa actual.

El no cumplimiento de la estructura se puede deber a varias razones y a su vez tiene distintas implicaciones que hay que tomar en cuenta. Es un puente diseñado y construido a finales del Siglo XIX, desde ese entonces las cargas ferroviarias han ido en aumento hasta el presente. Las máquinas eléctricas y de motor de combustión son máquinas más pesadas que la máquina de vapor que se usaba para la época de diseño y construcción. Asimismo, se transporta más y mayor carga que antes, es por esto por lo que el diseño original de la estructura no se

realizó para soportar las cargas máximas de diseño de la actualidad.

Conforme aumentaron las cargas, aumentó también la experiencia y el conocimiento sobre el comportamiento del acero estructural. A raíz de esto se han actualizado los métodos de revisión y diseño actuales. Esto se podría interpretar desde dos puntos de vista diferentes, uno en el que un mayor conocimiento del material permite utilizar menores “factores de seguridad” o desde el punto de vista de que se es más estricto con comportamientos como el pandeo por compresión. Este último es el comportamiento que precisamente define la capacidad de los elementos del puente que se encuentran a compresión y que están presentando faltante de resistencia según el análisis realizado.

#### 6.4.2 Sugerencias generales y de reforzamiento estructural

A pesar de estar fuera del alcance del presente proyecto, la importancia histórica, estructural, y operativa del puente justifica que se realicen diferentes sugerencias de reforzamiento estructural y mantenimiento general.

##### *6.4.2.1 Sugerencias generales de reparación y mantenimiento*

Antes de detallar en cada una de las sugerencias para la superestructura, es importante puntualizar reparaciones generales en los accesos, tablero, accesorios y subestructura del puente. A continuación, se enlistan diferentes reparaciones que se consideran necesarias para la seguridad y correcta operación de la estructura.

- Limpieza y pintura completa de todos los elementos de acero del puente

Con el fin de detener el avance de la corrosión y sus efectos desfavorables en la estructura, se debe realizar una limpieza y pintura de acuerdo con normativa nacional e internacional. Según Castillo (2011) las normativas más importantes son: Steel Structures Painting Council (SSPC) de Estados Unidos y la norma sueca SIS 055900 SWEDISH. La normativa americana es la utilizada por el MOPT y en ambos casos presentan diferentes formas de preparar la superficie y el sistema de pintura dependiendo del ambiente, condición actual y pinturas disponibles.

- Diseño y construcción de sistemas para el manejo del terreno en los accesos

Como se observa en la Figura 24 el manejo de taludes no garantiza una estabilidad o resistencia a corto o largo plazo. Es por esto por lo que se considera necesario la aplicación de algún sistema que podría consistir en muros estructurales, muros por gravedad o

incluso construcción de aleros tras el bastión. Además de la remoción de cualquier elemento adicional al puente que no haya sido diseñado por un profesional. Finalmente se considera que se deben analizar los sistemas de drenajes del agua ya que la erosión mostrada en la Figura 21 puede empeorar con el tiempo.

- Sustitución total del tablero y acera peatonal

El vandalismo, el tiempo y la falta de mantenimiento provocan que sea necesario colocar nuevos durmientes que cumplan con la normativa internacional AREMA, así como fijaciones, rieles y guardarrieles adecuados que garanticen la seguridad operativa de la vía. Aunque es importante reforzar la señalización en el puente y la prohibición del paso de transeúntes, también se debe sustituir y diseñar una acera segura que no afecte el sistema estructural del puente.

- Fijación de los apoyos expansivos en los bastiones

Tras la inspección se resalta que actualmente los elementos de apoyo en los bastiones no cuentan con los pernos de fijación entre los apoyos y el concreto del bastión. Se le deben colocar los pernos necesarios y si es necesario realizar una revisión estructural de los mismos para asegurar que no se desprendan o corroan de nuevo.

- Limpieza de malezas y basura en los accesos y apoyos del puente

Esto se sugiere principalmente para las fundaciones y apoyos de las pilas de la estructura. Los apoyos se encuentran completamente cubiertos de malezas e incluso se observa vegetación creciendo desde el interior de los apoyos y fundaciones.

- Sustitución de elementos con pérdida de sección

Es necesario que se sustituyan los elementos ALO-BL0 y L0-U0 del costado Oeste del puente. Estos son los elementos que denotan una pérdida considerable de sección o de las celosías del alma.

#### *6.4.2.2 Sugerencias de reforzamiento estructural*

Estas sugerencias estarán basadas en las observaciones de la inspección, el levantamiento de información y, tanto en el resultado como en el proceso de análisis de capacidad de los elementos. Es importante aclarar que dichas sugerencias no conllevan un análisis detallado ni un nuevo modelado y análisis de la estructura completa. A continuación, se detallan las

sugerencias para los elementos que no cumplen con la capacidad requerida.

- Vigas de piso

Se propone la utilización de dos cubreplacas de acero ASTM 36 en ambos costados del alma, tal como se muestran en la Figura 86. Se sugiere que tengan un espesor entre los 0,79 cm y 1,27 cm para no superar el espesor de los angulares de las alas. Estas cubreplacas aumentarían considerablemente el módulo elástico y el módulo plástico de la sección transversal, así como el área de alma por el que fluye el cortante. El aumento de estas propiedades supone un aumento en la capacidad tanto a cortante como a momento.

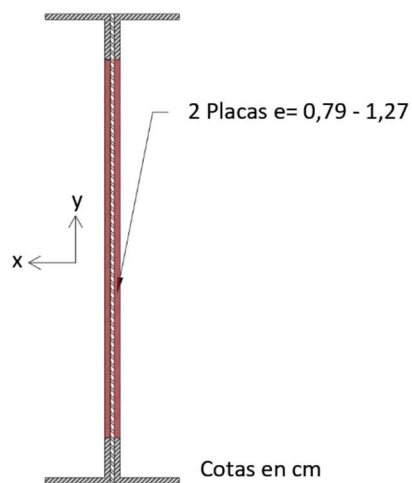


Figura 86. Sugerencia de reforzamiento para las vigas de piso.

- Cuerda superior e inferior

En ambos casos los elementos incumplen en su capacidad a compresión. Esto no necesariamente indica que se deba reducir su longitud sin arriostrar o aumentar su radio de giro. Durante el análisis de estos compuestos se observó que, incluso reduciendo la longitud sin arriostrar, el elemento incumplía con la demanda. Lo que indica que se debe aumentar el área de su sección que a la vez elevará la magnitud del menor radio de giro. Es por tanto que para el cordón superior se sugiere colocar cubreplacas ASTM 36 al exterior de cajón y para el cordón inferior al interior como se observa en la Figura 87.

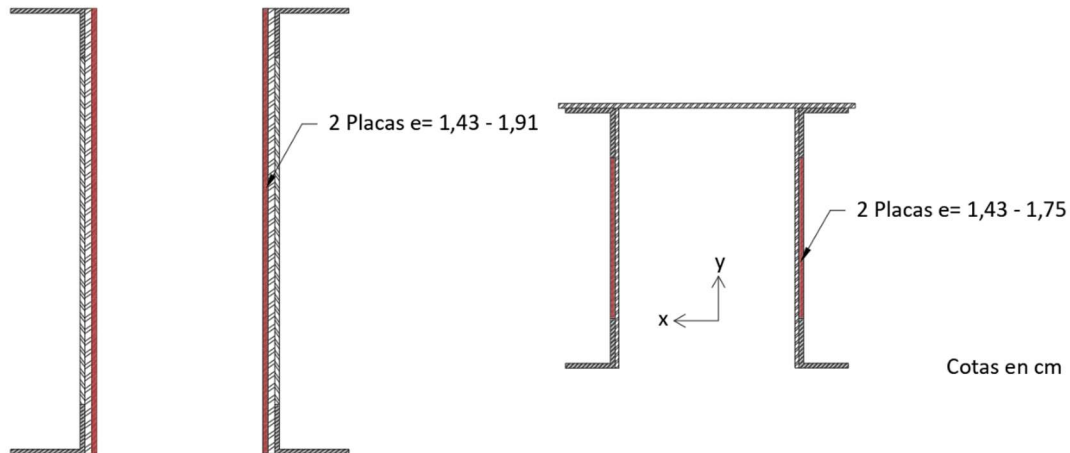


Figura 87. Sugerencias de reforzamiento para la cuerda inferior (izquierda) e inferior (derecha).

- Elementos diagonales

Como se menciona en la correspondiente sección de análisis de estos elementos se nota como los elementos que cumplen son los que cuentan con dos cubreplacas sobre los angulares como se muestran en la Figura 88. Es por esto que se sugiere hacerle la misma adición a los demás elementos y asegurar un cumplimiento a tensión de todos los diagonales.

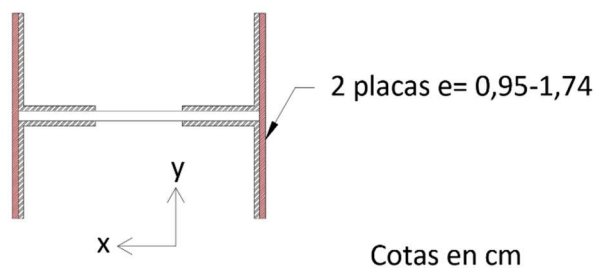


Figura 88. Sugerencia de reforzamiento para los elementos diagonales.

- Elementos verticales

Estos elementos largos y con mayor longitud sin arriostrar son los que tienen razones demanda capacidad más elevadas. En los elementos verticales que no superan el 1,5 en razones de demanda capacidad se sugiere analizar la misma solución propuesta para los elementos diagonales. En cuanto a los elementos más largos y con mayores razones se sugiere que se haga un análisis en el que se definan posibles puntos de arriostre. Es de

suma importancia que esto se realice y analice en conjunto con la oficina de patrimonio ya que la inclusión de arriostres puede variar considerablemente la estética del puente. Otra opción es colocar cubreplacas en los costados que aumenten el radio de giro, y que a su vez reduzcan la razón de esbeltez de estos elementos.

- Elementos diagonales de arriostre inferior

Como en la mayoría de los casos anteriores se sugiere que se aumente el área y a su vez los radios mínimos de giro, mediante la inclusión de dos cubreplacas sobre los angulares. Esta propuesta se observa en la Figura 89.

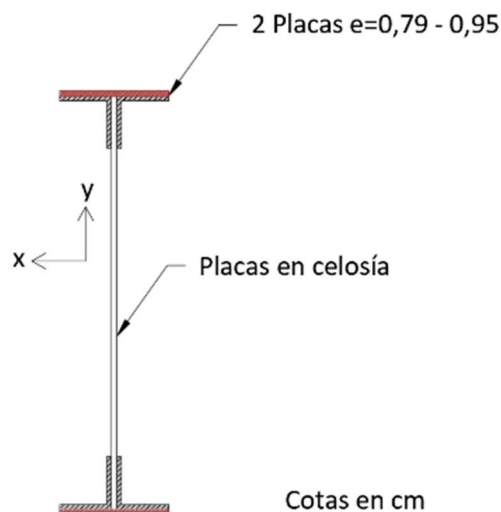


Figura 89. Sugerencia de reforzamiento para los elementos diagonales de arriostre inferior.

- Angulares simples sujetos a compresión que incumplan con la capacidad de carga

Para estos casos en el análisis queda muy claro que su capacidad está completamente restringida por pandeo. Según los resultados estos elementos están sujetos a cargas exceden por un bajo porcentaje el de la capacidad del elemento actual, por lo que se necesita un aumento leve de área. Entre las posibilidades de solución se podría considerar arriostrear ciertos compuestos, sin embargo y en estos elementos en específico, cambiaría la estética de las secciones transversales. En el arriostre superior por la presencia del tablero y su ubicación quizá se puedan colocar arriostres que no incidan tanto en la configuración visual. En cuanto a las piezas diagonales de arriostre interno (Figura 66), con el fin de mantener una configuración visual y conociendo que las condiciones de uniones lo permiten, se propone pasar de angulares simples a angulares dobles. Cambiar

esta sección aumenta considerablemente el radio de giro y además aumenta el área disponible para resistir las fuerzas a compresión. Además, esta sugerencia permitiría mantener el eje central del elemento, y por ende no aumentaría la sección longitudinal. Esto quiere decir que en la vista frontal de las secciones transversales del puente seguiría siendo la misma. En la Figura 90 se observa la configuración de angular doble propuesta.

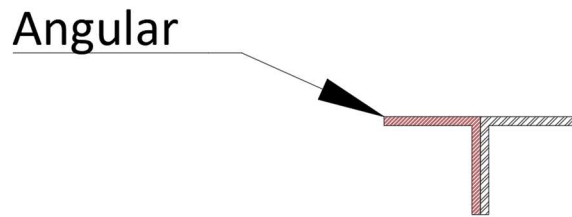


Figura 90. Sugerencia de reforzamiento para angulares simples sujetos a compresión.

## Capítulo 7. Conclusiones y recomendaciones

Finalmente, los resultados del proyecto permiten una serie de conclusiones y recomendaciones que se muestran en este capítulo.

### 7.1 Conclusiones

1. El Manual de Inspección de Puentes del MOPT (2007) tal y como está elaborado actualmente, no es una herramienta suficiente para la inspección de puentes ferroviarios de acero. Para realizar una inspección completa y detallada fue necesario hacer uso de la herramienta de inspección de puentes ferroviarios de AREMA (2008).
2. De acuerdo con estos manuales el puente ferroviario sobre Río Grande de Atenas se encuentra actualmente en un mal estado de conservación y requiere mantenimiento en la mayoría de sus componentes. Cuenta con un tablero en el que sus durmientes e implementos de seguridad ferroviaria están deteriorados y en algunos casos ausentes. A pesar de la corrosión en todos los elementos de la superestructura, son solo dos los que cuentan con pérdida completa de sección y que deben ser atendidos: el elemento AL0-BL0 de la Sección Oeste y BL0-BU0 de la sección Oeste. En cuanto a la subestructura y accesos se encontró deficiencias en el sistema de retención de taludes, manejo de aguas y además se encuentran apoyos sin las fijaciones necesarias.
3. Para este tipo de estructuras se concluye que los instrumentos de recolección de información en campo como el dron y el escáner 3d, son de gran valía para la verificación de información y la inspección de elementos remotos debido al difícil acceso que presentan.
4. El tránsito de equipo ferroviario sobre el puente no es seguro. La falta de señalización, el mal estado del tablero y la falta de guardarrieles, espaciadores y fijaciones podrían provocar accidentes que afecten la estructura del puente y a los usuarios u operarios del sistema.
5. Tanto la información bibliográfica como los instrumentos de recolección de información en campo permitieron el levantamiento completo del puente. Se confeccionaron planos en los que se describe todos los elementos de la superestructura y subestructura del puente. Al mismo tiempo, se les asignó características estructurales a los materiales de la superestructura de acuerdo con



- catálogos del fabricante publicados en 1905 y según el registro de información histórica de acero del AISC.
6. Se estimó la presión de viento de acuerdo con los objetivos de desempeño establecidos en los nuevos LDVCR. Sin embargo, dichos lineamientos no resultan suficientes para la determinación de la presión neta de diseño, ya que fue necesaria la consulta de lineamientos internacionales con el fin de definir un factor de forma que se ajuste a los elementos que componen el puente, así como ajustar los factores de mayoración para su uso en la metodología de diseño ASD.
  7. El puente ferroviario sobre Río Grande de Atenas no tiene la capacidad requerida para resistir la combinación de cargas máximas establecida por el AREMA para la carga temporal de diseño actual. Los resultados del modelo estructural brindan razones demanda-capacidad de hasta 2,30 para uno de los elementos verticales sometido a compresión. Por lo tanto, es necesario el reforzamiento estructural de todos aquellos elementos que incumplen con la resistencia requerida o, alternativamente, establecer un límite de carga máxima sobre el puente.
  8. Finalmente, tras la investigación bibliográfica, investigación en campo y análisis estructural se destaca la gran magnitud de la obra tanto en la fase de diseño como en la fase de construcción. Es una estructura que es un símbolo del desarrollo ferroviario del país y especialmente de las vías al pacífico. Su rehabilitación es una necesidad, no solamente estructural y operativa si no que toma relevancia histórica tanto en el área de ingeniería como en el área social y económica de Costa Rica.

## 7.2 Recomendaciones

1. Se recomienda al INCOFER el desarrollo o aprobación de una herramienta oficial de inventario e inspección de puentes ferroviarios en el país. Este instrumento deberá dividirse por tipología de estructura, tablero y materiales. Esto brindaría a la administración y a los ingenieros un respaldo oficial de la inspección, además de asegurar que la inspección sea completa y se tomen en cuenta todos los aspectos ferroviarios pertinentes en un puente.
2. Con el fin de evitar el deterioro de la estructura y daños irreparables del puente en estudio, se debe tomar en cuenta las sugerencias de mantenimiento y reparación expresadas en la Sección 6.4.2.1. Adicionalmente se sugiere un sistema para la gestión del mantenimiento periódico de la estructura.

3. Se sugiere realizar estudios y ensayos de laboratorio sobre los materiales que componen la armadura. El puente cuenta con elementos que permiten su extracción, sin que represente una amenaza para la estabilidad o estética de la estructura. Esto permitiría realizar una caracterización de los materiales más precisa y brindaría un panorama más claro de la capacidad y estado de los elementos.
4. Debido a que se proyecta la puesta en marcha de la vía y si se realizan los ensayos en laboratorio de los materiales, se recomienda que se haga un análisis para el estado límite de fatiga.
5. Por haberse dejado por fuera del alcance de este proyecto, se recomienda que se analice la estabilidad y capacidad estructural de los bastiones y pilas del puente.
6. Se recomienda que, haciendo uso de los planos, características de materiales y nube de puntos generados como parte de este proyecto, se elabore un modelo en algún software BIM que permita un diseño y presupuesto de rehabilitación completo. A su vez, este permitiría una gestión para la operación y mantenimiento de la estructura.
7. Al LDVCR se le sugiere el desarrollo de una metodología de cálculo de coeficientes topográficos para condiciones de sitio tipo cañón o depresión. Además, se recomienda la inclusión de factores de forma para todo tipo de secciones.
8. A partir de los resultados obtenidos para la capacidad del puente se concluyó la necesidad de realizar reforzamientos estructurales o establecer un límite de carga. De estas dos opciones para la operación del puente, se recomienda principalmente el reforzamiento estructural descrito en la Sección 6.4.2.2. Estos reforzamientos permitirían que un puente de 120 años tenga la capacidad necesaria de acuerdo con la normativa actual, lo que quiere decir que la mayoría de las cargas actuales podrían transitar sobre el puente de forma segura. Además, son reforzamientos que no alterarían el aspecto visual y estético del puente, por lo que se conservaría su valor arquitectónico e histórico, recordando a su vez que es el Centro de Investigación de Patrimonio el que debe avalar cualquier tipo de intervención en la estructura.

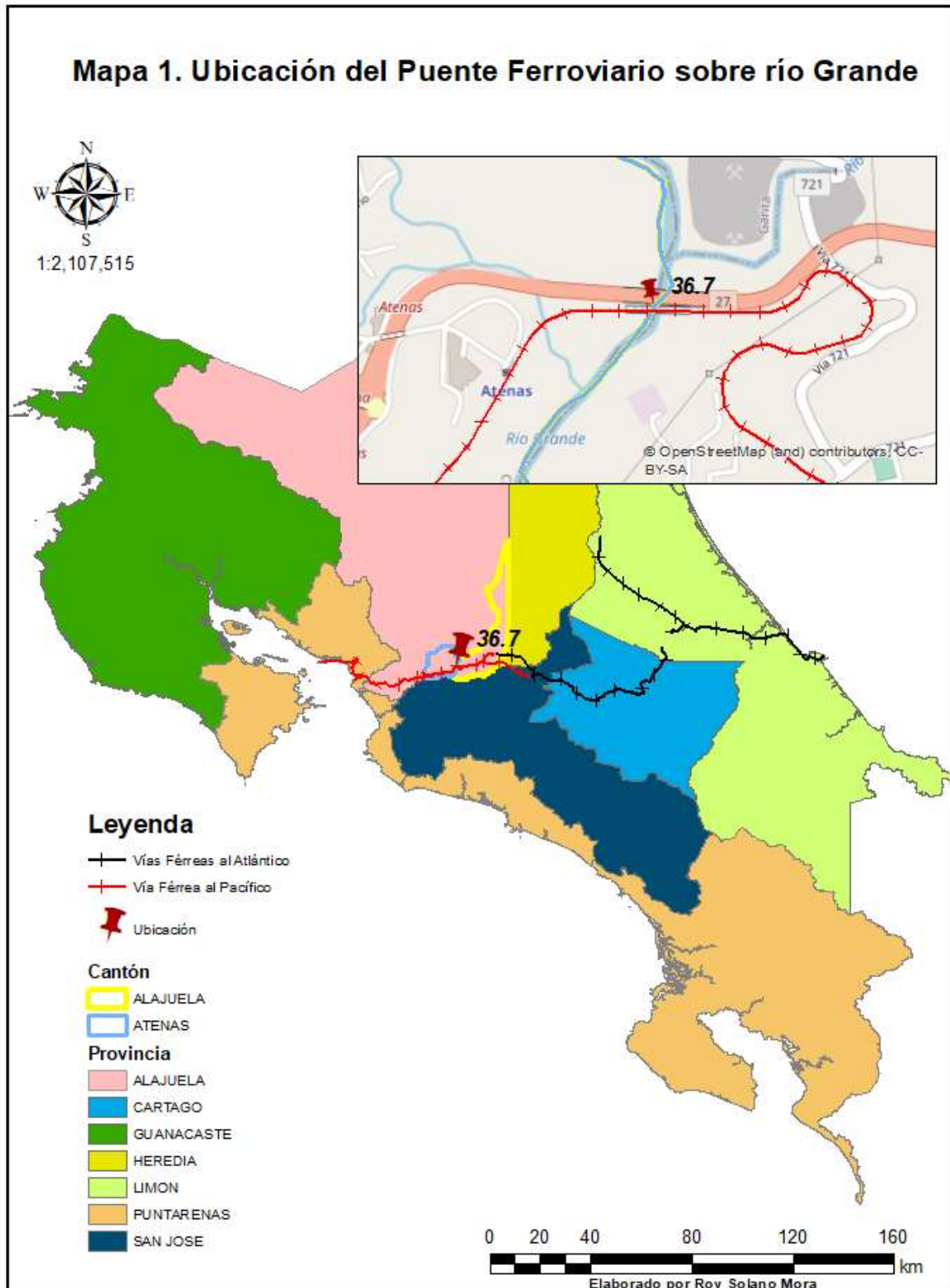
## Capítulo 8. Referencias bibliográficas

- American Institute of Steel Construction (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Última versión. Chicago, Illinois, Estados Unidos de América.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2017). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-16. Virginia: ASCE.
- American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association (AREMA). (2008). *AREMA Bridge Inspection Handbook*. AREMA. Maryland, Estados Unidos de América.
- American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association (AREMA). (2015). *Manual for Railway Engineering*. AREMA. Maryland, Estados Unidos de América.
- Castillo, R. (2019). *Notas del curso de puentes: Generalidades sobre el diseño de puentes*. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Castillo, R. (2011). *Protección de elementos de acero de puentes en Costa Rica*. Boletín técnico Vol2. N°10. Programa de Ingeniería en Infraestructura del Transporte, Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales. San José, Costa Rica.
- Chocano, A. (2003). *Análisis estructural por método matricial. Conceptos y aplicaciones*. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA). (2013). *Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes de Costa Rica*. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales. San José, Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA). (2021). *Lineamientos para diseño por Viento de Costa Rica*. San José, Costa Rica.
- Cruz, M. (1998). *Puentes Antiguos de Costa Rica*. Recopilado para Trabajo Comunal Universitario. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- David Williams Company (1902). *The Iron Age*. Vol. 70. Nueva York, Estados Unidos de América. Digitalizado por Google del Original en University of California.
- Instituto Costarricense de Ferrocarriles. (2019). *Reconstrucción de la vía y restablecimiento del servicio ferroviario entre Puntarenas y Alajuela*. Proyectos clave INCOFER. San José, Costa Rica.
- McCormac, J. & Cernak, S. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. Quinta Edición. Alfaomega Grupo Editor, S.A, México D.F., México.



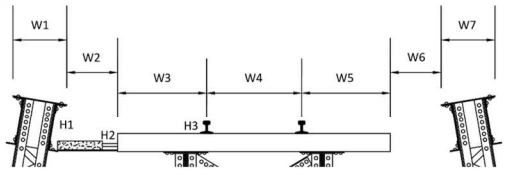
- Milliken Brothers (1905). *Steel, Iron and Other Products for Building and Bridges*. Segunda Edición de Exportación. Nueva York, Estados Unidos de América. Digitalizado en el 2017 por el Archivo de Internet con recursos de Columbia University Libraries.
- Ministerio de Fomento. (2010). *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*. Centro de Publicaciones Secretaría Técnica Ministerio de Fomento. España.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (2007). *Manual de Inspección de Puentes*. San José, Costa Rica.
- Poveda, A. (2020). *Notas del Curso de Diseño de Estructuras de Acero*. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Quirós, A. (2017). *Adaptación de la metodología AREMA para la evaluación del estado de los puentes del corredor ferroviario Caribe*. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Roy, B. (2008). *Estudio estructural y patológico de puentes metálicos ferroviarios. Caso de estudio: Puente de armadura km.27,2 línea de Nícaro*. Trabajo de diploma, departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Construcciones, Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas. Santa Clara, Cuba.
- Refinadora Costarricense de Petróleo (RECOPE). (2018). *Manual de productos*. San José, Costa Rica.
- Sotomayor, J. (2003). *Clasificación mecánica de la madera de 100 especies mexicanas*. Facultad de Ingeniería en Tecnología de la Madera. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Michoacán, México.
- Skinner, F. (1904). *Types and Details of Bridge Construction*. Parte I. Tramos de Arco. McGraw Publishing Company. Nueva York, Estados Unidos de América.
- The Engineering News Publishing Company (1902). *Engineering News & American Railway Journal*. Vol. 48. Nueva York, Estados Unidos de América. Digitalizado por Google del Original en Michigan University.
- Unsworth, J. (2018). *Design and construction of modern steel railway bridges*. Segunda edición. CRC Press. Florida, Estados Unidos de América.

# Apéndices

## Apéndice A. Mapa de ubicación del puente ferroviario sobre Rio Grande



## Apéndice B. Hojas de inventario e inspección

 <b>DIRECCION DE PUENTES</b> <b>INVENTARIO BASICO DE PUENTES</b>													Modificado por: Roy Solano Mora				
NOMBRE DEL PUENTE	Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas			LOCALIDAD	PROVINCIA	Alajuela	ADMINISTRADO POR	Instituto Costarricense de Ferrocarriles			DIA	MES	AÑO				
SECTOR*	Pacífico	SECCIÓN*	San José - Puntarenas		CANTON	Atenas	LATITUD NORTE	9	'	57	"	46.4	"	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI
KILOMETRO	36.7 km				DISTRITO	Concepción	LONGITUD ESTE	84	'	20	"	57.12	"	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901
ELEMENTOS BASICOS				DIMENSIONES						UBICACION							
DIRECCIÓN DE LA VIA HACIA	Atenas			ANCHO TOTAL	5.40 m			ANCHO DE VÍA*	1.067 m								
TIPO DE ESTRUCTURA	Puente Ferroviario			ITEMS	1	2	3	4	5	6	7						
CARGA VIVA	Cooper E-Series			W(m)	0.610	0.570	0.991	1.067	0.991	0.570	0.610						
LONGITUD TOTAL	208.77 m			H(m)	0.560	0.250	0.132	NA	NA	NA	NA						
ESPECIFICACIÓN	NI									*							
No. DE SUPER ESTRUCTURA	1																
No. DE TRAMOS	3																
No. DE SUB ESTRUCTURA	4																
PENDIENTE LONGITUDINAL	0 %																
FECHA DE ULT. PINTURA	DIA	MES	AÑO	CLARO LIBRE													
VEGETACIÓN*	ACCESOS	No		ALTURA LIBRE VERTICAL	SUPERIOR	NA m		ANCHO DE VÍA APROX	1.067 m								
	ABAJO	Árboles y pasto			INFERIOR	105 m											
SERVICIOS PUBLICOS	1	Gasolina	3				ANTECEDENTES DE INSPECCIÓN										
	2	-	4				DIA	MES	AÑO	INSPECTOR	TIPO DE INSPECCIÓN						
CRUZA SOBRE	1	Rio Grande		NI	NI	NI				NI	*						
	2	-		NI	NI	NI				NI	*						
RIELES*	TIPO	ASCE 85		NI	NI	NI				NI	*						
	DIMENSIONES	ALTURA	131.76	mm	ANTECEDENTES DE REHABILITACIÓN												
ANCHO		65.90	mm	DIA	MES	AÑO	ELEMENTOS	RESUMEN DE CONTRAMEDIDAS									
CONTEO DE TRAFICO	AÑO	NI	Year	NI	NI	NI				NI							
	TOTAL DE VEHICULOS	NI	Car	NI	NI	NI				NI							
	% DE VEHICULOS PESADOS	NI	%	NI	NI	NI				NI							
RESTRICCIONES	POR CARGA	NI	t	NI	NI	NI				NI							
	POR ALTURA	NA	m	NI	NI	NI				NI							
	POR ANCHO DE VÍA*	1.067	m	NI	NI	NI				NI							
													OBSERVACIONES				
													Se observa que ha tenido algún tipo de mantenimiento como pintura o cambio de durmientes (no hay constancia de fecha ni tipo de mantenimiento). Actualmente el paso al pacifico se encuentra inactivo a excepción de algunos viajes turísticos muy esporádicos.				



**DIRECCION DE PUENTES**

**INVENTARIO BASICO DE PUENTES (DETALLE DE SUPERESTRUCTURA)**

NOMBRE DEL PUENTE	Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas			PROVINCIA	Alajuela	ADMINISTRADO POR	Instituto Costarricense de Ferrocarriles			DIA		MES		AÑO	
SECTOR	Pacifico	SECCIÓN	San José - Puntarenas	LOCALIDAD	Atenas	LATITUD NORTE	9	'	57	"	46.4	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI
KILOMETRO	36.7 km			DISTRITO	Concepción	LONGITUD ESTE	84	'	20	"	57.12	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901
No.DE ESTRUCTURA	No.DE TRAMOS	ALINEACIÓN DE PLANTA	VIGAS PRINCIPALES DE SUPERESTRUCTURA												
			MATERIALES	SUPERESTRUCTURA		TIPOS	LONGITUD TOTAL	TRAMO MAXIMO		No.DE PRINCIPALES	ALTURA				
1	3	Recta	Acero	Arco de paso superior		NA	208.77	m	136.76	m	2	20.880	m		
2								m		m			m		
3								m		m			m		
4								m		m			m		
5								m		m			m		
6								m		m			m		
7								m		m			m		
8								m		m			m		
9								m		m			m		
10								m		m			m		
No.DE ESTRUCTURA	TIPO DE JUNTAS DE EXPANSION		DURMIENTES*				CARACTERISTICAS DE PINTURA								
	UBICACION INICIAL	UBICACION FINAL	MATERIALES	SECCIÓN	ALTURA		TIPO DE PINTURA	AREA PINTADA		FECHA DE ULT. PINTURA			EMPRESA ENCARGADA		
					0.25	m				DIA	MES	AÑO			
1	Abierta	Abierta	Madera	Rectangular	0.25	m	NI	NI	m2	NI	NI	NI	NI		
			Acero	I	0.25	m									
3						m			m2						
4						m			m2						
5						m			m2						
6						m			m2						
7						m			m2						
8						m			m2						
9						m			m2						
10						m			m2						

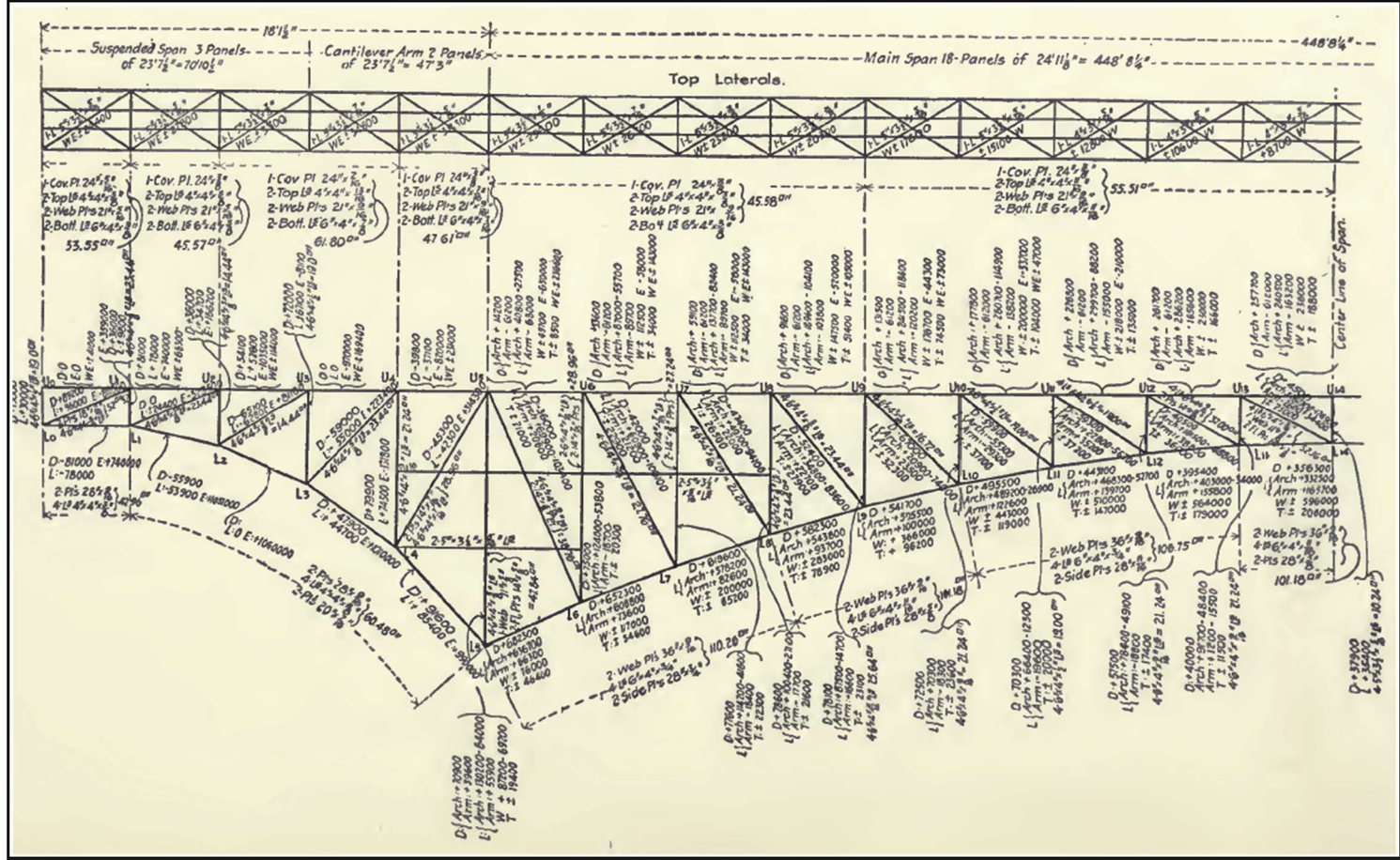






**DIRECCION DE PUENTES**  
**INVENTARIO BASICO DE PUENTES (PLANOS)**

NOMBRE DEL PUENTE		SECCION		LOCALIDAD	PROVINCIA	ADMINISTRADO POR	COORDINADAS			NO.	DIA	MES	AÑO			
Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas		Pacifico	San José - Puntarenas		Atenas	Alajuela	Instituto Costarricense de Ferrocarriles	9	'	57	"	46.4	"	FECHA DE DISEÑO	NI	NI
SECTOR	Pacifico	SECCION	San José - Puntarenas	CANTON		Atenas	LATITUD NORTE	9	'	57	"	46.4	"	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI
KILOMETRO	36.7 km			DISTRITO	Concepción	LONGITUD ESTE	84	'	20	"	57.12	"				

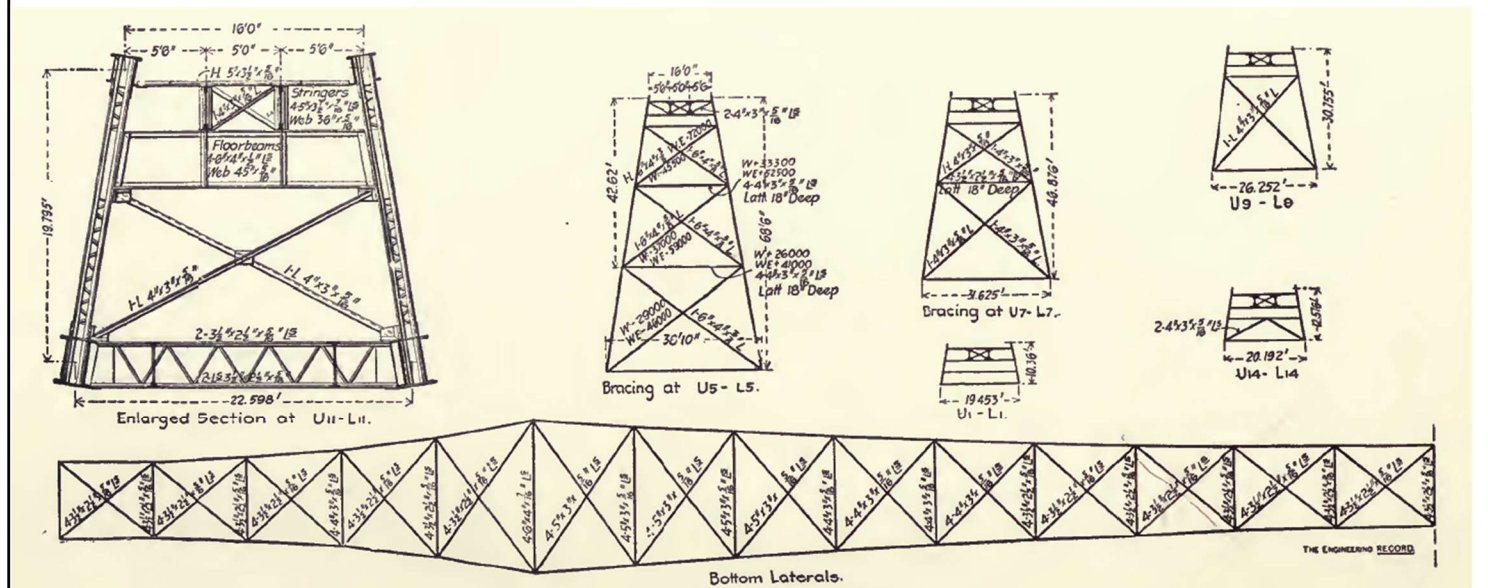




**DIRECCION DE PUENTES**  
**INVENTARIO BASICO DE PUENTES (PLANOS)**

NO. 2 / 4

NOMBRE DEL PUENTE	Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas		LOCALIDAD	PROVINCIA	Alajuela	ADMINISTRADO POR	Instituto Costarricense de Ferrocarriles			DIA	MES	AÑO				
SECTOR	Pacífico	SECCIÓN	San José - Puntarenas	CANTON	Atenas	LATITUD NORTE	9	'	57	"	46.4	"	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI
KILOMETRO	36.7		DISTRITO	Concepción	LONGITUD ESTE	84	'	20	"	57.12	"	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901	





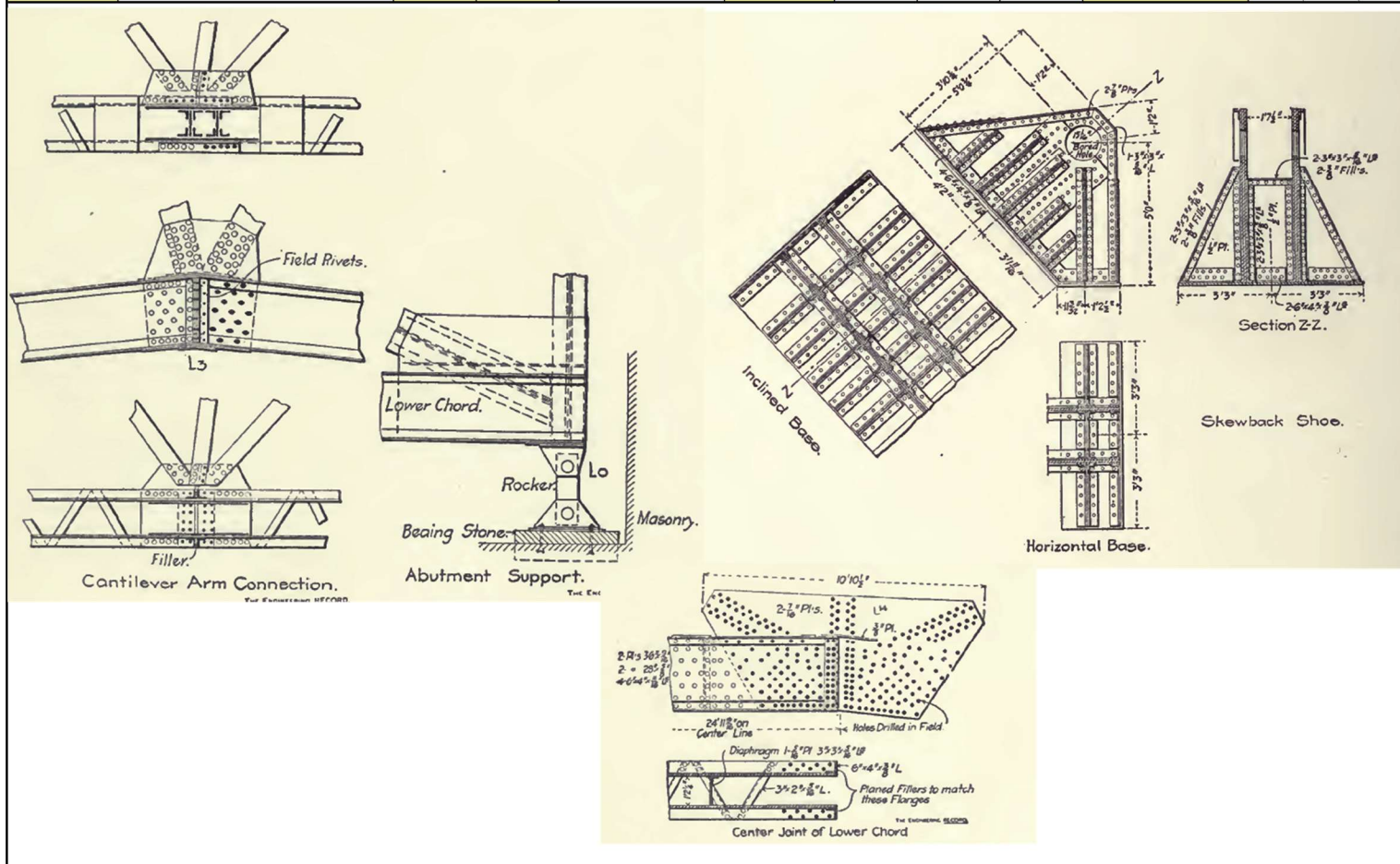


DIRECCION DE PUENTES

INVENTARIO BASICO DE PUENTES (PLANOS)

NO. 4 / 4

NOMBRE DEL PUENTE	Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas			PROVINCIA	Alajuela	ADMINISTRADO POR	Instituto Costarricense de Ferrocarriles			DIA	MES	AÑO	
SECTOR	Pacifico	SECCIÓN	San José - Puntarenas	LOCALIDAD	CANTON	Atenas	LATITUD NORTE	9 ' 57 "	46.4 "	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI
KILOMETRO	36.7 km			DISTRITO	Concepción	LONGITUD ESTE	84 ' 20 "	57.12 "	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901	





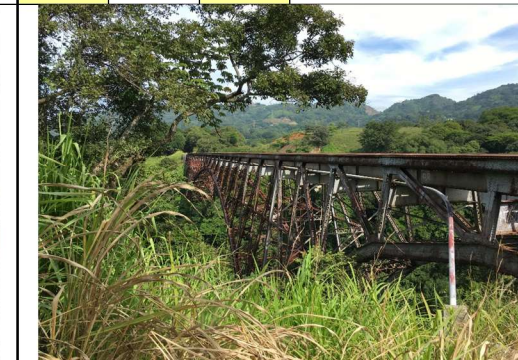
**DIRECCION DE PUENTES**

**INVENTARIO BASICO DE PUENTES(FOTOS)**

NO. 1 / 1

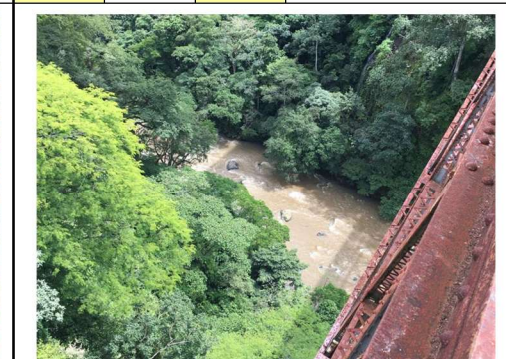
NOMBRE DEL PUENTE	Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas			PROVINCIA	Alajuela	ADMINISTRADO POR	Instituto Costarricense de Ferrocarriles			DIA	MES	AÑO			
SECTOR	Pacífico	SECCIÓN	San José - Puntarenas	CANTON	Atenas	LATITUD NORTE	9	'	57	"	46.4	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI
KILOMETRO	36.7 km			DISTRITO	Concepción	LONGITUD ESTE	84	'	20	"	57.12	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901

No.	1	UBICACION	Línea de centro	No.	2	UBICACION	Vista General	No.	3	UBICACION	Vista Interior
-----	---	-----------	-----------------	-----	---	-----------	---------------	-----	---	-----------	----------------












NOTA	Acceso oeste	DIA	MES	AÑO	NOTA	Vista del costado Norte	DIA	MES	AÑO	NOTA	Vista desde nodo L5	DIA	MES	AÑO
		2	10	2020			23	7	2020			23	7	2020

No.	4	UBICACION	Vista inferior vigas	No.	5	UBICACION	Vista lateral	No.	6	UBICACION	Vista del cauce del rio
-----	---	-----------	----------------------	-----	---	-----------	---------------	-----	---	-----------	-------------------------



NOTA	Vista desde sección L0	DIA	MES	AÑO	NOTA	Vista desde acceso oeste, costado norte	DIA	MES	AÑO	NOTA	Cauce desde el costado oeste	DIA	MES	AÑO
		23	7	2020			9	9	2020			2	10	2020

 <b>DIRECCION DE PUENTES</b> <b>INSPECCION DE PUENTES (GRADO DE DAÑO)</b>										Modificado por: Roy Solano Mora			No. DE ESTRUCTURA	1
NOMBRE DEL PUENTE	Punto Ferroviario sobre Río Grande de Atenas			PROVINCIA	Alajuela <th>ADMINISTRADO POR</th> <td colspan="3">Instituto Costarricense de Ferrocarriles</td> <th>DIA</th> <th>MES</th> <th>AÑO</th>	ADMINISTRADO POR	Instituto Costarricense de Ferrocarriles			DIA	MES	AÑO		
SECTOR	Pacífico	SECCIÓN	San José - Puntarenas	LOCALIDAD	Atenas <th>CANTÓN</th> <td>LA TITUD NORTE</td> <td>9</td> <td>57</td> <td>46.4</td> <th>FECHA DE DISEÑO</th> <td>NI</td> <td>NI</td> <td>NI</td>	CANTÓN	LA TITUD NORTE	9	57	46.4	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI
KILOMETRO	36.7 km			DISTRITO	Concepción <th>LONGITUD ESTE</th> <td>84</td> <td>20</td> <td>57.12</td> <th>FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN</th> <td>NI</td> <td>NI</td> <td>1901</td>	LONGITUD ESTE	84	20	57.12	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901	
TIPO DE DAÑO Y EVALUACIÓN DEL GRADO DEL DAÑO										COMENTARIOS				
1. RIELES Y GUARDARRIELES*	ITEM	1. DESVÍOS	2. DESGASTE	3. AGRIETAMIENTO	4. ROTURA DE UNIONES	5. RAJADURAS								
	EVALUACIÓN	1	3	1	5	1								
2. DURMIENTES*	ITEM	1. DEFORMACIÓN	2. FALTANTES	3. VANDALISMO	4. QUEBRADURAS	5. FALTA DE FIJADORES								
	EVALUACIÓN	5	4	5	4	5								
3. ACERA (CONCRETO)*	ITEM	1. AGRIETAMIENTO	2. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	3. FALTANTE										
	EVALUACIÓN	4	3	3										
4. JUNTA DE EXPANSIÓN	ITEM	1. SONIDOS EXTRAÑOS	2. FILTRACION DE AGUAS	3. FALTANTE O DEFORMACIÓN	4. MOVIMIENTO VERTICAL	5. JUNTAS OBSTRUÍDAS	6. ACERO DE REFUERZO							
	EVALUACIÓN	1	3	1	1	1	1							
5. LOSA	ITEM	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. AGUJEROS						
	EVALUACIÓN	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA						
6. VIGA PRINCIPAL DE ACERO (Piso)	ITEM	1. OXIDACIÓN	2. CORROSIÓN	3. DEFORMACIÓN	4. PERDIDA DE PERNOS	5. GRIETAS EN SOLDADURA O PLACA								
	EVALUACIÓN	5	5	2	2	1								
7. SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO (Cercas)	ITEM	1. OXIDACIÓN	2. CORROSIÓN	3. DEFORMACIÓN	4. ROTURA DE UNIONES	5. ROTURA DE ELEMENTOS	6. PÉRDIDA DE PERNOS							
	EVALUACIÓN	5	5	2	1	1	2							
8. PINTURA	ITEM	1. DECOLORACIÓN	2. AMPOLLAS	3. DESCASCARAMIENTO										
	EVALUACIÓN	5	5	5										
9. VIGA PRINCIPAL DE CONCRETO	ITEM	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA							
	EVALUACIÓN	NA	NA	NA	NA	NA	NA							
10. VIGA DIAFRAGMA CONCRETO	ITEM	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA							
	EVALUACIÓN	NA	NA	NA	NA	NA	NA							
11. APOYOS	ITEM	1. ROTURA DE APOYOS	2. DEFORMACIÓN EXTRAÑA	3. INCLINACIÓN	4. DESPLAZAMIENTO	5. PERNOS FALTANTES								
	EVALUACIÓN	1	1	2	2	5								
12. PARED CABEZAL Y ALETONES (BASTIÓN)	ITEM	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. PROTECCIÓN DE TERRAPLÉN						
	EVALUACIÓN	1	1	1	1	4	1	4						
13. CUERPO PRINCIPAL (BASTIÓN)	ITEM	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. PENDIENTE EN TALUDES						
	EVALUACIÓN	1	1	2	1	4	2	4	EVALUACIÓN	GRADO DEL DAÑO	SOCAVACION			
	ITEM	8. INCLINACIÓN	9. SOCAVACIÓN							1	Ningún daño visible	Sin Socavación		
14. MARTILLO (PILA)	ITEM	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA							
	EVALUACIÓN	NA	NA	NA	NA	NA	NA							
	ITEM	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. INCLINACIÓN	2	4	En pocos lugares	Tendencia a socavarse		
15. CUERPO PRINCIPAL (PILA)	ITEM	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. INCLINACIÓN						
	EVALUACIÓN	2	2	3	1	3	2	1						
	ITEM	8. SOCAVACIÓN							3	4	En muchos lugares	Socavación no peligroso		
FECHA DE INSPECCION	10	8	2021	NOMBRE DE INSPECTOR		FIRMA								
				Roy Solano Mora										

 <b>DIRECCION DE PUENTES</b> <b>INSPECCION DE PUENTES(FOTOS)</b>													NO. 1 / 4						
NOMBRE DEL PUENTE		Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas			PROVINCIA	Alajuela		ADMINISTRADO POR	Instituto Costarricense de Ferrocarriles				DIA	MES	AÑO				
SECTOR	Pacífico	SECCIÓN	San José - Puntarenas		CANTON	Atenas		LATITUD NORTE	9	'	57	"	46.4	"	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI	
KILOMETRO	36.7 km			DISTRITO	Concepción		LONGITUD ESTE	84	'	20	"	57.12	"	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901		
No.	1	UBICACION	Tablero		No.	2	UBICACION	Tablero		No.	3	UBICACION	Acera						
																			
NOTA	Rieles y sujeciones con desgaste y pérdida de tornillos			DIA	MES	AÑO	NOTA	Durmientes quemados, fracturados, inadecuados y sin sujeciones adecuadas			DIA	MES	AÑO	NOTA	Exposición del acero de refuerzo, grietas y pérdidas de sección				
				7	8	2020					7	8	2020				7	8	2020
No.	4	UBICACION	Tramo 0-1		No.	5	UBICACION	Sección 0		No.	6	UBICACION	Sección 0						
																			
NOTA	Corrosión en los elementos del ala de los largueros y vigas de piso			DIA	MES	AÑO	NOTA	Corrosión en los elementos de la viga de piso			DIA	MES	AÑO	NOTA	Pérdida de elementos de anclaje interno en postes de la cercha				
				7	8	2020					7	8	2020				7	8	2020

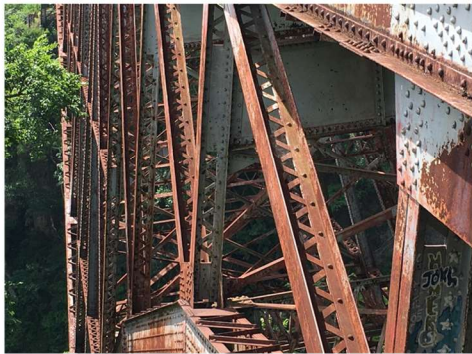


**DIRECCION DE PUENTES**  
**INSPECCION DE PUENTES(FOTOS)**

NO. 2 / 4

NOMBRE DEL PUENTE	Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas			PROVINCIA	Alajuela	ADMINISTRADO POR	Instituto Costarricense de Ferrocarriles			DIA	MES	AÑO	
SECTOR	Pacífico	SECCIÓN	San José - Puntarenas	LOCALIDAD	CANTON	Atenas	LATITUD NORTE	9 ' 57 "	46.4 "	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI
KILOMETRO	36.7 km			DISTRITO	Concepción	LONGITUD ESTE	84 ' 20 "	57.12 "	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901	

No.	7	UBICACION	Cercha al costado Norte	No.	8	UBICACION	Cercha al costado Sur	No.	9	UBICACION	Cuerda inferior tramo 2-3
-----	---	-----------	-------------------------	-----	---	-----------	-----------------------	-----	---	-----------	---------------------------



NOTA	Pérdida de pintura generalizada en todos los elementos	DIA	MES	AÑO	NOTA	Pérdida de pintura generalizada en todos los elementos	DIA	MES	AÑO	NOTA	Corrosión y falta pérdida de pintura	DIA	MES	AÑO
		7	8	2020			7	8	2020			7	8	2020

No.	10	UBICACION	Cuerda inferior tramo 1-2	No.	11	UBICACION	Cuerda superior tramo 0-1	No.	12	UBICACION	Puntal interno sección 0
-----	----	-----------	---------------------------	-----	----	-----------	---------------------------	-----	----	-----------	--------------------------



NOTA	Deformación por accidente o vandalismo en arriostramiento interno	DIA	MES	AÑO	NOTA	Corrosión en elementos de arriostramiento interno	DIA	MES	AÑO	NOTA	Falta de elemento tipo L en sección del puntal interno	DIA	MES	AÑO
		7	8	2020			7	8	2020			7	8	2020





**DIRECCION DE PUENTES**

**INSPECCION DE PUENTES(FOTOS)**

NO. 3 / 4

NOMBRE DEL PUENTE	Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas			PROVINCIA	Alajuela	ADMINISTRADO POR	Instituto Costarricense de Ferrocarriles			DIA	MES	AÑO	
SECTOR	Pacifico	SECCIÓN	San José - Puntarenas	LOCALIDAD	CANTON	Atenas	LATITUD NORTE	9 ' 57 "	46.4 "	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI
KILOMETRO	36.7 km			DISTRITO	Concepción	LONGITUD ESTE	84 ' 20 "	57.12 "	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901	

No.	13	UBICACION	Nodo sección 4 (Norte)	No.	14	UBICACION	Nodo sección 4 (Sur)	No.	15	UBICACION	Poste sección 4
-----	----	-----------	------------------------	-----	----	-----------	----------------------	-----	----	-----------	-----------------



NOTA	Laminación y corrosión a lo interno del nodo	DIA	MES	AÑO	NOTA	Corrosión y falta de pintura a lo externo del nodo	DIA	MES	AÑO	NOTA	Corrosión y laminación en el antriostramiento interno	DIA	MES	AÑO
		9	9	2020			9	9	2020			9	9	2020

No.	16	UBICACION	Apoyo expansivo 1 (Oeste)	No.	17	UBICACION	Apoyo expansivo 1 (Este)	No.	18	UBICACION	Apoyo expansivo 2 (Este)
-----	----	-----------	---------------------------	-----	----	-----------	--------------------------	-----	----	-----------	--------------------------



NOTA	Pérdida de fijación de pernos, oxidación y acumulación de escombros y vegetación	DIA	MES	AÑO	NOTA	Corrosión en elementos del apoyo, inclinación leve y pérdida de pernos de fijación	DIA	MES	AÑO	NOTA	Corrosión, escombros y falta de pernos de fijación	DIA	MES	AÑO
		9	9	2020			9	9	2020			9	9	2020

**DIRECCION DE PUENTES**  
**INSPECCION DE PUENTES(FOTOS)**

NO. 4 / 4

NOMBRE DEL PUENTE	Puente Ferroviario sobre Rio Grande de Atenas			PROVINCIA	Alajuela	ADMINISTRADO POR	Instituto Costamicense de Ferrocarriles			DIA	MES	AÑO					
SECTOR	Pacifico	SECCIÓN	San José - Puntarenas	LOCALIDAD	CANTON	Atenas	LATITUD NORTE	9	'	57	"	46.4	"	FECHA DE DISEÑO	NI	NI	NI
KILOMETRO	36.7 km			DISTRITO	Concepción	LONGITUD ESTE	84	'	20	"	57.12	"	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	NI	NI	1901	

No.	19	UBICACION	Acceso Oeste	No.	20	UBICACION	Acceso Este	No.	21	UBICACION	Bastión Oeste
-----	----	-----------	--------------	-----	----	-----------	-------------	-----	----	-----------	---------------



NOTA	A falta de aletones, retención inadecuada de los taludes de la vía	DIA	MES	AÑO	NOTA	Dumientes sin apoyo, elementos adicionales en la junta y falta de remaches	DIA	MES	AÑO	NOTA	Vandalismo y algunas eflorescencias	DIA	MES	AÑO
		9	9	2020			9	9	2020			9	9	2020

No.	22	UBICACION	Bastión Este	No.	23	UBICACION	Apoyo fijo 1 (Oeste)	No.	24	UBICACION	Apoyo fijo 2 (Oeste)
-----	----	-----------	--------------	-----	----	-----------	----------------------	-----	----	-----------	----------------------



NOTA	Erosión, acumulación de material y paso de agua en taludes próximos al bastión	DIA	MES	AÑO	NOTA	Vegetación y maleza en el apoyo	DIA	MES	AÑO	NOTA	Corrosión, escombros y falta de pernos de fijación	DIA	MES	AÑO
		9	9	2020			25	11	2020			25	11	2020

## Apéndice C. Memoria de cálculo

### C.1 Memoria de cálculo de la capacidad de los largueros del puente

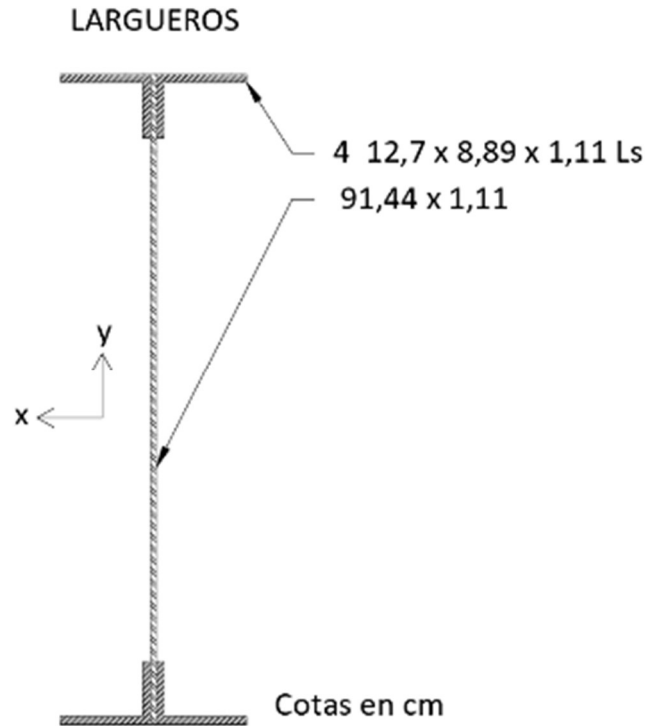


Figura C.1.1. Sección de los largueros

#### Características del material

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

#### Características del elemento

##### Placa del alma

$$h_p := 91.44 \text{ cm}$$

$$e_p := 1.11 \text{ cm}$$

##### Angulares

$$L_1 := 12.7 \text{ cm}$$

$$L_2 := 8.89 \text{ cm}$$

$$e_a := 1.11 \text{ cm}$$

#### Características del elemento compuesto

$$A_g := 192.64 \text{ cm}^2$$

$$L := 7.20 \text{ m}$$

$$J_c := 175.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 243326.28 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} := 3507.48 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 35.55 \text{ cm}$$

$$r_y := 4.27 \text{ cm}$$

$$S_{xx} := 5319.72 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 264.46 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xx} := 6276.99 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 456.44 \text{ cm}^3$$

Revisión de esbeltez para elementos sujetos a flexión (**Tabla B4.1b AISC 360-16**)

Para el alma:

Caso 15: Almas de vigas I

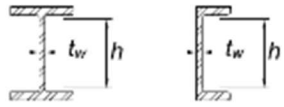
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			$\lambda_p$ (compact/ noncompact)	$\lambda_r$ (noncompact/ slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura C.1.2. Caso 15 de la Tabla B4.1b  
Fuente: AISC 360-16

$$h := hp - 2 \cdot ea = 89.22 \text{ cm} \qquad tw := ep = 1.11 \text{ cm} \qquad \frac{h}{tw} = 80.378$$

$$\lambda_{pw} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.24 \qquad \lambda_{rw} := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 164.087$$

$$\text{if} \left( \frac{h}{tw} < \lambda_{pw}, \text{ "Compacta"}, \text{ if} \left( \frac{h}{tw} < \lambda_{rw}, \text{ "No Compacta"}, \text{ "Esbelta"} \right) \right) = \text{ "Compacta"}$$

Para las alas:

Caso 11: Viga I compuesta doblemente simétrica

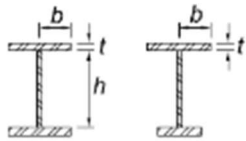
11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
----	---	-------	-----------------------------	---	---

Figura C.1.3. Caso 11 de la Tabla B4.1b  
Fuente: AISC 360-16

$$S_{xt}/S_{xc} = 1 \text{ Porque es simétrica} \quad \Rightarrow \quad FL := 0.7 \cdot F_y = 1722.700 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} = 0.446$$

$$\lambda_{pf} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.939 \qquad \lambda_{rf} := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{FL}} = 21.833$$

$$b := L1 = 12.7 \text{ cm} \qquad t := ea = 1.11 \text{ cm} \qquad \frac{b}{t} = 11.441 \qquad \lambda_f := \frac{b}{2t} = 5.721$$

$$\text{if}\left(\frac{b}{t} < \lambda_{pf}, \text{"Compacta"}, \text{if}\left(\frac{b}{t} < \lambda_{rf}, \text{"No Compacta"}, \text{"Esbelta"}\right)\right) = \text{"No Compacta"}$$

## Capacidad a flexión

Se tiene un alma COMPACTA y unas alas NO COMPACTAS por lo tanto según la **Tabla F1.1 AISC 360-16** se debe revisar Pandeo Lateral por Torsión (**LTB**) y Pandeo Local del Ala en Compresión (**FLB**).

### LTB

Parámetros de diseño:

$$\Omega := 1.67$$

Longitud sin arriostrar

$$L_{bmax} := 2.61 \text{ m}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.163 \text{ m}$$

Para  $L_r$ :

$$h_o := h_p - e_a = 90.33 \text{ cm}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yy} \cdot h_o}{2 \cdot S_{xx}}} = 5.457 \text{ cm}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_c}{S_{xx} \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_{xx} \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} = 6.413 \text{ m}$$

$$\text{if}(L_{bmax} < L_p, \text{"Zona 1"}, \text{if}(L_{bmax} < L_r, \text{"Zona 2"}, \text{"Zona 3"})) = \text{"Zona 2"}$$

Por lo tanto, se debe utilizar la fórmula **F2-2 del AISC 360-16**

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F2-2})$$

Donde:

$C_b$  de acuerdo con la fórmula **F1-1 del AISC 360-16**

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{F1-1})$$

$$M_{max} := 119.70 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_A := 102.88 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_C := 91.57 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_B := 115.55 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 \cdot M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.113$$

$$M_p := F_y \cdot Z_{xx} = 154.477 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{n1} := C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_{xx}) \cdot \left( \frac{L_{bmax} - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 164.527 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{if}(M_{n1} > M_p, \text{"Mn1=Mp"}, \text{"Ok"}) = \text{"Mn1=Mp"}$$

$$M_{n1} := M_p = 154.477 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

## FLB

Se debe utilizar la fórmula F3-1 del **AISC 360-16**, para sección con alas no compactas

(a) For sections with noncompact flanges

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_f - \lambda_{pf}} \right) \quad (\text{F3-1})$$

Donde:

$$M_{n2} := M_p - \left( (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_{xx}) \cdot \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right) = 184.575 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

## Capacidad a flexión del elemento compuesto de los Largueros

$$M_n := \min(M_{n2}, M_{n1}) = 154.477 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_n}{\Omega} = 92.501 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_u := 85.81 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

**Combinación D2**

$$\text{if}\left(M_u < \frac{M_n}{\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"OK"}$$

## Capacidad a cortante

Parámetros de diseño

$$\Omega := 1.67$$

Para secciones compuestas, h es la distancia entre la línea de remaches.

$$h := h_p - 2 \cdot \left( \frac{L2 - ea}{2} \right) = 83.66 \text{ cm} \quad A_w := 104.11 \text{ cm}^2 \quad \text{Área a cortante SAP2000}$$

$$k_v := 5.34$$

$$\frac{h}{e_p} = 75.369 > 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 73.175$$

Por lo tanto:

$$Cv1 := \frac{1.10 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy}}}{\frac{h}{ep}} = 0.971$$

**Capacidad a cortante del elemento compuesto de los Largueros**

$$Vn := 0.6 \cdot Fy \cdot Aw \cdot Cv1 = 149.253 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Vn}{\Omega} = 89.373 \text{ tonnef}$$

$$Vu := 70.34 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D2}$$

$$\text{if} \left( Vu < \frac{Vn}{\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"OK"}$$

C.2 Memoria de cálculo de la capacidad para las vigas de piso del puente ferroviario

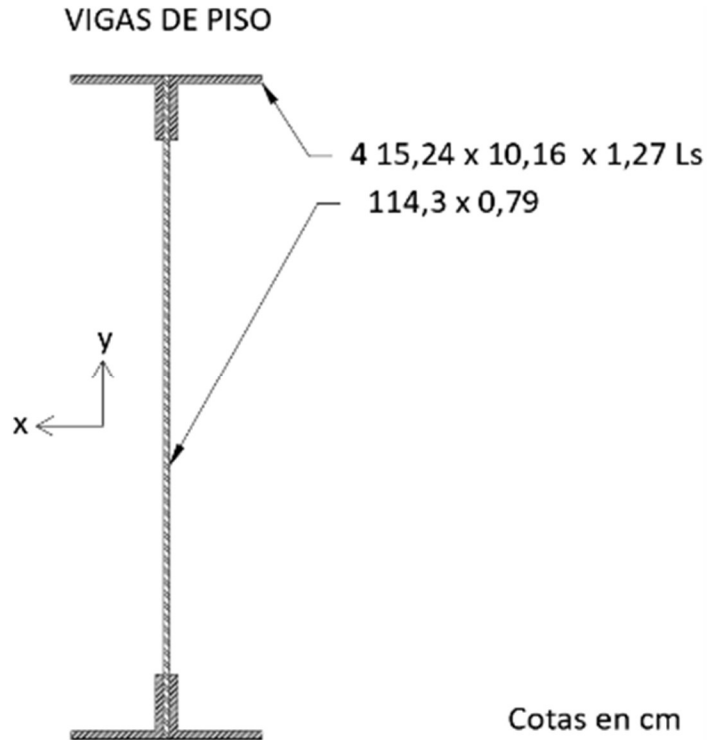


Figura C.2.1. Sección de las vigas de piso

**Características del material**

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

**Características del elemento**

Placa del alma

$$h_p := 114.3 \text{ cm}$$

$$e_p := 0.79 \text{ cm}$$

Angulares

$$L_1 := 15.24 \text{ cm}$$

$$L_2 := 10.16 \text{ cm}$$

$$e_a := 1.27 \text{ cm}$$

**Elemento compuesto**

$$A_g := 213.21 \text{ cm}^2$$

$$L := 5.479 \text{ m}$$

$$J_c := 191.2 \text{ cm}^4$$

$$S_{xx} := 8142.95 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 417.62 \text{ cm}^3$$

$$I_{xx} := 465564.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} := 6533.1 \text{ cm}^4$$

$$Z_{xx} := 9285.59 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 685.23 \text{ cm}^3$$

$$r_x := 46.73 \text{ cm}$$

$$r_y := 5.54 \text{ cm}$$



Revisión de esbeltez para elementos sujetos a flexión (**Tabla B4.1b AISC 360-16**)

Para el alma:

Caso 15: Almas de vigas I

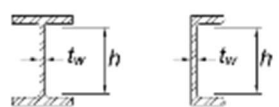
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			$\lambda_p$ (compact/ noncompact)	$\lambda_r$ (noncompact/ slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura C.2.2. Caso 15 de la Tabla B4.1b  
Fuente: AISC 360-16

$$h := hp - 2 \cdot ea = 111.76 \text{ cm} \quad tw := ep = 0.79 \text{ cm} \quad \frac{h}{tw} = 141.468$$

$$\lambda_{pw} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108.24 \quad \lambda_{rw} := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 164.087$$

$$\text{if} \left( \frac{h}{tw} < \lambda_{pw}, \text{“Compacta”}, \text{if} \left( \frac{h}{tw} < \lambda_{rw}, \text{“No Compacta”}, \text{“Esbelta”} \right) \right) = \text{“No Compacta”}$$

Para las alas:

Caso 11: Viga I doblemente simétrica

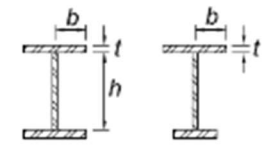
11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	$b/t$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
----	---	-------	-----------------------------	---	---

Figura C.2.3. Caso 11 de la Tabla B4.1b  
Fuente: AISC 360-16

$$S_{xt}/S_{xc} = 1 \text{ Porque es simétrica} \quad \Rightarrow \quad FL := 0.7 \cdot F_y = 1722.700 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} = 0.336$$

$$b := L1 = 15.24 \text{ cm} \quad t := ea = 1.27 \text{ cm} \quad \frac{b}{t} = 12 \quad \lambda_f := \frac{b}{2t} = 6$$

$$\lambda_{pf} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.939 \quad \lambda_{rf} := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{FL}} = 18.956$$

$$\text{if}\left(\frac{b}{t} < \lambda_{pf}, \text{“Compacta”}, \text{if}\left(\frac{b}{t} < \lambda_{rf}, \text{“No Compacta”}, \text{“Esbelta”}\right)\right) = \text{“No Compacta”}$$

Se tiene un alma COMPACTA y unas alas NO COMPACTAS por lo tanto según la **Tabla F1.1 AISC 360-16** se debe revisar Pandeo Lateral por Torsión (**LTB**) y Pandeo Local del Ala en Compresión (**FLB**), Fluencia del ala en compresión (**CFY**) y Fluencia del ala en tensión (**TFY**).

Parámetros de diseño:

$$\Omega := 1.67$$

### CFY=TFY

$$hc := hp - L2 = 104.14 \text{ cm}$$

$$Mp := Fy \cdot Z_{xx} = 228.518 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$Myc := Mp$$

$$\lambda_w := \frac{hc}{ep} = 131.823 > \lambda_{pw} = 108.24$$

$$Rpc := \frac{Mp}{Myc} - \left( \left( \frac{Mp}{Myc} - 1 \right) \cdot \left( \frac{\lambda_w - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right) = 1$$

$$Mn1 := Rpc \cdot Fy \cdot S_{xx} = 200.398 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### LTB

$$Lb_{max} := 1.6 \text{ m} \quad \text{Longitud sin arriostrar}$$

$$Lp := 1.76 \cdot ry \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2.807 \text{ m}$$

$$\text{if}(Lb_{max} < Lp, \text{“No aplica LTB”}, \text{if}(Lb_{max} < Lr, \text{“Zona 2”}, \text{“Zona 3”})) = \text{“No aplica LTB”}$$

### FLB

Se debe utilizar la fórmula F4-13 del **AISC 360-16**, para sección con alas no compactas

$$M_n = R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (\text{F4-13})$$

$$Mn2 := R_{pc} \cdot M_{yc} - \left( (R_{pc} \cdot M_{yc} - 0.7 \cdot Fy \cdot S_{xx}) \cdot \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right) = 282.884 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Capacidad a flexión del elemento compuesto de las vigas de piso

$$Mn := \min(Mn2, Mn1) = 200.398 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\frac{Mn}{\Omega} = 119.999 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$Mu := 150.35 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{Combinación D2}$$

$$\text{if}\left(Mu < \frac{Mn}{\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"No Cumple"}$$

### **Capacidad a cortante**

Para cualquier viga I no enrolada completamente

$$\Omega := 1.67$$

Para secciones compuestas, h es la distancia entre la línea de remaches.

$$h := hp - L2 = 104.14 \text{ cm} \quad Aw := 94.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Área a cortante SAP2000}$$

Espaciamiento entre atiesadores:

$$a := 1.55 \text{ m} \quad \frac{a}{h} = 1.488$$

$$kv := 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 7.257$$

$$\frac{h}{ep} = 131.823 > 1.10 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy}} = 85.304$$

Por lo tanto:

$$Cv1 := \frac{1.10 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy}}}{\frac{h}{ep}} = 0.647$$

### Capacidad a cortante del elemento compuesto de las vigas de piso

$$Vn := 0.6 \cdot Fy \cdot Aw \cdot Cv1 = 90.527 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Vn}{\Omega} = 54.208 \text{ tonnef}$$

$$Vu := 96.13 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D2}$$

$$\text{if}\left(Vu < \frac{Vn}{\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"No Cumple"}$$

C.3 Memoria de cálculo de la capacidad de los elementos de la cuerda superior

**U12-U13 elemento más cargado a COMPRESIÓN**

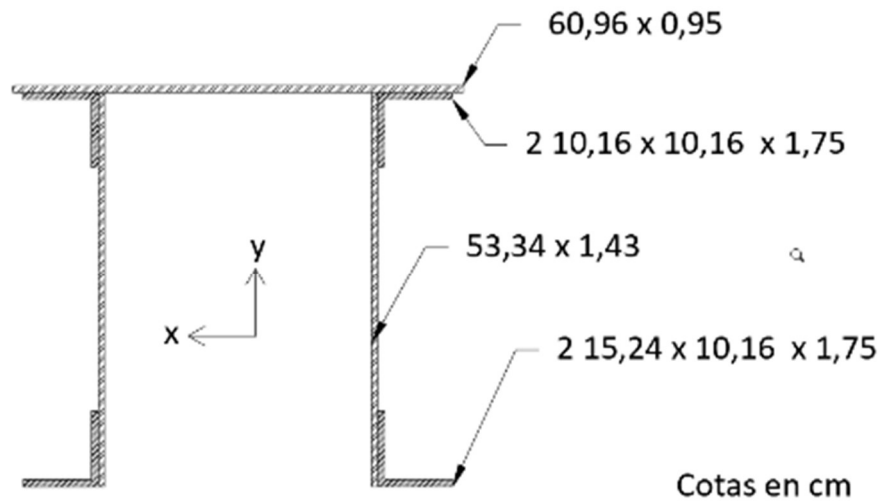


Figura C.3.1. Sección del elemento U12-U13.

**Características del material**

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

**Características del elemento**

Placas del alma  
 $h_p := 53.34 \text{ cm}$   
 $e_p := 1.43 \text{ cm}$

Angulares  
 $L_{t1} := 10.16 \text{ cm}$   
 $L_{t2} := 10.16 \text{ cm}$   
 $e_a := 1.75 \text{ cm}$

Cubierta  
 $a_c := 60.96 \text{ cm}$   
 $e_c := 0.95 \text{ cm}$

**Elemento compuesto**

$$A_g := 357.96 \text{ cm}^2$$

$$L := 7.60 \text{ m}$$

$$J_c := 635.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 160063.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} := 151814.6 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 21.15 \text{ cm}$$

$$r_y := 20.59 \text{ cm}$$

$$S_{xx} := 5372.2 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 4433.94 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xx} := 6972.46 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 7111.02 \text{ cm}^3$$

Revisión de esbeltez para elementos sujetos a compresión (**Tabla B4.1a AISC 360-16**)

Para el alma:

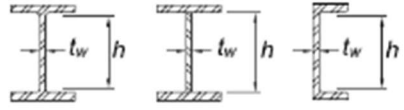
<b>5</b>	Webs of doubly symmetric rolled and built-up I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
----------	---	---------	-----------------------------	---

Figura C.3.2. Caso 5 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t_w := e_p \qquad h := h_p - 2 \cdot e_a = 49.84 \text{ cm}$$

$$\lambda_w := \frac{h}{t_w} = 34.853 \qquad \lambda_{rw} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.893$$

if( $\lambda_w < \lambda_{rw}$ , “No esbelta”, “Esbelta”) = “No esbelta”

Para la cubierta:

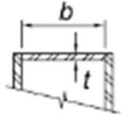
<b>8</b>	All other stiffened elements	$b/t$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
----------	------------------------------	-------	-----------------------------	--

Figura C.3.3. Caso 8 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := e_c = 0.95 \text{ cm}$$

b se define como la distancia entre los remaches

$$b_c := a_c - L t_1 - 2 \cdot 0.12 \text{ cm} = 50.56 \text{ cm} \qquad \lambda_c := \frac{b_c}{t} = 53.221 \qquad \lambda_{rc} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.893$$

if( $\lambda_c < \lambda_{rc}$ , “No Esbelta”, “Esbelta”) = “Esbelta”

Para los angulares:

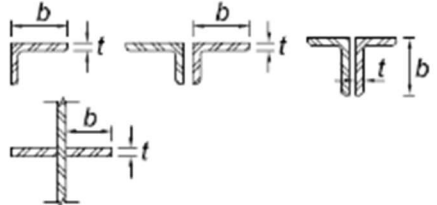
<b>3</b>	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
----------	--	-------	-----------------------------	---

Figura C.3.4. Caso 3 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := ea = 1.75 \text{ cm}$$

$$b := Lb1 = 15.24 \text{ cm}$$

$$\lambda a := \frac{b}{t} = 8.709$$

$$\lambda ra := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 12.954$$

if( $\lambda a < \lambda ra$ , "No Esbelta", "Esbelta") = "No Esbelta"

La sección cuenta con elementos esbeltos, por lo tanto, según la **Tabla E1.1 AISC 360-16** se debe revisar con la sección E7 para los estados límites de Pandeo Local (**LB**) y Pandeo por Flexión (**FB**). A su vez que hay que tomar en cuenta la sección E6 por ser un elemento armado.

$$K := 1 \quad Lc := L \cdot K = 7.6 \text{ m} \quad \frac{Lc}{ry} = 36.911 \quad \frac{Lc}{rx} = 35.934$$

$$r := \min(ry, rx) = 20.59 \text{ cm} \quad \frac{Lc}{r} = 36.911$$

if( $\frac{Lc}{r} < 200$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{Lc}{r}\right)^2} = 14773.884 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

**FB**

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 135.588$$

Mayor a Lc/r por lo tanto se utiliza la siguiente ecuación

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{Fy}{Fe}\right) Fy \quad (E3-2)$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{Fy}{Fe}\right) \cdot Fy = 2295.261 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La sección E7 indica que se debe calcular un área efectiva que puede ser el área gruesa Ag menos la reducción de área del elemento esbelto

$$\lambda c = 53.221 \quad \lambda rc \cdot \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} = 44.415$$

if( $\lambda rc \cdot \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} > \lambda c$ , "be=b", "Calcular") = "Calcular"

Se debe utilizar la ecuación E7-3 y la E7-5 en conjunto con la Table E7.1

Case	Slender Element	c <sub>1</sub>	c <sub>2</sub>
(a)	Stiffened elements except walls of square and rectangular HSS	0.18	1.31
(b)	Walls of square and rectangular HSS	0.20	1.38
(c)	All other elements	0.22	1.49

Figura C.3.5. Factores de ajuste para el ancho efectivo.  
Fuente: AISC 360-16

$$c_1 := 0.22 \quad c_2 := 1.49$$

$$F_{el} = \left( c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y \quad (E7-5)$$

$$F_{el} := \left( c_2 \cdot \frac{\lambda_{rc}}{\lambda_c} \right)^2 \cdot F_y = 3548.85 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$b_e = b \left( 1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \quad (E7-3)$$

$$b := ac \quad b_e := b \cdot \left( 1 - c_1 \cdot \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} = 55.065 \text{ cm}$$

$$A_e := A_g - (b - b_e) \cdot e_c = 352.359 \text{ cm}^2$$

### Capacidad a compresión del elemento compuesto de la Cuerda Superior

$$P_n := A_e \cdot F_{cr} = 808.757 \text{ tonnef} \quad \Omega := 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 484.286 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 543.58 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D2}$$

$$\text{if} \left( P_u < \frac{P_n}{\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"No Cumple"}$$

### U4-U5 elemento más cargado a TENSIÓN

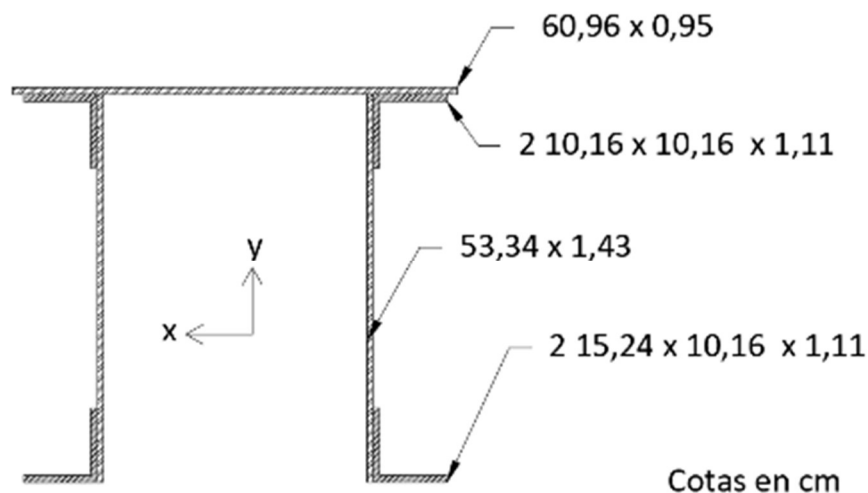


Figura C.3.6. Sección del elemento U4-U5.

#### Características del material

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

#### Características del elemento

Placas del alma

$$h_p := 53.34 \text{ cm}$$

$$e_p := 1.43 \text{ cm}$$

Angulares

$$L_{t1} := 10.16 \text{ cm}$$

$$L_{t2} := 10.16 \text{ cm}$$

$$e_a := 1.11 \text{ cm}$$

$$L_{b1} := 15.24 \text{ cm}$$

$$L_{b2} := 10.16 \text{ cm}$$

Cubierta

$$a_c := 60.96 \text{ cm}$$

$$e_c := 0.95 \text{ cm}$$

#### Elemento compuesto

$$A_g := 307.16 \text{ cm}^2$$

$$L := 7.20 \text{ m}$$

$$J_c := 354.23 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 130159.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} := 122293.9 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 20.58 \text{ cm}$$

$$r_y := 19.95 \text{ cm}$$

$$S_{xx} := 4220.23 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 3571.75 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xx} := 5737.57 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 5903.74 \text{ cm}^3$$



Por fluencia:

$$\Omega_f := 1.67$$

$$P_{n1} := A_g \cdot F_y = 755.921 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_{n1}}{\Omega_f} = 452.647 \text{ tonnef}$$

Por ruptura en la sección más crítica:

$$\Omega_r := 2.00$$

De acuerdo con la **Tabla D3.1 del AISC 360-16** se tiene un caso 1, en donde la fuerza axial es transmitida mediante remaches

$$U := 1$$

Remaches:

$Dr := 3 \text{ cm}$  Diámetro medido en huecos de remaches faltantes, probablemente había sufrido corrosión y se asume misma condición para todos los demás.

$\#rp := 8$  Número de remaches en las placas

$\#rap := 4$  Número de remaches en las placas y angulares

$\#rc := 3$  Número de remaches en la cubierta

$\#rac := 2$  Número de remaches en la cubierta y angulares

$$A_n := A_g - (\#rp \cdot ep \cdot Dr) - (\#rap \cdot (ea + ep) \cdot Dr) - (\#rc \cdot ec \cdot Dr) - (\#rac \cdot (ec + ea) \cdot Dr) = 221.45 \text{ cm}^2$$

$$A_e := A_n \cdot U = 221.45 \text{ cm}^2$$

$$P_{n2} := F_u \cdot A_e = 934.076 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_{n2}}{\Omega_r} = 467.038 \text{ tonnef}$$

### **Capacidad a tensión del elemento compuesto de la Cuerda Superior**

$$P_{n\Omega} := \min\left(\frac{P_{n1}}{\Omega_f}, \frac{P_{n2}}{\Omega_r}\right) = 452.647 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 249.37 \text{ tonnef}$$

**Combinación D2**

$$\text{if}(P_u < P_{n\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

## C.4 Memoria de cálculo de la capacidad de los elementos de la cuerda inferior

Elementos sujetos solo a compresión

### L5-L6 elemento más cargado a COMPRESIÓN

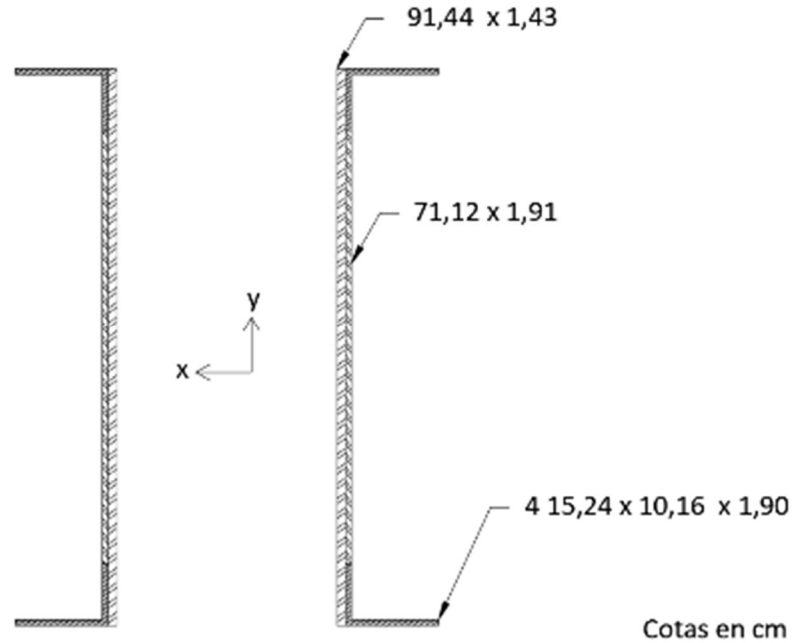


Figura C.4.1. Sección del elemento L5-L6.

### Características del material

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

### Características del elemento

Placas del alma

$$hp1 := 91.44 \text{ cm}$$

$$hp2 := 71.12 \text{ cm}$$

$$ep1 := 1.43 \text{ cm}$$

$$ep2 := 1.91 \text{ cm}$$

Angulares

$$L1 := 15.24 \text{ cm}$$

$$L2 := 10.16 \text{ cm}$$

$$ea := 1.75 \text{ cm}$$

### Elemento compuesto

$$A_g := 711.07 \text{ cm}^2$$

$$J_c := 2342.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 628229.2 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 29.72 \text{ cm}$$

$$L := 8.40 \text{ m}$$

$$I_{yy} := 304920.6 \text{ cm}^4$$

$$r_y := 20.71 \text{ cm}$$

$$S_{xx} := 12740.8 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xx} := 18479.29 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 8905.6 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 14527.52 \text{ cm}^3$$

Revisión de esbeltez para elementos sujetos a compresión (**Tabla B4.1a AISC 360-16**)

Para el alma:

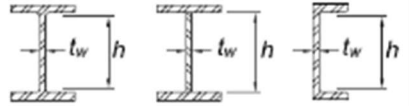
<b>5</b>	Webs of doubly symmetric rolled and built-up I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
----------	---	---------	-----------------------------	---

Figura C.4.2. Caso 5 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t_w := ep1 + ep2 = 3.34 \text{ cm} \quad h := hp1 - 2 \cdot ea = 87.94 \text{ cm} \quad \lambda_w := \frac{h}{t_w} = 26.329$$

$$\lambda_{rw} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.893$$

if ( $\lambda_w < \lambda_{rw}$ , “No esbelta”, “Esbelta”) = “No esbelta”

Para los angulares:

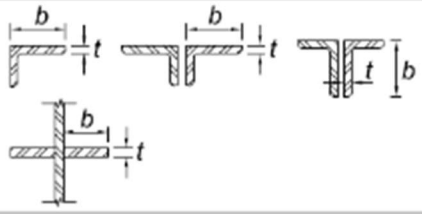
<b>3</b>	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
----------	--	-------	-----------------------------	---

Figura C.4.3. Caso 3 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := ea = 1.75 \text{ cm} \quad b := L1 = 15.24 \text{ cm} \quad \lambda_a := \frac{b}{t} = 8.709$$

$$\lambda_{ra} := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.954$$

if ( $\lambda_a < \lambda_{ra}$ , “No Esbelta”, “Esbelta”) = “No Esbelta”

La sección no cuenta con elementos esbeltos, por lo tanto, según la **Tabla E1.1 AISC 360-16** se debe revisar con la sección E3 para el estado límite de Pandeo por Flexión (**FB**). A su vez que hay que tomar en cuenta la sección E6 por ser un elemento armado.

$$K := 1 \quad L_c := L \cdot K = 8.4 \text{ m} \quad \frac{L_c}{r_y} = 40.56 \quad \frac{L_c}{r_x} = 28.264$$

$$r := \min(r_y, r_x) = 20.71 \text{ cm} \quad \frac{L_c}{r} = 40.56$$

if  $\left( \frac{L_c}{r} < 200, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$

**FB**

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = 12235.193 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.588$$

Mayor a  $L_c/r$  por lo tanto se utiliza la siguiente ecuación

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 2262.296 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \Omega := 1.67$$

$$P_n := A_g \cdot F_{cr} = 1608.651 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = 963.264 \text{ tonnef}$$

### **Capacidad a compresión del elemento compuesto de la Cuerda Inferior**

$$\frac{P_n}{\Omega} = 963.264 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 1299.28 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D2}$$

$$\text{if}\left(P_u < \frac{P_n}{\Omega}, \text{“OK”}, \text{“No Cumple”}\right) = \text{“No Cumple”}$$

C.5 Memoria de cálculo de la capacidad de los elementos diagonales de las cerchas

**U0-L1 elemento más cargado a COMPRESIÓN**

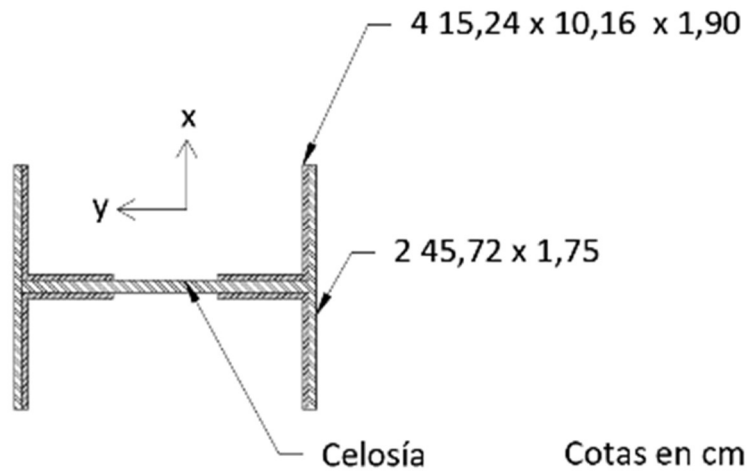


Figura C.5.1. Sección del elemento U0-L1.

**Características del material**

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

**Características del elemento**

Placa de cubierta  
 $ap := 45.72 \text{ cm}$   
 $ep := 1.75 \text{ cm}$

Angulares  
 $L1 := 15.24 \text{ cm}$   
 $L2 := 10.16 \text{ cm}$   
 $ea := 1.90 \text{ cm}$

Celosía  
 $Dc := 30 \text{ cm}$  Distancia entre arriostres internos  
 $h := 27.94 \text{ cm}$

**Elemento compuesto**

$$A_g := 338.71 \text{ cm}^2$$

$$L := 7.88 \text{ m}$$

$$J_c := 1019.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 59255.09 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 13.23 \text{ cm}$$

$$I_{yy} := 37659.5 \text{ cm}^4$$

$$r_y := 10.54 \text{ cm}$$

$$S_{xx} := 12740.8 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xx} := 18479.29 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 8905.6 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 14527.52 \text{ cm}^3$$

Revisión de esbeltez para elementos sujetos a compresión (**Tabla B4.1a AISC 360-16**)

Para los angulares

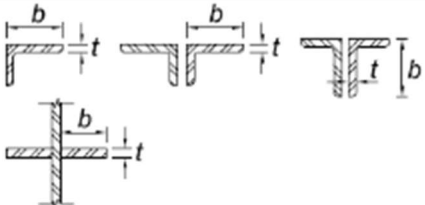
3	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	-------	-----------------------------	---

Figura C.5.2. Caso 3 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := ea = 1.9 \text{ cm}$$

$$b := L1 = 15.24 \text{ cm}$$

$$\lambda a := \frac{b}{t} = 8.021$$

$$\lambda r a := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.954$$

if( $\lambda a < \lambda r a$ , “No Esbelta”, “Esbelta”) = “No Esbelta”

Para las cubiertas

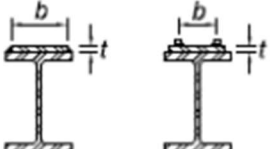
7	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	-------	-----------------------------	--

Figura C.5.3. Caso 7 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := ep = 1.75 \text{ cm}$$

$$b := ap - L1 = 30.48 \text{ cm}$$

Distancia entre remaches

$$\lambda a := \frac{b}{t} = 17.417$$

$$\lambda r a := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 40.302$$

if( $\lambda a < \lambda r a$ , “No Esbelta”, “Esbelta”) = “No Esbelta”

La sección no cuenta con elementos esbeltos, por lo tanto, según la **Tabla E1.1 AISC 360-16** se debe revisar con la sección E3 para el estado límite de Pandeo por Flexión (**FB**) y el pandeo por torsión por flexión (**FTB**). A su vez que hay que tomar en cuenta la sección E6 por ser un elemento armado.

**FB**

$$K := 1 \quad Lc := L \cdot K = 7.88 \text{ m} \quad \frac{Lc}{ry} = 74.763 \quad \frac{Lc}{rx} = 59.562$$

$$r := \min(ry, rx) = 10.54 \text{ cm} \quad \frac{Lc}{r} = 74.763$$

$$\text{if} \left( \frac{Lc}{r} < 200, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{Lc}{r} \right)^2} = 3601.123 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 135.588$$

Mayor a Lc/r por lo tanto:

$$Fcr := \left( 0.658 \frac{Fy}{Fe} \right) \cdot Fy = 1848.79 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Pn1 := Ag \cdot Fcr = 626.204 \text{ tonnef}$$

**FTB**

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$Fe = \left( \frac{\pi^2 EC_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{E4-2})$$

$$ho := h - ea = 26.04 \text{ cm} \quad C_w := \frac{I_{yy} \cdot ho^2}{4} = (6.384 \cdot 10^6) \text{ cm}^6$$

$$L_{cz} := K \cdot L = 7.88 \text{ m} \quad G := 77200 \text{ MPa} \quad G = (7.872 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fe := \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{L_{cz}^2} + G \cdot Jc \right) \cdot \frac{1}{I_{xx} + I_{yy}} = (1.042 \cdot 10^4) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcr := \left( 0.658 \frac{Fy}{Fe} \right) \cdot Fy = 2229.342 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Pn2 := Ag \cdot Fcr = 755.1 \text{ tonnef}$$

**Capacidad a compresión del elemento Diagonal compuesto**

$$\Omega := 1.67$$

$$P_n \Omega := \min\left(\frac{P_{n1}}{\Omega}, \frac{P_{n2}}{\Omega}\right) = 374.972 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 338.40 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D3}$$

$$\text{if}(P_u < P_n \Omega, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$



### U12-L13 elemento más cargado a TENSIÓN

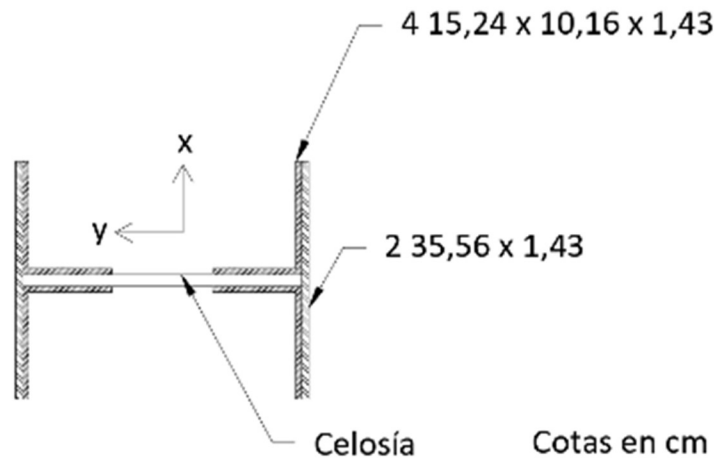


Figura C.5.4. Sección del elemento U12-L13.

#### Características del material

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

#### Características del elemento

Angulares

$$L1 := 15.24 \text{ cm}$$

$$L2 := 10.16 \text{ cm}$$

$$ea := 1.43 \text{ cm}$$

Celosía

$$Dc := 30 \text{ cm}$$

Distancia entre arriostres internos

$$h := 27.94 \text{ cm}$$

#### Elemento compuesto

$$A_g := 238.72 \text{ cm}^2$$

$$L := 8.71 \text{ m}$$

$$J_c := 483.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 40913.59 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 13.09 \text{ cm}$$

$$I_{yy} := 18067.73 \text{ cm}^4$$

$$r_y := 8.6997 \text{ cm}$$

$$S_{xx} := 2656.93 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xx} := 3055.84 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 1016.18 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 1657.72 \text{ cm}^3$$

Por fluencia:

$$\Omega_f := 1.67$$

$$P_{n1} := A_g \cdot F_y = 587.49 \text{ tonnef}$$

Por ruptura en la sección más crítica:

$$\Omega_r := 2$$

De acuerdo con la **Tabla D3.1 del AISC 360-16** se tiene un caso 1, en donde la fuerza axial es transmitida mediante remaches.

$$U := 1$$

Remaches:

$Dr := 3 \text{ cm}$  Diámetro medido en huecos de remaches faltantes, probablemente había sufrido corrosión y se asume misma condición para todos los demás.

$\#ra := 4$  Número de remaches en los angulares

$$A_n := A_g - (\#ra \cdot ea \cdot Dr) = 221.56 \text{ cm}^2$$

$$A_e := A_n \cdot U = 221.56 \text{ cm}^2$$

$$P_{n2} := F_u \cdot A_e = 934.54 \text{ tonnef}$$

### **Capacidad a tensión del elemento Diagonal compuesto**

$$P_{n\Omega} := \min\left(\frac{P_{n1}}{\Omega_f}, \frac{P_{n2}}{\Omega_r}\right) = 351.79 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 326.36 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D3}$$

$$\text{if}(P_u < P_{n\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

## C.6 Memoria de cálculo de la capacidad para los elementos verticales de las cerchas

Elementos sujetos solo a compresión

### U5-L5 elemento más cargado a COMPRESIÓN

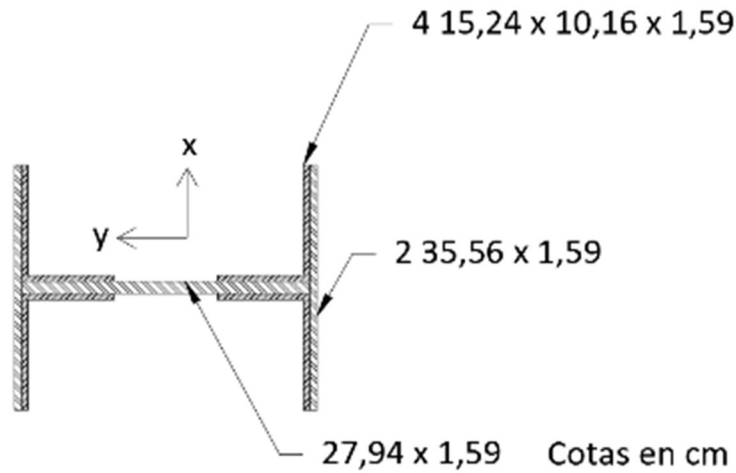


Figura C.6.1. Sección del elemento U5-L5.

#### Características del material

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

#### Características del elemento

Placa del alma  
 $h_p := 27.94 \text{ cm}$   
 $e_p := 1.59 \text{ cm}$

Cubiertas  
 $a_c := 35.56 \text{ cm}$   
 $e_c := 1.59 \text{ cm}$

Angulares  
 $L_1 := 15.24 \text{ cm}$   
 $L_2 := 10.16 \text{ cm}$   
 $e_a := 1.59 \text{ cm}$

#### Elemento compuesto

$$A_g := 308.47 \text{ cm}^2$$

$$L := 20.90 \text{ m}$$

$$J_c := 1347.89 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 48241.59 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 12.51 \text{ cm}$$

$$I_{yy} := 20779 \text{ cm}^4$$

$$r_y := 8.21 \text{ cm}$$

$$S_{xx} := 3100.86 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xx} := 3692.53 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 1168.67 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 1921.96 \text{ cm}^3$$

Revisión de esbeltez para elementos sujetos a compresión (**Tabla B4.1a AISC 360-16**)

Para el alma:

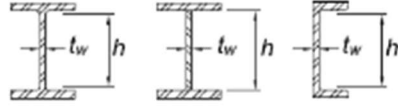
<b>5</b>	Webs of doubly symmetric rolled and built-up I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
----------	---	---------	-----------------------------	---

Figura C.6.2. Caso 5 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t_w := e_p = 1.59 \text{ cm} \qquad h := h_p - 2 e_a = 24.76 \text{ cm}$$

$$\lambda_w := \frac{h}{t_w} = 15.572 \qquad \lambda_{rw} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.893$$

if( $\lambda_w < \lambda_{rw}$ , “No esbelta”, “Esbelta”) = “No esbelta”

Para los angulares:

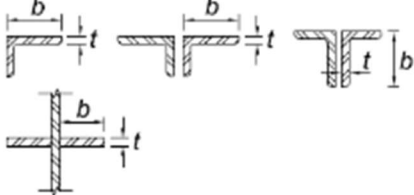
<b>3</b>	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
----------	--	-------	-----------------------------	---

Figura C.6.3. Caso 3 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := e_a = 1.59 \text{ cm} \qquad b := L_1 = 15.24 \text{ cm}$$

$$\lambda_a := \frac{b}{t} = 9.585 \qquad \lambda_{ra} := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.954$$

if( $\lambda_a < \lambda_{ra}$ , “No Esbelta”, “Esbelta”) = “No Esbelta”

Para las cubiertas

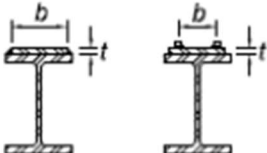
<b>7</b>	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
----------	--	-------	-----------------------------	---

Figura C.6.4. Caso 3 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := ec = 1.59 \text{ cm}$$

$$b := ac - L1 = 20.32 \text{ cm}$$

Distancia entre remaches

$$\lambda a := \frac{b}{t} = 12.78$$

$$\lambda r a := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 40.302$$

$$\text{if}(\lambda a < \lambda r a, \text{"No Esbelta"}, \text{"Esbelta"}) = \text{"No Esbelta"}$$

La sección no cuenta con elementos esbeltos por lo tanto, según la **Tabla E1.1 AISC 360-16** se debe revisar con la sección E3 para el estado límite de Pandeo por Flexión (**FB**) y el pandeo por torsión por flexión (**FTB**). A su vez que hay que tomar en cuenta la sección E6 por ser un elemento armado.

Longitud sin arriostrar = Lsa

$$Lsa := 8 \text{ m}$$

$$K := 1 \quad Lc := Lsa \cdot K = 8 \text{ m}$$

$$\frac{Lc}{r_y} = 97.442$$

$$\frac{Lc}{r_x} = 63.949$$

$$r := \min(r_y, r_x) = 8.21 \text{ cm}$$

$$\frac{Lc}{r} = 97.442$$

$$\text{if}\left(\frac{Lc}{r} < 200, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Ok"}$$

**FB**

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{Lc}{r}\right)^2} = 2119.901 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.588$$

Mayor a Lc/r por lo tanto se utiliza la siguiente ecuación

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 1513.873 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Pn1 := Ag \cdot F_{cr} = 466.984 \text{ tonnef}$$

**FTB**

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{L_{cz}^2} + GJ\right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{E4-2})$$

$$h_o := h_p - e_a = 26.35 \text{ cm}$$

$$L_{cz} := K \cdot L = 20.9 \text{ m}$$

$$C_w := \frac{I_{yy} \cdot h_o^2}{4} = (3.607 \cdot 10^6) \text{ cm}^6$$

$$G := 77200 \text{ MPa} \quad G = (7.872 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_e := \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{L_{cz}^2} + G \cdot J_c \right) \cdot \frac{1}{I_{xx} + I_{yy}} = 15614.292 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := \left( 0.658^{F_y} \right) \cdot F_e = 2303.89 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{n2} := A_g \cdot F_{cr} = 710.681 \text{ tonnef}$$

### Capacidad a compresión del elemento vertical compuesto

$$\Omega := 1.67 \quad P_{n\Omega} := \min \left( \frac{P_{n1}}{\Omega}, \frac{P_{n2}}{\Omega} \right) = 279.631 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 368.92 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D3}$$

if ( $P_u < P_{n\Omega}$ , "OK", "No Cumple") = "No Cumple"

C.7 Memoria de cálculo de la capacidad para los elementos diagonales de arriostre inferior

**AL6-BL5 elemento más cargado a COMPRESIÓN y TENSION**

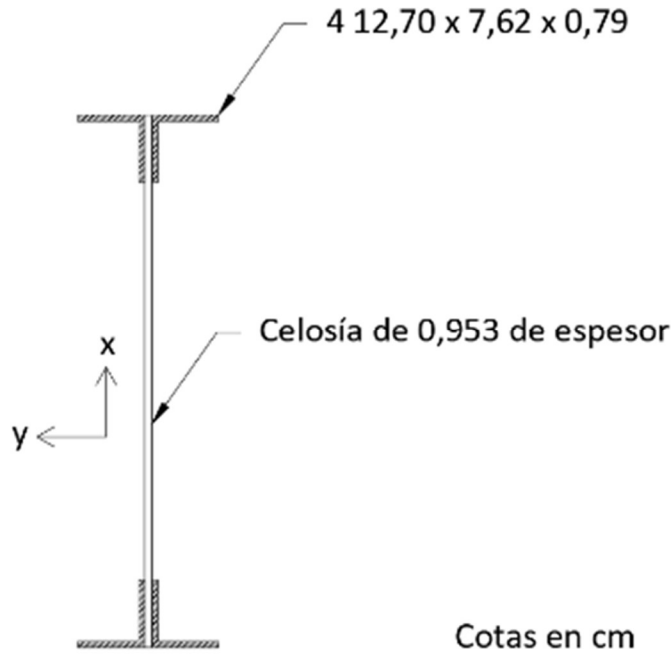


Figura C.7.1. Sección del elemento AL6-BL5.

**Características del material**

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

**Características del elemento**

$$h := 70 \text{ cm}$$

Angulares

$$L1 := 12.70 \text{ cm}$$

$$L2 := 7.62 \text{ cm}$$

$$ea := 0.79 \text{ cm}$$

**Elemento compuesto**

$$A_g := 62 \text{ cm}^2$$

$$L := 14.03 \text{ m}$$

$$J_c := 12.89 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 116896.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} := 2438.56 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 43.43 \text{ cm}$$

$$r_y := 6.27 \text{ cm}$$

$$S_{xx} := 2592.07 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 185.07 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xx} := 2688.69 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 294.18 \text{ cm}^3$$

## COMPRESIÓN

Revisión de esbeltez para elementos sujetos a compresión (**Tabla B4.1a AISC 360-16**)

Para los angulares

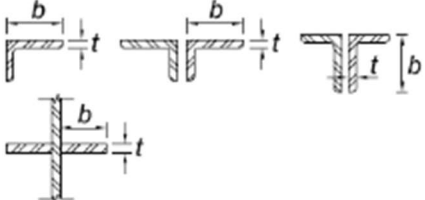
3	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	-------	-----------------------------	---

Figura C.7.2. Caso 3 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := ea = 0.79 \text{ cm}$$

$$b := L1 = 12.7 \text{ cm}$$

$$\lambda a := \frac{b}{t} = 16.076$$

$$\lambda r a := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.954$$

if ( $\lambda a < \lambda r a$ , "No Esbelta", "Esbelta") = "Esbelta"

La sección no cuenta con elementos esbeltos, por lo tanto, según la **Tabla E1.1 AISC 360-16** se debe revisar con la sección E3 para el estado límite de Pandeo por Flexión (**FB**) y el pandeo por torsión por flexión (**FTB**). A su vez que hay que tomar en cuenta la sección E6 y hacer el ajuste en la sección por tener elementos esbeltos.

### FB

Longitud sin arriostrar =  $L_{sa}$

$$L_{sa} := 6.5 \text{ m}$$

$$K := 1 \quad L_c := L_{sa} \cdot K = 6.5 \text{ m} \quad \frac{L_c}{r_y} = 103.668 \quad \frac{L_c}{r_x} = 14.967$$

$$r := \min(r_y, r_x) = 6.27 \text{ cm} \quad \frac{L_c}{r} = 103.668$$

if  $\left( \frac{L_c}{r} < 200, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Ok"}$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left( \frac{L_c}{r} \right)^2} = 1872.913 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.588 \quad \text{Mayor a } L_c/r \text{ por lo tanto:}$$



$$F_{cr} := \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 1419.911 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{n1} := A_g \cdot F_{cr} = 88.034 \text{ tonnef}$$

## FTB

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$F_e = \left( \frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{E4-2})$$

$$h_o := h - e_a = 69.21 \text{ cm} \quad C_w := \frac{I_{yy} \cdot h_o^2}{4} = (2.92 \cdot 10^6) \text{ cm}^6$$

$$L_{cz} := K \cdot L_{sa} = 6.5 \text{ m} \quad G := 77200 \text{ MPa} \quad G = (7.872 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_e := \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{L_{cz}^2} + G \cdot J_c \right) \cdot \frac{1}{I_{xx} + I_{yy}} = (1.251 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} := \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 1080.125 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{n2} := A_g \cdot F_{cr} = 66.968 \text{ tonnef}$$

## Para elementos con compuestos esbeltos (LB)

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135.588$$

Mayor a  $L_c/r$  por lo tanto se utiliza la siguiente ecuación

$$F_{cr} = \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$F_{cr} := \left( 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 1080.125 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La sección E7 indica que se debe calcular un área efectiva que puede ser el área gruesa  $A_g$  menos la reducción de área del elemento esbelto

$$\lambda a = 16.076$$

$$\lambda r a \cdot \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 19.554$$

$$\text{if} \left( \lambda r a \cdot \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} > \lambda a, \text{ "be=b"}, \text{ "Calcular"} \right) = \text{ "be=b"}$$

Por lo tanto, se mantienen las capacidades anteriores

### Capacidad a compresión del elemento diagonal de arriostre inferior compuesto

$$\Omega := 1.67 \quad P_n \Omega := \min \left( \frac{P_{n1}}{\Omega}, \frac{P_{n2}}{\Omega} \right) = 40.1 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 61.94 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D2}$$

$$\text{if}(P_u < P_n \Omega, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"No Cumple"}$$

### **TENSIÓN**

Por fluencia:

$$\Omega_f := 1.67 \quad P_{n1} := A_g \cdot F_y = 152.582 \text{ tonnef}$$

Por ruptura en la sección más crítica:

$$\Omega_r := 2$$

De acuerdo con la **Tabla D3.1 del AISC 360-16** se tiene un caso 1, en donde la fuerza axial es transmitida mediante remaches

$$U := 1$$

Remaches:

$D_r := 3 \text{ cm}$  Diámetro medido en huecos de remaches faltantes, probablemente había sufrido corrosión y se asume misma condición para todos los demás.

$\#r_a := 4$  Número de remaches en los angulares

$$A_n := A_g - (\#r_a \cdot e_a \cdot D_r) = 52.52 \text{ cm}^2$$

$$A_e := A_n \cdot U = 52.52 \text{ cm}^2$$

$$P_{n2} := F_u \cdot A_e = 221.529 \text{ tonnef}$$

### Capacidad a tensión del elemento diagonal de arriostre inferior compuesto

$$P_n \Omega := \min \left( \frac{P_{n1}}{\Omega_f}, \frac{P_{n2}}{\Omega_r} \right) = 91.366 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 31.31 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D2}$$

$$\text{if}(P_u < P_n \Omega, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

## C.8 Memoria de cálculo de la capacidad para los elementos de arriostre inferior e intermedio

Elementos sujetos solo a tensión

### AL9-BL9 elemento más cargado a TENSIÓN

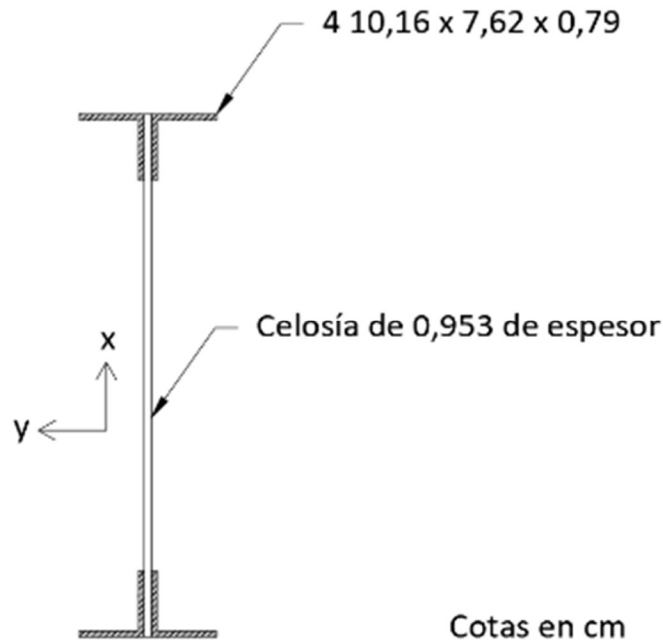


Figura C.8.1. Sección del elemento AL9-BL9.

#### Características del material

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

#### Características del elemento

Angulares

$$L1 := 10.16 \text{ cm}$$

$$L2 := 7.62 \text{ cm}$$

$$ea := 0.79 \text{ cm}$$

#### Elemento compuesto

$$A_g := 53.93 \text{ cm}^2$$

$$L := 8.00 \text{ m}$$

$$J_c := 11.19 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 100781.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} := 1291.01 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 43.22 \text{ cm}$$

$$r_y := 4.89 \text{ cm}$$

$$S_{xx} := 2234.74 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} := 121.38 \text{ cm}^3$$

$$Z_{xx} := 2328.2 \text{ cm}^3$$

$$Z_{yy} := 198.16 \text{ cm}^3$$

Por fluencia:

$$\Omega_f := 1.67 \qquad P_{n1} := A_g \cdot F_y = 132.722 \text{ tonnef}$$

Por ruptura en la sección más crítica:

$$\Omega_r := 2$$

De acuerdo con la **Tabla D3.1 del AISC 360-16** se tiene un caso 1, en donde la fuerza axial es transmitida mediante remaches

$$U := 1$$

Remaches:

$Dr := 3 \text{ cm}$  Diámetro medido en huecos de remaches faltantes, probablemente había sufrido corrosión y se asume misma condición para todos los demás.

$\#ra := 4$  Número de remaches en los angulares

$$A_n := A_g - (\#ra \cdot ea \cdot Dr) = 44.45 \text{ cm}^2$$

$$A_e := A_n \cdot U = 44.45 \text{ cm}^2$$

$$P_{n2} := F_u \cdot A_e = 187.49 \text{ tonnef}$$

### **Capacidad a tensión del elemento de arriostre inferior compuesto**

$$P_{n\Omega} := \min\left(\frac{P_{n1}}{\Omega_f}, \frac{P_{n2}}{\Omega_r}\right) = 79.474 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 51.38 \text{ tonnef} \qquad \text{Combinación D2}$$

$$\text{if}(P_u < P_{n\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$$

## C.9 Memoria de cálculo de la capacidad para los elementos de arriostre superior

Angulares diagonales donde rige **COMPRESIÓN**, elemento **AU10-BU11**

### Características del material

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

### Características del elemento

Angulares

$$L_1 := 12.70 \text{ cm}$$

$$A_g := 16.51 \text{ cm}^2$$

$$J_c := 3.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 274.91 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 4.08 \text{ cm}$$

$$L_2 := 8.89 \text{ cm}$$

$$L := 8.84 \text{ m}$$

$$I_{yy} := 113.17 \text{ cm}^4$$

$$r_y := 2.62 \text{ cm}$$

$$ea := 0.79 \text{ cm}$$

Revisión de esbeltez para elementos sujetos a compresión (**Tabla B4.1a AISC 360-16**)

Para los angulares

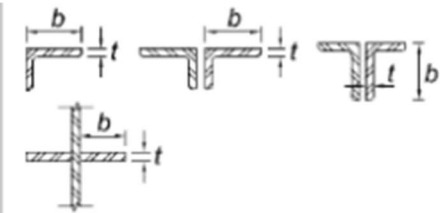
<b>3</b> Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	-------	-----------------------------	--

Figura C.9.1. Caso 3 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := ea = 0.79 \text{ cm}$$

$$b := L_1 = 12.7 \text{ cm}$$

$$\lambda_a := \frac{b}{t} = 16.076$$

$$\lambda_{ra} := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.954$$

if( $\lambda_a < \lambda_{ra}$ , "No Esbelta", "Esbelta") = "Esbelta"

Sección E5

$$p := 0.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 20.439$$

if( $\lambda_a < p$ , "No FTB", "Rev FTB") = "No FTB"

La sección cuenta con elementos esbeltos, por lo tanto, según la **Tabla E1.1 AISC 360-16** se debe revisar con la sección E3 para el estado límite de Pandeo por Flexión (**FB**). A su vez se debe hacer el ajuste en la sección por ser un elemento esbelto.

Por ser un elemento que es únicamente un angular se debe tomar en cuenta la sección E5.

### FB con los ajustes de la sección E5 y E7

Longitud sin arriostrar = Lsa

$$Lsa := 1.9 \text{ m}$$

$$K := 1 \quad Lc := Lsa \cdot K = 1.9 \text{ m}$$

$$\frac{Lc}{ry} = 72.519$$

$$\frac{Lc}{rx} = 46.569$$

$$r := \min(ry, rx) = 2.62 \text{ cm}$$

$$\frac{Lc}{r} = 72.519$$

Menor a 80  $\frac{Lsa}{ry} = 72.519$

$$Lcr := 72 + 0.75 \cdot \frac{Lsa}{ry} = 126.389$$

Sección E5

$$\text{if}(Lcr < 200, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot E}{(Lcr)^2} = 1260.052 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 135.588$$

Mayor a Lc/r por lo tanto:

$$Fcr := \left(0.658 \frac{Fy}{Fe}\right) \cdot Fy = 1086.65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda a = 16.076$$

$$\lambda a \cdot \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} = 19.495$$

$$\text{if}\left(\lambda a \cdot \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} > \lambda a, \text{"be=b"}, \text{"Calcular"}\right) = \text{"be=b"}$$

### Capacidad a compresión del elemento diagonal de arrioste superior

$$\Omega := 1.67$$

$$Pn := Ag \cdot Fcr = 17.941 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} = 10.743 \text{ tonnef}$$

$$Pu := 23.60 \text{ tonnef}$$

Combinación D2

$$\text{if}\left(Pu < \frac{Pn}{\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"No Cumple"}$$

A **TENSIÓN** el elemento más cargado es el **AU14-BU14**

Por fluencia:

$$\Omega_f := 1.67 \quad P_{n1} := A_g \cdot F_y = 40.631 \text{ tonnef}$$

Por ruptura en la sección más crítica:

$$\Omega_r := 2$$

De acuerdo con la **Tabla D3.1 del AISC 360-16** se tiene un caso 1, en donde la fuerza axial es transmitida mediante remaches

$$U := 1$$

Remaches:

$Dr := 3 \text{ cm}$  Diámetro medido en huecos de remaches faltantes, probablemente había sufrido corrosión y se asume misma condición para todos los demás.

$\#ra := 2$  Número de remaches en los angulares

$$A_n := A_g - (\#ra \cdot ea \cdot Dr) = 11.77 \text{ cm}^2$$

$$A_e := A_n \cdot U = 11.77 \text{ cm}^2$$

$$P_{n2} := F_u \cdot A_e = 49.646 \text{ tonnef}$$

### **Capacidad a tensión del elemento de arrioste inferior compuesto**

$$P_n \Omega := \min \left( \frac{P_{n1}}{\Omega_f}, \frac{P_{n2}}{\Omega_r} \right) = 24.33 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 8.94 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D2}$$

if( $P_u < P_n \Omega$ , "OK", "No Cumple") = "OK"

Angulares de arriostre superior COMPRESIÓN y TENSIÓN, elemento **AU5-BU5**

**Características del material**

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

**Características del elemento**

Angulares

$$L_1 := 12.70 \text{ cm}$$

$$A_g := 16.51 \text{ cm}^2$$

$$J_c := 3.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} := 274.91 \text{ cm}^4$$

$$r_x := 4.08 \text{ cm}$$

$$L_2 := 8.89 \text{ cm}$$

$$L := 4.88 \text{ m}$$

$$I_{yy} := 113.17 \text{ cm}^4$$

$$r_y := 2.62 \text{ cm}$$

$$ea := 0.79 \text{ cm}$$

Revisión de esbeltez para elementos sujetos a compresión (**Tabla B4.1a AISC 360-16**)

Para los angulares

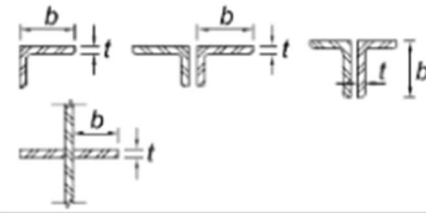
<b>3</b> Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	-------	-----------------------------	--

Figura C.9.2. Caso 3 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := ea = 0.79 \text{ cm}$$

$$b := L_1 = 12.7 \text{ cm}$$

$$\lambda_a := \frac{b}{t} = 16.076$$

$$\lambda_{ra} := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.954$$

if ( $\lambda_a < \lambda_{ra}$ , “No Esbelta”, “Esbelta”) = “Esbelta”

Sección E5

$$p := 0.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 20.439$$

if ( $\lambda_a < p$ , “No FTB”, “Rev FTB”) = “No FTB”

La sección cuenta con elementos esbeltos, por lo tanto, según la **Tabla E1.1 AISC 360-16** se debe revisar con la sección E3 para el estado límite de Pandeo por Flexión (**FB**). A su vez se debe hacer el ajuste en la sección por ser un elemento esbelto.

Por ser un elemento que es únicamente un angular se debe tomar en cuenta la sección E5.



## FB con los ajustes de la sección E5 y E7

Longitud sin arriostrar = Lsa

$$Lsa := 1.3 \text{ m}$$

$$K := 1$$

$$Lc := Lsa \cdot K = 1.3 \text{ m}$$

$$\frac{Lc}{ry} = 49.618$$

$$\frac{Lc}{rx} = 31.863$$

$$r := \min(ry, rx) = 2.62 \text{ cm}$$

$$\frac{Lc}{r} = 49.618$$

$$\frac{Lsa}{ry} = 49.618$$

$$Lcr := 72 + 0.75 \cdot \frac{Lsa}{ry} = 109.214 \quad \text{Sección E5}$$

Menor a 80

$$\text{if}(Lcr < 200, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot E}{(Lcr)^2} = 1687.542 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 135.588$$

Mayor a Lc/r por lo tanto:

$$Fcr := \left(0.658 \frac{Fy}{Fe}\right) \cdot Fy = 1336.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda a = 16.076$$

$$\lambda r a \cdot \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} = 17.577$$

$$\text{if}\left(\lambda r a \cdot \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} > \lambda a, \text{"be=b"}, \text{"Calcular"}\right) = \text{"be=b"}$$

### Capacidad a compresión del elemento de arrioste superior

$$\Omega := 1.67$$

$$Pn := Ag \cdot Fcr = 22.068 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} = 13.215 \text{ tonnef}$$

$$Pu := 18.42 \text{ tonnef}$$

**Combinación D2**

$$\text{if}\left(Pu < \frac{Pn}{\Omega}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"No Cumple"}$$

## C.10 Memoria de cálculo de la capacidad para los elementos diagonales de arriostre interno

Angulares de arriostre interno donde rige **COMPRESIÓN**, elemento **AM6-BM2**

### Características del material

$$F_y := 2461 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u := 4218 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E := 2039433 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

### Características del elemento

Angulares

$$\begin{aligned} L1 &:= 15.24 \text{ cm} & A_g &:= 23.29 \text{ cm}^2 & J_c &:= 6.95 \text{ cm}^4 & I_{xx} &:= 560.62 \text{ cm}^4 & r_x &:= 4.91 \text{ cm} \\ L2 &:= 10.16 \text{ cm} & L &:= 10.40 \text{ m} & & & I_{yy} &:= 204.14 \text{ cm}^4 & r_y &:= 2.96 \text{ cm} \\ ea &:= 0.95 \text{ cm} & & & & & & & & \end{aligned}$$

Revisión de esbeltez para elementos sujetos a compresión (**Tabla B4.1a AISC 360-16**)

Para los angulares

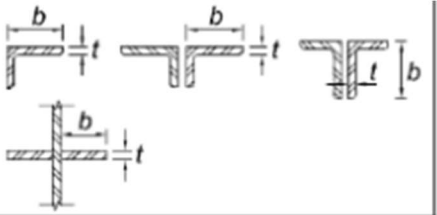
<p><b>3</b> Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements</p>	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
--	-------	-----------------------------	--

Figura C.10.1. Caso 3 de la Tabla B4.1a  
Fuente: AISC 360-16

$$t := ea = 0.95 \text{ cm}$$

$$b := L1 = 15.24 \text{ cm}$$

$$\lambda a := \frac{b}{t} = 16.042$$

$$\lambda r a := 0.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.954$$

if( $\lambda a < \lambda r a$ , "No Esbelta", "Esbelta") = "Esbelta"

Sección E5

$$p := 0.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 20.439$$

if( $\lambda a < p$ , "No FTB", "Rev FTB") = "No FTB"

La sección cuenta con elementos esbeltos, por lo tanto, según la **Tabla E1.1 AISC 360-16** se debe revisar con la sección E3 para el estado límite de Pandeo por Flexión (**FB**). A su vez se debe hacer el ajuste en la sección por ser un elemento esbelto.

Por ser un elemento que es únicamente un angular se debe tomar en cuenta la sección E5.

### FB con los ajustes de la sección E5 y E7

Longitud sin arriostrar = Lsa

$$Lsa := \frac{L}{2} = 5.2 \text{ m}$$

$$K := 1 \quad Lc := Lsa \cdot K = 5.2 \text{ m} \quad \frac{Lc}{ry} = 175.676 \quad \frac{Lc}{rx} = 105.906$$

$$r := \min(ry, rx) = 2.96 \text{ cm} \quad \frac{Lc}{r} = 175.676$$

$$\frac{Lsa}{ry} = 175.676 \quad Lcr := 32 + 1.25 \cdot \frac{Lsa}{ry} = 251.595 \quad \text{Sección E5}$$

Mayor a 80

if(Lcr < 200, "Ok", "No cumple") = "No cumple"

$$Fe := \frac{\pi^2 \cdot E}{(Lcr)^2} = 317.985 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 135.588 \quad \text{Menor a } Lc/r \text{ por lo tanto:}$$

$$Fcr := 0.877 Fe = 278.873 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

### Capacidad a compresión del elemento diagonal de arriostre interior

$$\Omega := 1.67$$

$$Pn := Ag \cdot Fcr = 6.495 \text{ tonnef}$$

$$\frac{Pn}{\Omega} = 3.889 \text{ tonnef}$$

$$Pu := 9.93 \text{ tonnef} \quad \text{Combinación D2}$$

if(Pu < Pn/Omega, "OK", "No Cumple") = "No Cumple"

## Apéndice D. Modelo estructural

El modelo estructural del puente ferroviario se realizó con el software estructural de la empresa CSI, SAP 2000 v15.1.0, mediante acceso remoto a la licencia y computadoras del laboratorio de cómputo de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica. También se requirió la utilización de la licencia estudiantil de AutoCad 2019 de la empresa Autodesk para el dibujo de cada uno de los elementos que componen el puente.

### D.1 Definición de materiales

Según los resultados de la investigación bibliográfica, se utilizan las características definidas en el Cuadro 8 para la definición del material nombrado en el modelo como "Medium Steel" el cual se les asigna a todos los elementos de acero del puente. En la Figura D-1 se muestra la manera en que se definió el material en el programa de análisis estructural.

Material Property Data	
<b>General Data</b>	
Material Name and Display Color	Medium Steel
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
<b>Weight and Mass</b>	
Weight per Unit Volume	76.9729
Mass per Unit Volume	7.849
<b>Units</b>	
	KN, m, C
<b>Isotropic Property Data</b>	
Modulus of Elasticity, E	1.999E+08
Poisson's Ratio, U	0,3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	76903069
<b>Other Properties for Steel Materials</b>	
Minimum Yield Stress, Fy	241316,53
Minimum Tensile Stress, Fu	413685,5
Effective Yield Stress, Fye	241316,53
Effective Tensile Stress, Fue	413685,5
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Figura D-1. Definición de las características del acero para el modelo estructural.

## D.2 Definición de secciones

Las secciones de todos los elementos del puente se definen por medio de la herramienta "section designer" de acuerdo con la sección 4.4 y los planos estructurales del Apéndice F. Se definieron 50 tipos de secciones debido a la variedad de estas en cuanto a espesores y dimensiones de los angulares y placas. A continuación, en Figura D-2 se muestra un ejemplo de una sección de la cuerda superior y sus propiedades en la Figura D-3.

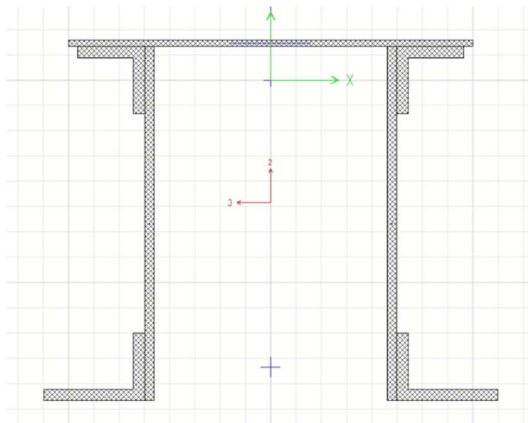


Figura D-2. Sección de la cuerda superior definida mediante la herramienta "section designer".

Property Data			
Section Name		U9-U14	
Properties			
Cross-section (axial) area	35796,3	Section modulus about 3 axis	5372202,
Torsional constant	0,	Section modulus about 2 axis	4433940,
Moment of Inertia about 3 axis	1,601E+09	Plastic modulus about 3 axis	6972464,
Moment of Inertia about 2 axis	1,518E+09	Plastic modulus about 2 axis	7111021,
Shear area in 2 direction	17211,727	Radius of Gyration about 3 axis	211,4595
Shear area in 3 direction	5064,0658	Radius of Gyration about 2 axis	205,9385
OK			

Figura D-3. Propiedades en mm de la sección de ejemplo.

## D.3 Modelado de la estructura del puente

Al tratarse de una estructura con una configuración geométrica extraordinaria, fue necesario dibujar todos sus elementos, de manera 3D, con el software de dibujo AutoCad. El dibujo se realizó de acuerdo con los planos previamente realizados, con la información bibliográfica y

la tomada de la nube de puntos del escaneo 3D. Una vez importado el dibujo se les asignaron las características a los vínculos de unión y los apoyos.

### D.3.1 Modelado de los elementos

#### D.3.1.1 Dibujo 3D de la estructura del puente

Primeramente, se realizó el dibujo 3D asignándole una capa diferente por tipo de elemento de la estructura. En Figura D-4 se puede observar el resultado final del dibujo en 3D y en la Figura D-5 se observa la estructura con las capas asignadas por tipo de elemento.

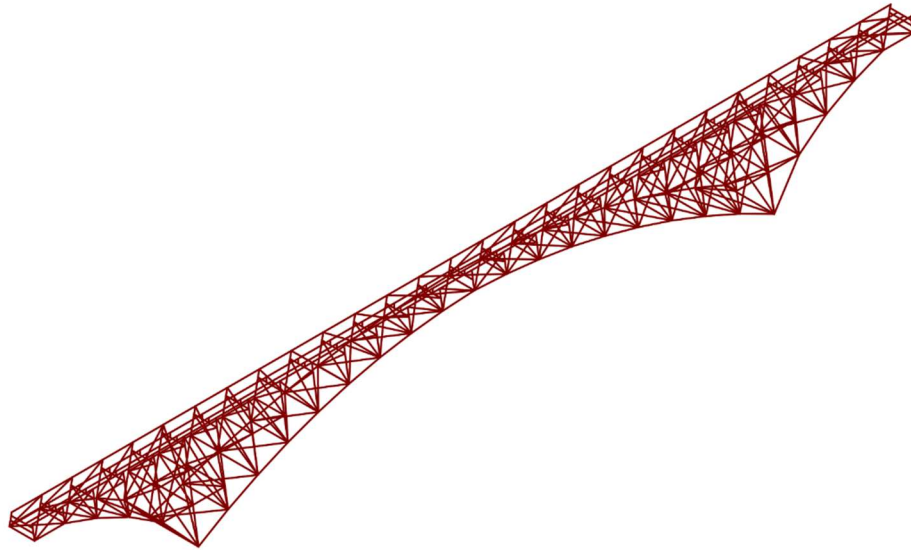


Figura D-4. Dibujo 3D de la estructura en el software AutoCad.

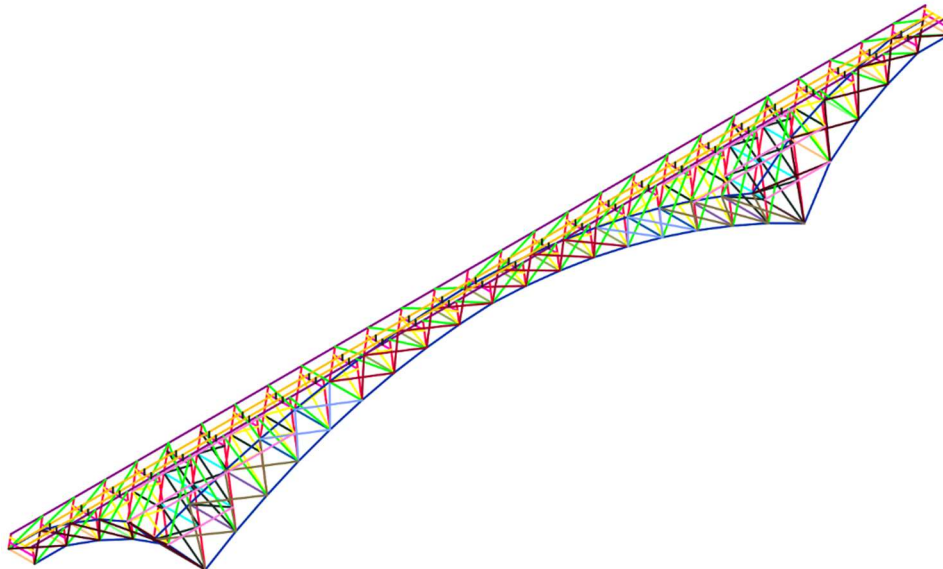


Figura D-5. Dibujo de la estructura 3D con los colores asignados a las capas por tipo de elemento.

### D.3.1.2 Importación por capas a SAP 2000

Una vez finalizado el dibujo se procede a importar el archivo “.dxf” al software de análisis estructural. Esto se realiza por capas y al mismo tiempo que se importa cada elemento, se asigna como elemento tipo barra y se le asigna una de las secciones previamente definidas. El resultado final de este proceso se observa en la Figura D-6 donde también se pueden observar de manera extruida las secciones de los elementos y el color que corresponde al material de la estructura.

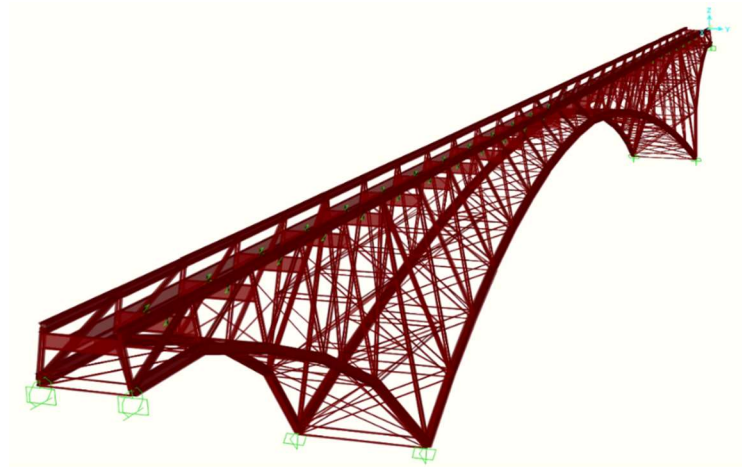


Figura D-6. Modelo geométrico de la estructura con secciones y materiales asignados.

## D.3.2 Modelado de los nodos, vínculos de unión y apoyos

### D.3.2.1 Nodos

Al tratarse de un puente de cerchas de acero en el que, conceptualmente, sus elementos están diseñados para soportar cargas axiales, es muy importante la definición de los nodos de unión. De acuerdo con las características que se presentan en la sección 4.4, se les asigna, a todos los elementos de las cerchas y componentes transversales, “releases” como los que se muestran en la Figura D-7. Con esto se logra modelar los nodos de manera que no transmitan momento ni torsión a los demás elementos de la estructura, esto se ejemplifica también en la interfaz del programa como se muestra en la Figura D-8. En cuanto a los elementos del sistema de piso, los largueros son vigas continuas y las vigas de piso están simplemente apoyadas, por lo que no hace falta liberar esos nodos de ninguna fuerza.



Figura D-7. Modelado de las uniones de los elementos de las cerchas y los componentes transversales.

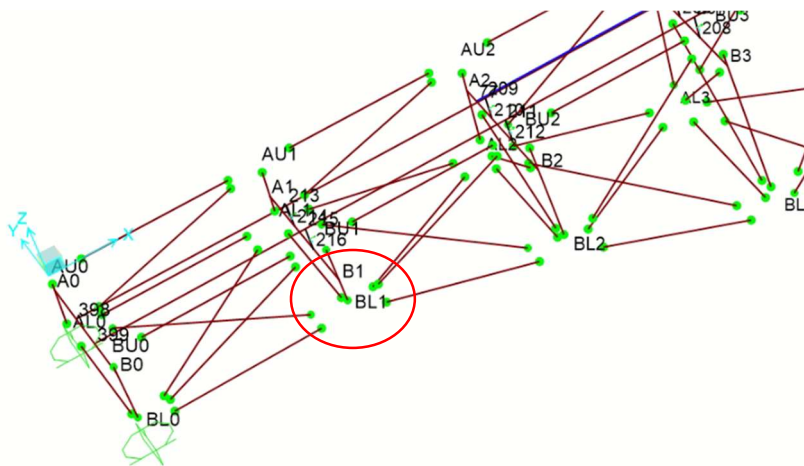


Figura D-8. Interfaz del programa donde se observan los "releases" asignados.

Se asegura la estabilidad de la estructura al no asignarle ningún "release" de momento a uno de los elementos que llegan a los nodos. En este caso esto se hace en todos los elementos transversales.

### D.3.2.2 Apoyos de la estructura

Como se muestra en la sección 4.5.1 la estructura se soporta en los bastiones sobre apoyos expansivos y en las pilas sobre apoyos fijos. Por consiguiente, se modelan los apoyos de esta manera los expansivos como se muestra en la Figura D-9 y los fijos como se indica en Figura D-10 con esto se puede observar la interfaz de los apoyos en la Figura D-6.



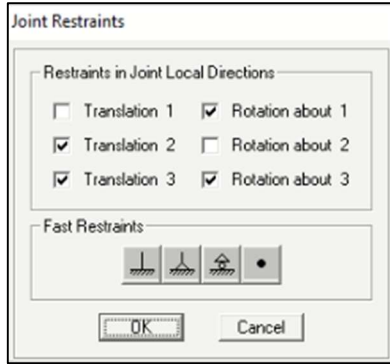


Figura D-9. Asignación de restricciones de movimiento para el apoyo expansivo.

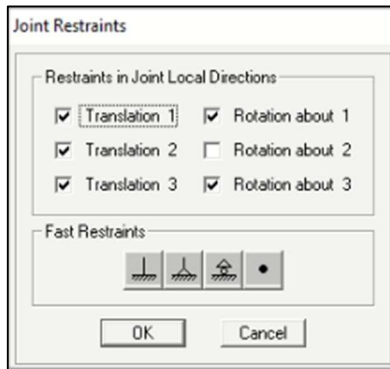


Figura D-10. Asignación de restricciones de movimiento para el apoyo fijo.

## D.4 Modelado de las cargas estructurales

### D.4.1 Cargas permanentes

Al haber definido las secciones y las características de los materiales en el programa, el peso propio de la estructura de acero es tomada en cuenta dentro del patrón de carga "DEAD" como se muestra en la Figura D-11, donde se le asigna el valor de 1 al multiplicador del peso propio.

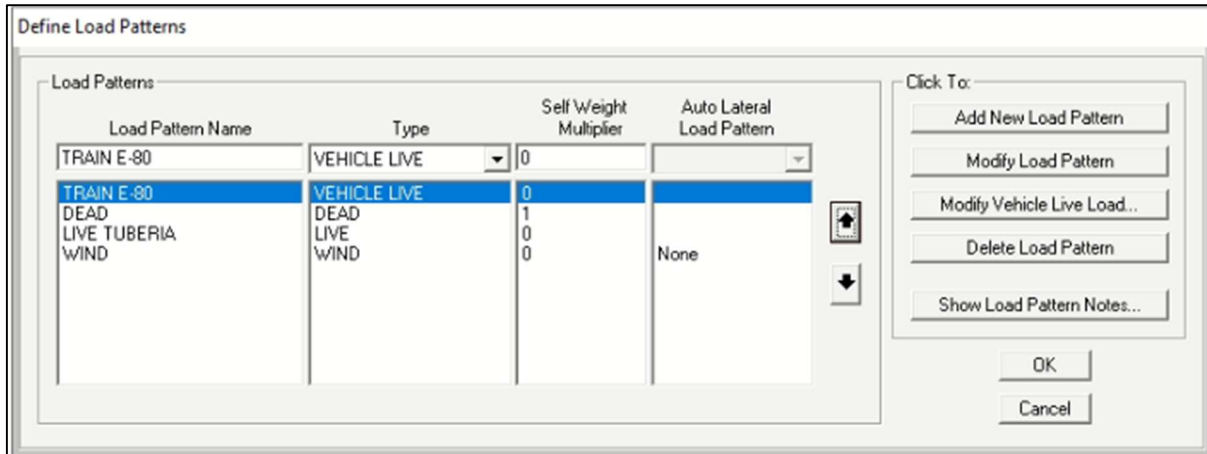


Figura D-11. Definición de los patrones de carga.

Dentro de este peso propio, anteriormente definido, no se encuentra incluido el peso del arrioste interno de los elementos del arriostamiento lateral ni de los elementos de las cerchas. Se considera que el arrioste interno mediante placas en zigzag en los elementos del arriostamiento lateral y elementos de las cerchas, aporta una carga despreciable en términos de la carga permanente total. Sin embargo, la carga del arrioste interno de la cuerda inferior y superior (sección 5.1.4) mediante angulares se toma en cuenta y se asigna a cada elemento como es mostrado en la Figura D-12 y la Figura D-13.

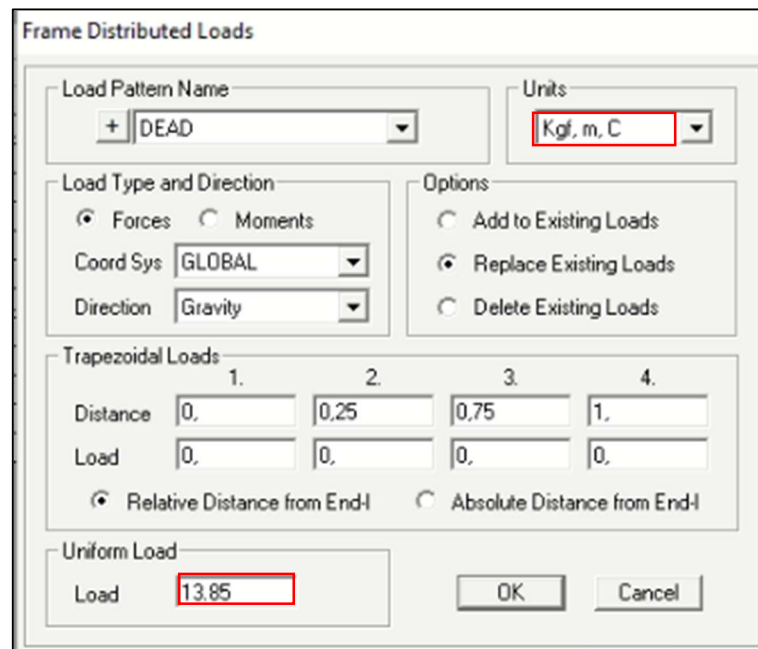


Figura D-12. Asignación de carga uniforme, permanente, de la cuerda superior.

Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: + DEAD

Units: Kgf, m, C

Load Type and Direction:
 

- Forces  Moments
- Coord Sys: GLOBAL
- Direction: Gravity

Options:
 

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:
 

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0,25	0,75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

  
 Relative Distance from End-I  Absolute Distance from End-I

Uniform Load:
   
Load: 27.705

OK Cancel

Figura D-13. Asignación de carga uniforme, permanente, a la cuerda inferior.

La asignación de cargas permanente se realiza acorde a la sección 5.1 tras sumar todas las cargas, consideradas como permanentes, que recaen sobre los largueros del sistema de piso. Se totaliza y se obtiene un valor, que se asigna a cada larguero como se observa en la Figura D-14, de 391 kg/m. Esta carga junto con las del arriostre interno de las cuerdas se observa en la Figura D-15.

Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: + DEAD

Units: Kgf, m, C

Load Type and Direction:
 

- Forces  Moments
- Coord Sys: GLOBAL
- Direction: Gravity

Options:
 

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:
 

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0	0	0
Load	0.	0.	0.	0.

  
 Relative Distance from End-I  Absolute Distance from End-I

Uniform Load:
   
Load: 391

OK Cancel

Figura D-14. Asignación de carga permanente a los largueros.

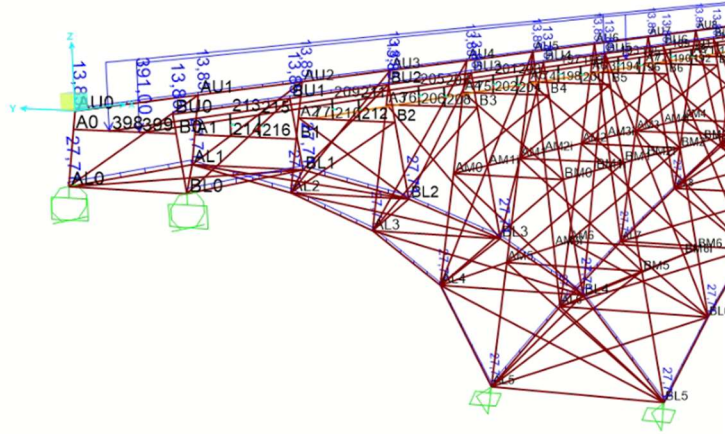


Figura D-15. Ubicación de la asignación de cargas permanentes a la estructura del puente.

#### D.4.2 Carga temporal móvil

Inicialmente se define el patrón de carga como se observa en la Figura D-16 en el caso de la carga ferroviaria se define como carga viva vehicular. Posterior a esto, por el tipo de carga, es necesario definir el recorrido de las cargas. Para esto se establece un "Path" por larguero como se observa en la estructura de color amarillo en la Figura D-17.

Frame	Centerline Offset
Larguero 1	0
Larguero 1	0

Figura D-16. Definición del recorrido de la carga móvil.



Figura D-17. Visualización del recorrido de las cargas móviles.

Con lo anterior definido, se procede a definir el vehículo de acuerdo con las especificaciones de la carga Cooper E-80, esto establecen una serie de cargas con el distanciamiento y magnitud previamente precisadas. Esta parte del procedimiento se muestra en la Figura D-18.

Vehicle Data

Vehicle name: Cooper E80      Units: Kgf, m, C

Load Elevation:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Leading Load	Infinite		0,	9071,848
Leading Load	Infinite		0,	9071,848
Fixed Length	2,4384		0,	18143,69
Fixed Length	1,524		0,	18143,69
Fixed Length	1,524		0,	18143,69
Fixed Length	1,524		0,	18143,69
Fixed Length	2,7432		0,	11793,40
Fixed Length	1,524		0,	11793,40

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

Figura D-18. Definición del vehículo de carga.

Se define la clase del vehículo que luego se utilizó para realizar el caso de carga en el que se asignan los recorridos de la carga, el tipo y el factor de escala. Este caso de carga se configuró como se muestra en la Figura D-19.

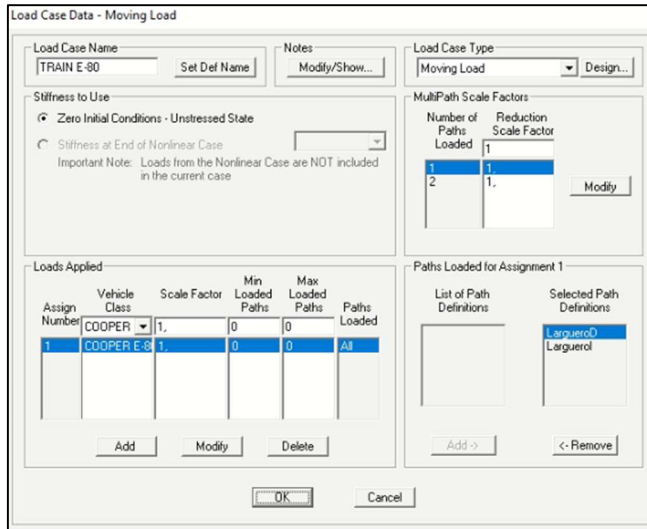


Figura D-19. Caso de carga para la carga móvil ferroviaria.

Posteriormente es necesario modificar el patrón de carga de la carga viva de la manera en que se muestra en la Figura D-20.

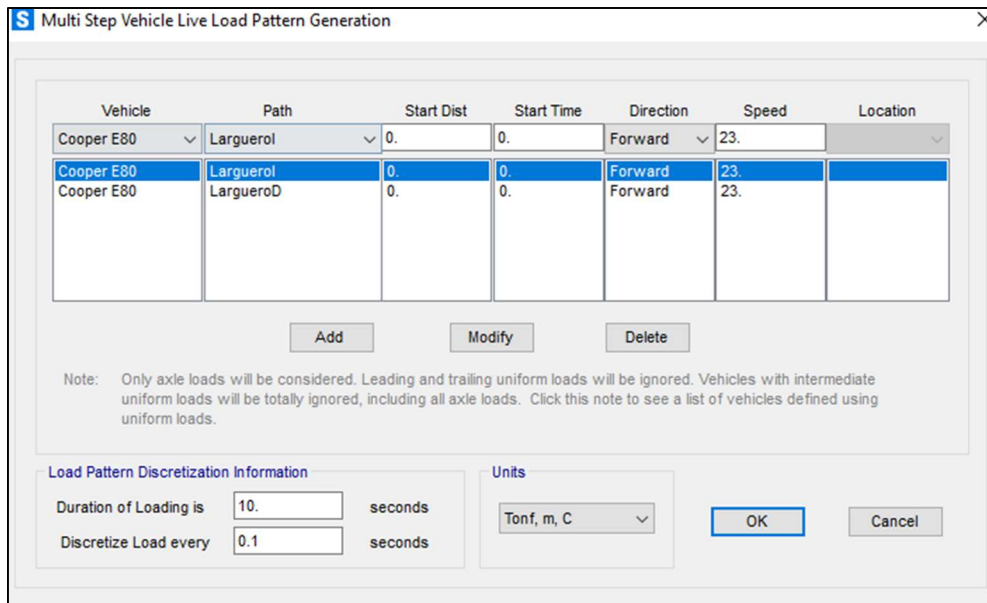


Figura D-20. Configuración del patrón de carga de la carga viva vehicular.

#### D.4.3 Carga temporal estática

La carga de la tubería de gasolina se clasifica como una carga temporal estática y de esta manera se define su patrón de carga como se observa en la Figura D-11. Con el patrón de carga se define el caso de carga y con esto se puede asignar a la estructura. Para asignarlo a la estructura es necesario realizar un elemento de carga sin características estructurales al cual se le asigna la carga de la tubería y la gasolina. La asignación de carga se observa en la

Figura D-21 y su ubicación en la Figura D-22.

Frame Distributed Loads

Load Pattern Name: + LIVE TUBERIA

Units: Kgf, m, C

Load Type and Direction:  
 Forces  Moments  
Coord Sys: GLOBAL  
Direction: Gravity

Options:  
 Add to Existing Loads  
 Replace Existing Loads  
 Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0.	0.	0.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I  Absolute Distance from End-I

Uniform Load:  
Load: 35,59

OK Cancel

Figura D-21. Asignación de carga viva de la tubería de gasolina.

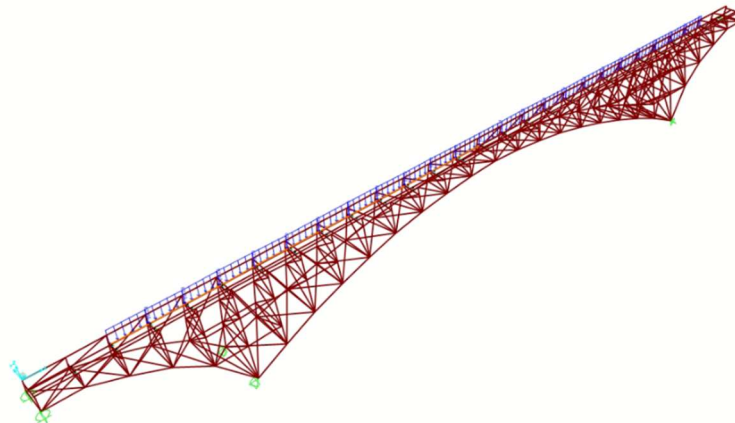


Figura D-22. Ubicación de la carga viva de la tubería de gasolina.

#### D.4.4 Carga de viento

De manera similar a los casos de la carga permanente se seleccionan los elementos sobre los que recae la carga de viento y se les asigna una carga lateral de acuerdo con el Cuadro 17. En la Figura D-23 se observa cómo se asignó la carga de viento de la cuerda inferior de las cerchas. De la misma manera se asigna la carga para los demás elementos. En la Figura D-24 se observa la carga de viento aplicada al modelo.

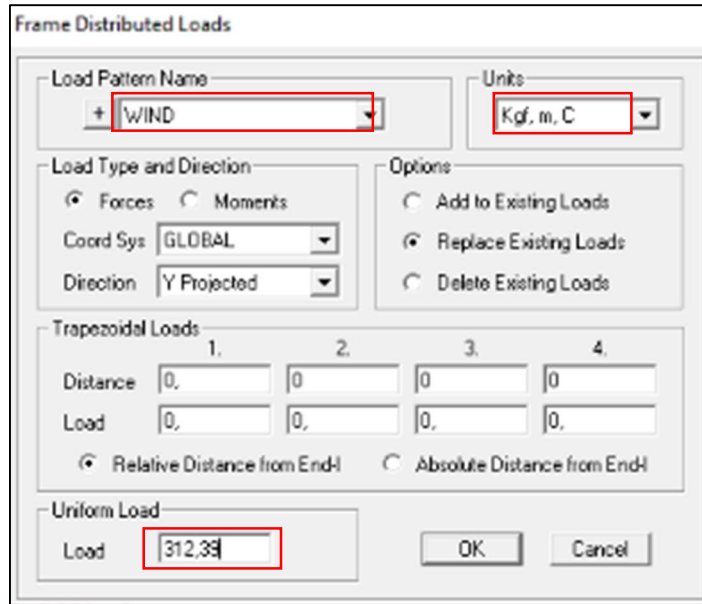


Figura D-23. Asignación de la carga de viento para los elementos de la cuerda inferior.

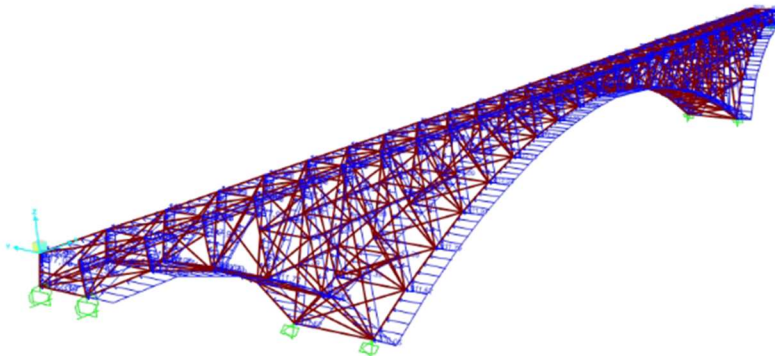


Figura D-24. Carga de viento sobre los elementos de las cerchas en el modelo.

#### D.4.5 Combinaciones de carga

Se realizaron las tres combinaciones de carga recomendadas por AREMA y descritas en la sección 2.6. A continuación, en la Figura D-25 se observa a modo de ejemplos como se realiza la combinación en el software estructural, esta combinación incluye el factor de 1,33 a la carga viva y a la carga de impacto.



**S** Load Combination Data X

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type  ▾

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
DEAD	Linear Static		1.
DEAD	Linear Static		1.
TUBERIA GAS	Linear Static		1.
TREN E-80	Moving Load		1.56

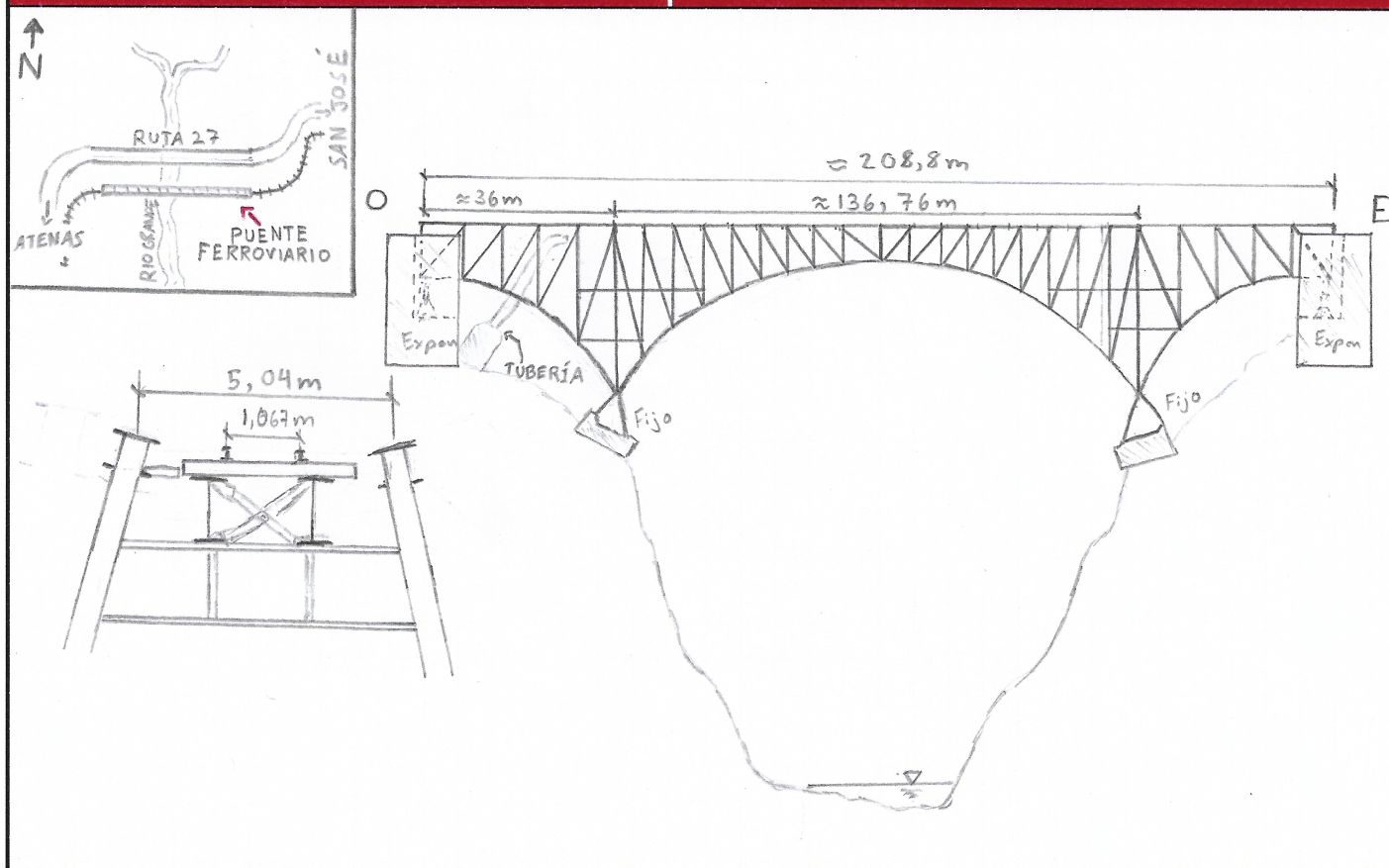
Figura D-25. Combinación de carga D3 en Sap2000.

Apéndice E. Formularios de campo de acuerdo con manual de inspección de puentes ferroviarios de AREMA (2008)

Hojas de inspección  
 Trabajo Final de Graduación  
 Puente ferroviario sobre Río Grande de Atenas  
 Sector Pacífico, San José - Puntarenas  
 Basado en AREMA Bridge Inspection Handbook  
 Inspector: Roy Salame Mora

Fecha: 10 / 08 / 2020  
 Clima: Soleado  
 Distrito: Concepción  
 Latitud Norte: 9° 57' 46.4"  
 Longitud Este: 84° 20' 57.12"  
 km: 36,7

## 1. Croquis del Puente



## 2. Condiciones de sitio

2.1 Servicios públicos		2.2 Entorno adyacente		2.3 Vegetación		2.4 Erosión	
Subterráneos		Invasión al derecho de vía		Bajo el puente		Drenajes	
Adyacentes	No	Sí, debe ser 7,62m c/l		Sí, árboles y pasto		Degradación	Sí
Adheridos	Sí, petróleo	Cambios en la vía		Accesos		Acumulación	Sí
Daños	No	Taludes	No	No		Socavación	No
Identificados	No se identificaron	Alineamiento	No	Apoyos		Taludes de vía	Sí
Aéreos		Drenajes		Sí		Fundaciones expuestas	
Postes	No	Desvío	Sí	Escombros y troncos		Apoyos	No
Daños	-	Taludes	Sí	Sí		Bastiones	No
2.5 Alineamiento		2.6 Vandalismo		Observaciones: Invasión al derecho de vía en los primeros 100m desde la estación. Falta de mantenimiento del sitio. Accesos con problemas en las taludes, durmientes y bastiones.			
Puente		Grafitis	Sí				
Vertical	Adecuada	Señalización	Sí				
Horizontal	Adecuada	Daños	Sí				
Vía		Incendios	Sí				
Vertical	Adecuada	Basura	Sí				
Horizontal	Adecuada	Robos	Sí				

Hojas de inspección  
 Trabajo Final de Graduación  
 Puente ferroviario sobre Rio Grande de Atenas  
 Sector Pacífico, San José - Puntarenas  
 Basado en AREMA Bridge Inspection Handbook  
 Inspector: Roy Solano Mora

Fecha: 10 / 08 / 2020  
 Clima: Soleado  
 Distrito: Concepción  
 Latitud Norte: 9° 57' 46.9"  
 Longitud Este: 84° 20' 57.12"  
 km: 36,7

3. Tablero							
3.1 Alineamiento de la vía		3.2 Superficie		3.3 Guardarrieles		3.4 Ancho de vía	
Desvíos	No	Desniveles	No	Presencia	Si	Vía estrecha	
Centrada con el eje	Si	Alineamiento transversal	Adecuado	Fijación segura	No		Si
Vías de aproximación	Alineamiento adecuado	Nivel de aproximaciones	Adecuado	Tamaño y espaciado adecuado	No hay espaciadores	Vía abierta	No
Defectos	Leves	Defectos	No	Punta diamante	Si		
3.5 Rieles		3.6 Durmientes		3.7 Acera para peatones		Observaciones:	
Desgaste inusual	Si	Cortante horizontal	No	Daños estructurales	Si	Fijaciones en muy mal estado. Durmientes de madera en los extremos y de acero (I) en el tramo central. El tablero sufrió mucho vandalismo.	
Eclisas	Peñadas	Quebraduras	Si	Grietas	Si		
Uniones con eclisas	Faltan	Desplazados o desalineados	Si	Irregularidades en la superficie	Si		
Fijación del riel	Tornillos sellados	Quemados	Si	Escombros	Si		
Agrietamiento	No	Rajaduras	Si	3.8 Baranda de seguridad			
Fractura de la base	Si	Presencia de espaciador	No	Presencia	No		
Rajadura del hongo	Si	SopORTE bajo rieles	No				
4. Subestructura							
4.1 Apoyos				4.2 Bastiones y aletones		4.3 Pilas	
Expansivos (Extremos)		Fijos (Intermedios)		Grietas	No	Grietas	No
Corrosión	Si	Corrosión	Si	Descascaramiento	Si	Descascaramiento	Si
Escombros	Si	Escombros	Si	Asentamiento	No visible	Asentamiento	No visible
Restricción de movimiento	No visible	Restricción a la rotación	No visible	Eflorescencia	Si pocas	Eflorescencia	Si pocas
Restricción a la rotación	No visible	Base uniforme	Si	Rotación	No	Rotación	No
Deformación	No	Deformación	No visible	Desplazamiento	No	Desplazamiento	No
Inclinación	Si	Inclinación	De diseño	Falla de talud	No	Falla de talud	No
Desplazamiento	No	Desplazamiento	No	Erosión	Si	Erosión	Si
Pernos completos y sin pérdida de sección	No, faltan en todos	Pernos completos y sin pérdida de sección	Si	Acero de refuerzo expuesto	No	Acero de refuerzo expuesto	No
Pernos de unión	Adecuados	Pernos de unión	Adecuados	Acumulación de agua	Si	Acumulación de agua	Si
Observaciones:							
Se desconocen dimensiones de diseño de los bastiones y las pilas. En las pilas se encuentra mucha vegetación y es de difícil acceso. Los apoyos expansivos se encuentran en muy mal estado, con respecto a fijación y presencia de escombros, basura y vegetación.							

Hojas de inspección  
 Trabajo Final de Graduación  
 Puente ferroviario sobre Rio Grande de Atenas  
 Sector Pacífico, San José - Puntarenas  
 Basado en AREMA Bridge Inspection Handbook  
 Inspector: Roy Salas Moya

Fecha: 19 / 11 / 2020  
 Clima: Soleado  
 Distrito: Concepción  
 Latitud Norte: 9° 57' 46.9"  
 Longitud Este: 84° 20' 57.12"  
 km: 36,7

5. Superestructura							
5.1 Sistema de piso							
5.1.1 Largueros				5.1.2 Vigas de piso			
Alas superiores		Alas inferiores		Alas superiores		Alas inferiores	
Pérdida de sección	Poca	Pérdida de sección	Poca	Pérdida de sección	Poca	Pérdida de sección	Poca
Pérdida de remaches	Pocos	Pérdida de remaches	Pocos	Pérdida de remaches	Pocos	Pérdida de remaches	Pocos
Grietas	No	Grietas	No	Grietas	No	Grietas	No
Alma		Arriostre lateral		Alma		Atiesadores	
Pérdida de sección	Poca	Pérdida de sección	Poca	Pérdida de sección	Poca	Pérdida de sección	Poca
Pandeo	No	Daño en remaches	Si	Pandeo	No	Daño en remaches	Si
Grietas de cortante	No	Pérdida de remaches	Pocos	Grietas de cortante	No	Pérdida de remaches	Pocos
5.1.3 Conexiones				Observaciones: Corrosión generalizada, no se encuentran defectos graves, ni se observan daños por fatiga.			
Vigas de piso a cerchas		Largueros sobre vigas					
Daño en remaches	Si	Pérdida de sección	Si				
Pérdida de remaches	Pocos	Deformaciones en el soporte	Si				
Espaciamiento de remaches	Adecuado	Falta de atiesadores	No				
5.2 Elementos de las cerchas							
5.2.1 Cuerda superior		5.2.2 Cuerda inferior		5.2.3 Elementos verticales		5.2.4 Elementos diagonales	
Pérdida de sección	Poca	Pérdida de sección	Poca	Pérdida de sección	Poca	Pérdida de sección	Poca
Arriostamiento interno	Buen estado	Arriostamiento interno	Buen estado	Arriostamiento interno	Mal estado	Arriostamiento interno	Mal estado
Pérdida o desgaste en remaches	Si, pocos faltantes	Pérdida o desgaste en remaches	Si, pocos faltantes	Pérdida o desgaste en remaches	Si	Pérdida o desgaste en remaches	Si
Daño por vandalismo o accidente	Si	Daño por vandalismo	Si	Daño por vandalismo	Si	Daño por vandalismo	Si
Grietas	No	Grietas	No	Grietas	No	Grietas	No
Pandeo	No	Pandeo	No	Pandeo	No	Pandeo	No
Corrosión	Si	Corrosión	Si	Corrosión	Si	Corrosión	Si
5.2.5 Nodos		Observaciones: - La pérdida de sección es relativamente poca, se le debe prestar atención. - Pocos remaches faltantes, laminación y mal estado en puntos de acumulación de agua. - Falta de pintura en todos los elementos.					
Corrosión	Si						
Laminación	Si						
Grietas	No						
Pérdida de sección	Si						
Pérdida de remaches	Si						
Daños estructurales	No considerables						

Hojas de inspección  
 Trabajo Final de Graduación  
 Puente ferroviario sobre Rio Grande de Atenas  
 Sector Pacífico, San José - Puntarenas  
 Basado en AREMA Bridge Inspection Handbook  
 Inspector: Ray Solano Mosa

Fecha: 23 / 11 / 2020  
 Clima: Soleado  
 Distrito: Concepción  
 Latitud Norte: 9° 57' 46,4"  
 Longitud Este: 84° 20' 57,12"  
 km: 36,7







5.3 Arriostramiento lateral						Observaciones: Elementos con corrosión. - Arriostramiento interno con problemas en conexiones - Falta pintura.
5.3.1 Superior		5.3.2 Inferior		3.3.3 Interior		
Corrosión	Si	Corrosión	Si	Corrosión	Si	
Grietas	No	Grietas	No	Grietas	No	
Pandeo	No	Pandeo	No	Pandeo	No	
Pérdida de sección	Si	Pérdida de sección	Si	Pérdida de sección	Si	
Daños debido a vandalismo o accidente	Si	Arriostramiento interno	Pérdida de sección y remaches	Arriostramiento interno	Bien	
Pérdida de remaches o daños en conexión	Pocos	Pérdida de remaches o daños en conexión	Si	Pérdida de remaches o daños en conexión	Si, pocos	

## 6. Fotografías

No.1		Ubicación:	Tablero	No. 2		Ubicación:	Tablero
							
Nota:	Falta de fijadores	Fecha:	7/08/2020	Nota:	Estado de durmientes	Fecha:	7/08/2020
No. 3		Ubicación:	Acera	No. 4		Ubicación:	Tramos 0-1
							
Nota:	Exposición del acero	Fecha:	7/08/2020	Nota:	Corrosión en larguero	Fecha:	7/08/2020
No. 5		Ubicación:	Sección 0	No. 6		Ubicación:	Poste, sección 0
							
Nota:	Corrosión viga de piso	Fecha:	7/08/2020	Nota:	Perdida de elementos	Fecha:	7/08/2020

6. Fotografías					
No. 7	Ubicación:	Cercha costado Norte	No. 8	Ubicación:	Cercha costado Sur
					
Nota:	Corrosión generalizada	Fecha:	7/08/2020	Nota:	Fecha:
No. 9	Ubicación:	Cuerda inferior tramo 2-3	No. 10	Ubicación:	Cuerda inferior tramo 1-2
					
Nota:	Corrosión y falta de pintura	Fecha:	7/08/2020	Nota:	Deformación por vandalismo
Fecha:	7/08/2020	Fecha:	7/08/2020	Fecha:	7/08/2020
No. 11	Ubicación:	Cuerda superior tramo 1-0	No. 12	Ubicación:	Puntal interno sección 0
					
Nota:	Corrosión interna	Fecha:	7/08/2020	Nota:	Fractura y perdida de L
Fecha:	7/08/2020	Fecha:	7/08/2020	Fecha:	7/08/2020



6. Fotografías					
No. 13	Ubicación:	Nodo sección 4 (Norte)	No. 14	Ubicación:	Nodo sección 4 (Sur)
					
Nota:	Corrosión interna	Fecha:	9/09/2020	Nota:	Falta de pintura
Fecha:				Fecha:	9/09/2020
No. 15	Ubicación:	Poste sección 4	No. 16	Ubicación:	Apoyo expansivo 1 (Oeste)
					
Nota:	Laminación en arriostramiento interno	Fecha:	9/09/2020	Nota:	Pérdida de fijación de pernos y escombros
Fecha:				Fecha:	9/09/2020
No. 17	Ubicación:	Apoyo expansivo 1 (Este)	No. 18	Ubicación:	Apoyo expansivo 2 (Oeste)
					
Nota:	Inclinación leve y perno	Fecha:	9/09/2020	Nota:	Pérdida de pernos
Fecha:				Fecha:	9/09/2020

## 6. Fotografías

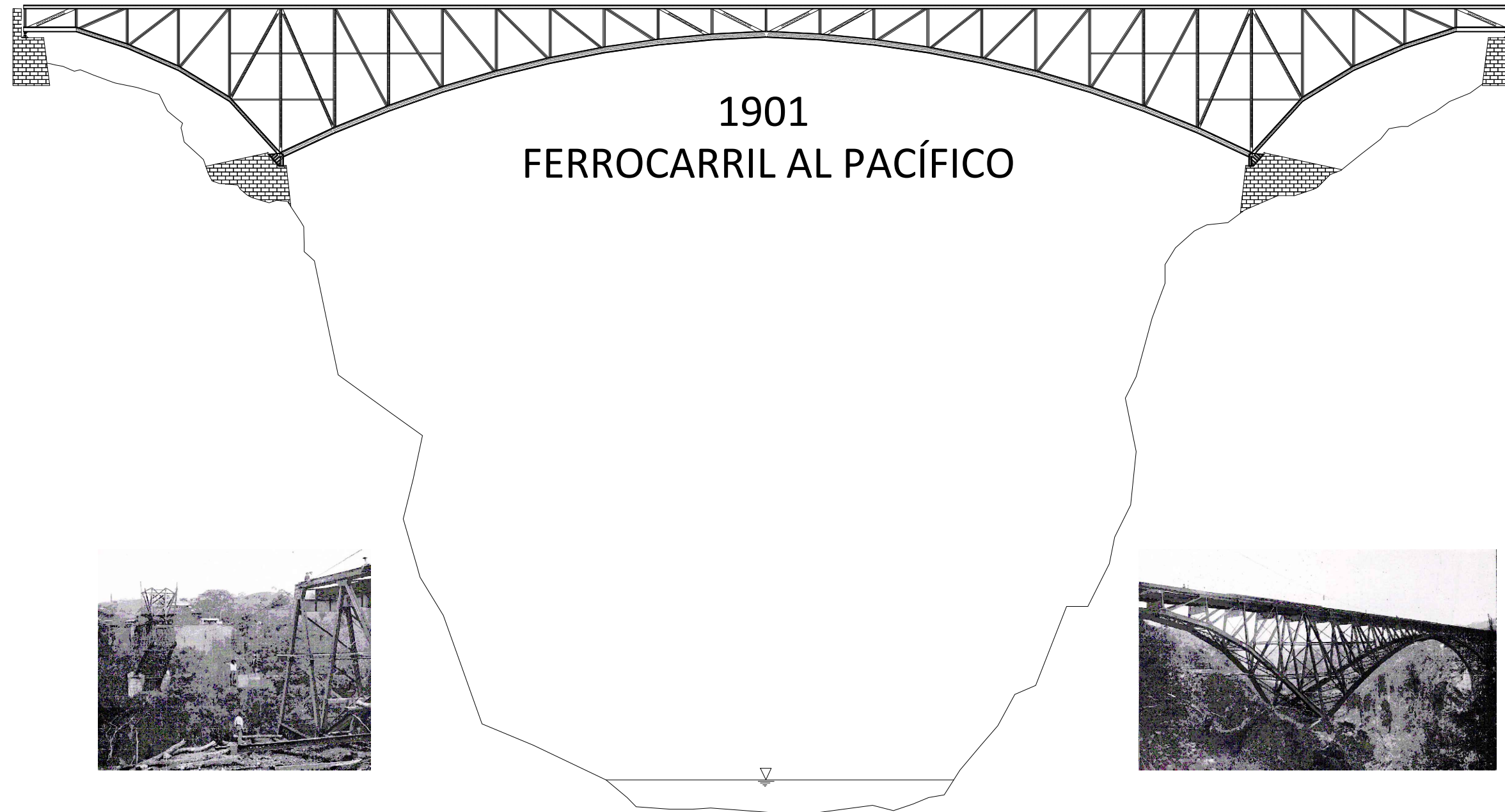
No. 19	Ubicación:	Acceso Oeste	No. 20	Ubicación:	Acceso Este
					
Nota:	Control de taludes	Fecha:	9/09/2020	Nota:	Acceso inadecuado
No. 21	Ubicación:	Bastión Oeste	No. 22	Ubicación:	Bastión Este
					
Nota:	Vandalismo y eflorescencias	Fecha:	9/09/2020	Nota:	Erosión y acumulación de material
No. 23	Ubicación:	Apoyo fijo (Oeste)	No. 24	Ubicación:	Apoyo fijo 2 (Oeste)
					
Nota:	Vegetación y maleza	Fecha:	25/11/2020	Nota:	Corrosión y vegetación
					Fecha:
					25/11/2020

Apéndice F. Planos del levantamiento estructural del puente ferroviario

Construcción: Milliken Brothers, Nueva York, Estados Unidos  
 Diseño: Milliken Brothers  
 Carga de diseño: Especificación Cooper  
 Ubicación: Río Grande, Atenas, Alajuela

Material superestructura: Acero  
 Material subestructura: Mampostería de concreto  
 Longitud: 208 metros  
 Altura: 105 metros

## PUENTE FERROVIARIO SOBRE RÍO GRANDE DE ATENAS



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE  
 FERROVIARIO SOBRE RÍO GRANDE DE ATENAS

Roy Solano Mora  
 Carné: B46753

AÑO DE DISEÑO: Sin fecha

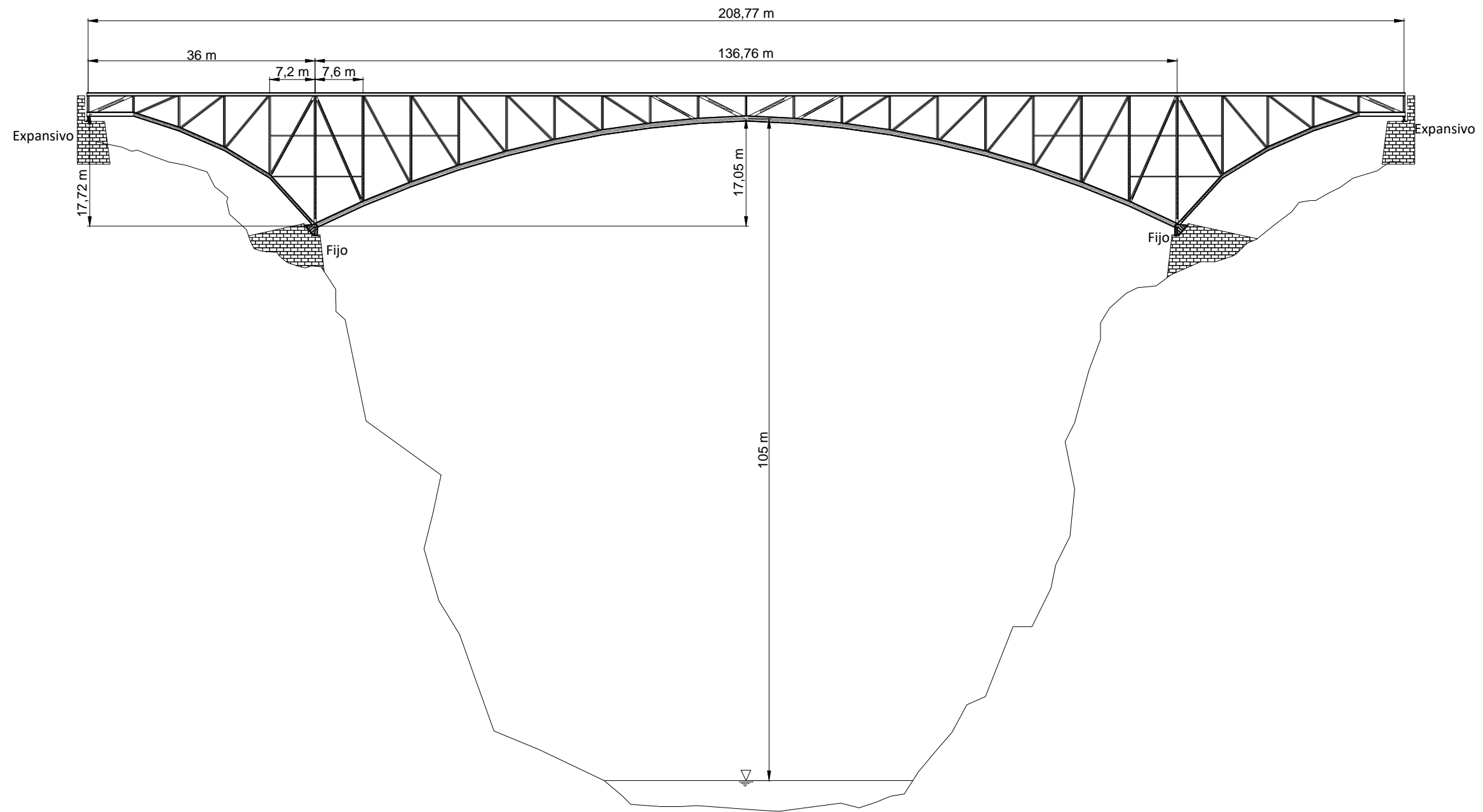
AÑO DE CONSTRUCCIÓN: 1901

CONTENIDO:  
 - PORTADA

REALIZADO POR:  
 Roy Solano Mora

REVISADO POR:  
 Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.

ESCALA:	FECHA:	LÁMINA:
INDICADA	AGOSTO 2021	0 / 6



# PERFIL DEL PUENTE

ESCALA 1:2500

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN  
 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE  
 FERROVIARIO SOBRE RÍO GRANDE DE ATENAS  
 Roy Solano Mora  
 Carné: B46753

AÑO DE DISEÑO: Sin fecha

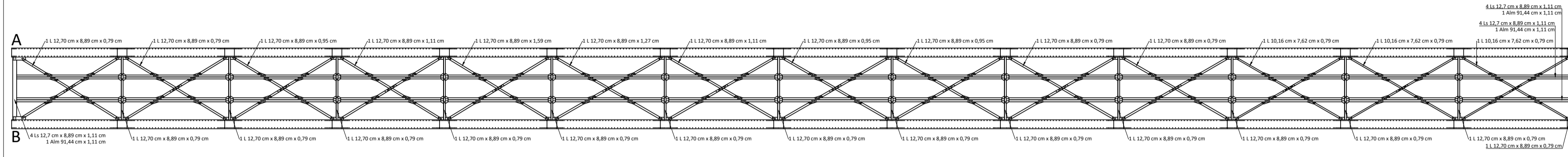
AÑO DE CONSTRUCCIÓN: 1901

CONTENIDO:  
 - VISTA DE PERFIL Y DIMENSIONES GENERALES

REALIZADO POR:  
 Roy Solano Mora

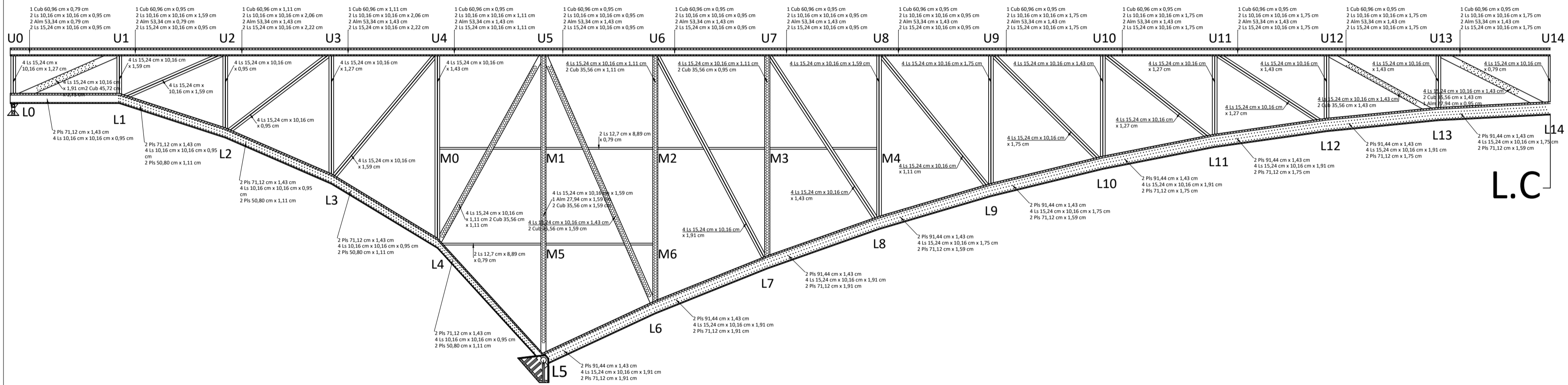
REVISADO POR:  
 Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.

ESCALA:	FECHA:	LÁMINA:
INDICADA	AGOSTO 2021	1 / 6



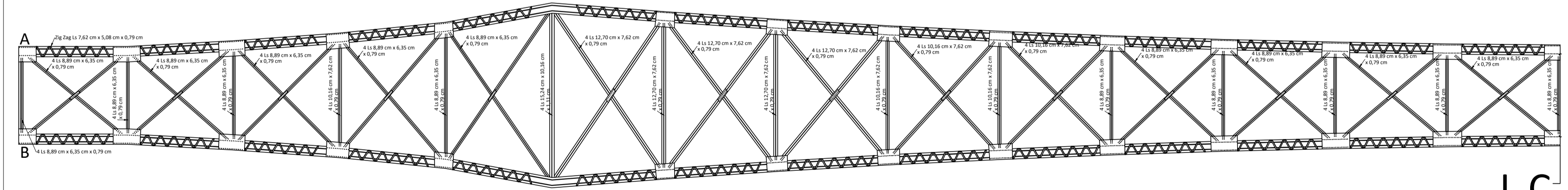
**VISTA SUPERIOR**  
**ESCALA 1:750**

L.C



**VISTA LATERAL**  
**ESCALA 1:750**

L.C



**VISTA INFERIOR**  
**ESCALA 1:750**

L.C

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN  
 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE  
 FERROVIARIO SOBRE RÍO GRANDE DE ATENAS  
 Roy Solano Mora  
 Carné: B46753

AÑO DE DISEÑO: Sin fecha

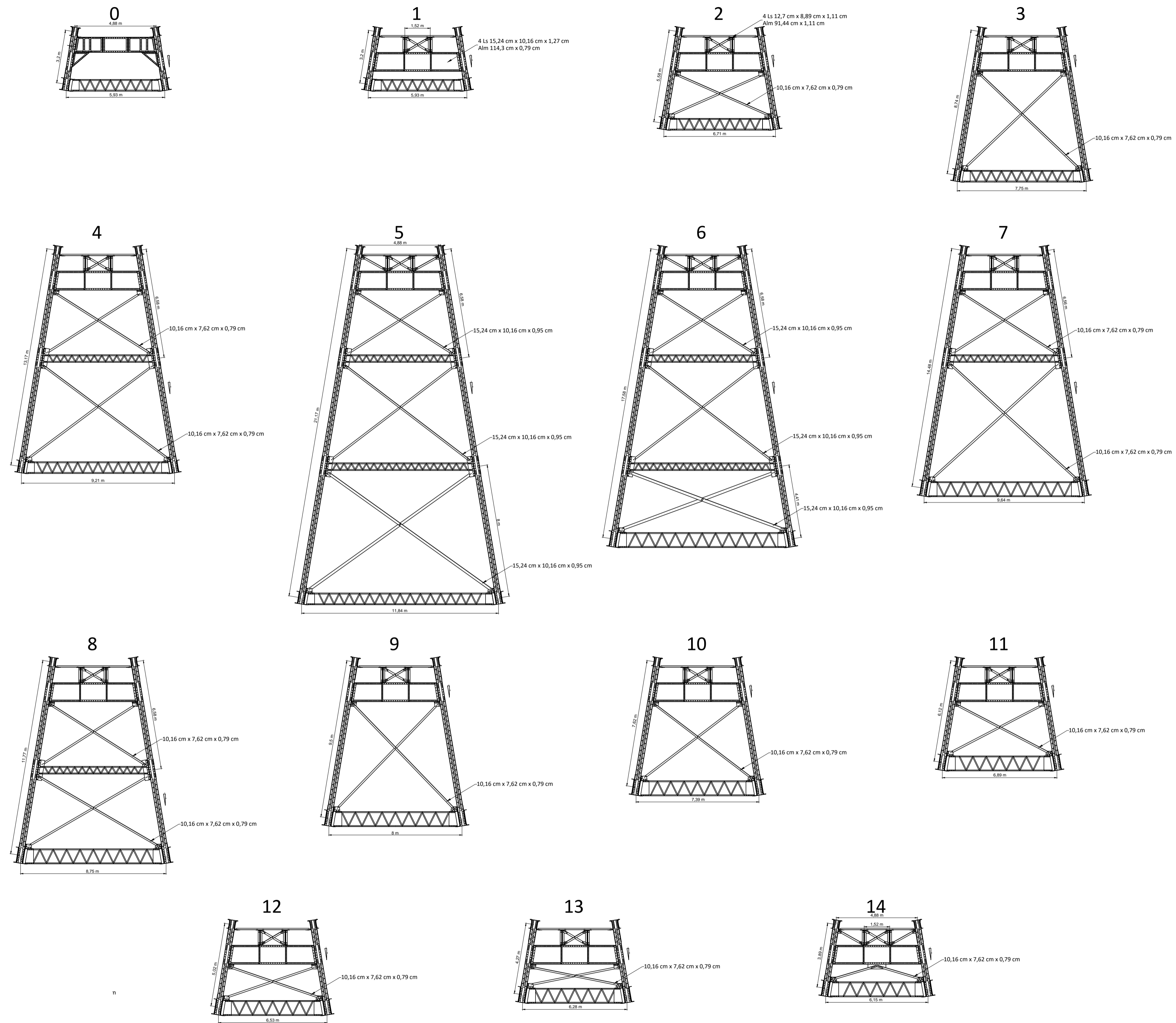
AÑO DE CONSTRUCCIÓN: 1901

CONTENIDO:  
 - VISTA SUPERIOR  
 - VISTA LATERAL  
 - VISTA INFERIOR

REALIZADO POR:  
 Roy Solano Mora

REVISADO POR:  
 Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.

ESCALA:	FECHA:	LÁMINA:
INDICADA	AGOSTO 2021	2 / 6



UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE  
 FERROVIARIO SOBRE RÍO GRANDE DE ATENAS

Roy Solano Mora  
 Carné: B46753

AÑO DE DISEÑO: Sin fecha

AÑO DE CONSTRUCCIÓN: 1901

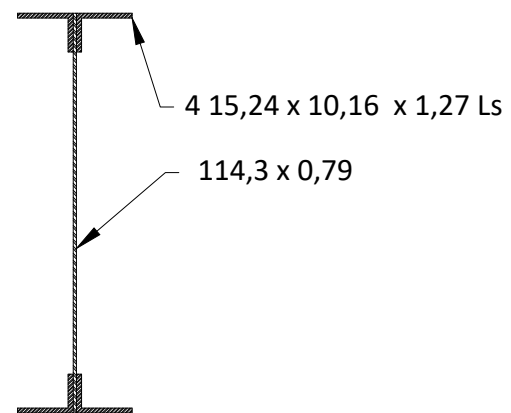
CONTENIDO:  
 - SECCIONES TRANSVERSALES

REALIZADO POR:  
 Roy Solano Mora

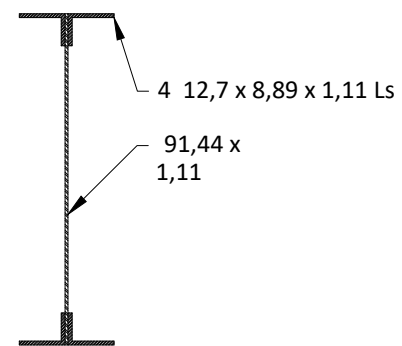
REVISADO POR:  
 Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.

ESCALA:	FECHA:	LÁMINA:
INDICADA	AGOSTO 2021	3 / 6

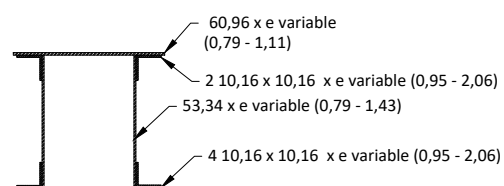
**SECCIONES TRANSVERSALES**  
 ESCALA 1:500



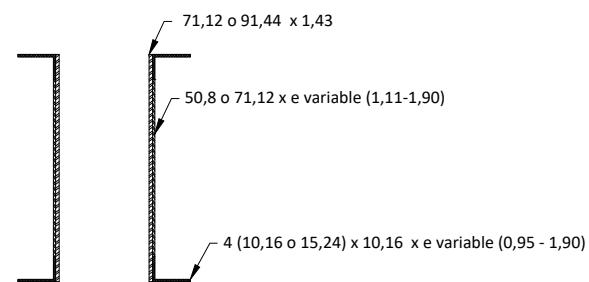
**SECCIÓN VIGAS DE PISO**  
SIN ESCALA



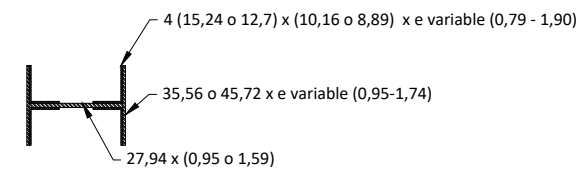
**SECCIÓN LARGUEROS**  
SIN ESCALA



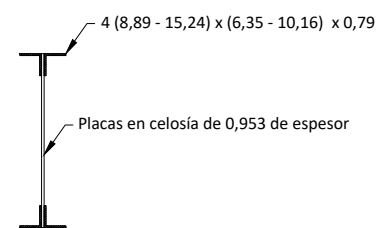
**SECCIÓN CUERDA SUPERIOR**  
SIN ESCALA



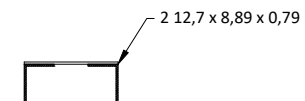
**SECCIÓN CUERDA INFERIOR**  
SIN ESCALA



**SECCIÓN DIAGONALES Y VERTICALES**  
SIN ESCALA



**SECCIÓN ELEMENTOS INFERIORES E INTERMEDIOS**  
SIN ESCALA



**SECCIÓN ELEMENTOS HORIZONTALES**  
SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE  
FERROVIARIO SOBRE RÍO GRANDE DE ATENAS

Roy Solano Mora  
Carné: B46753

AÑO DE DISEÑO: Sin fecha

AÑO DE CONSTRUCCIÓN: 1901

CONTENIDO:  
- SECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

REALIZADO POR:  
Roy Solano Mora

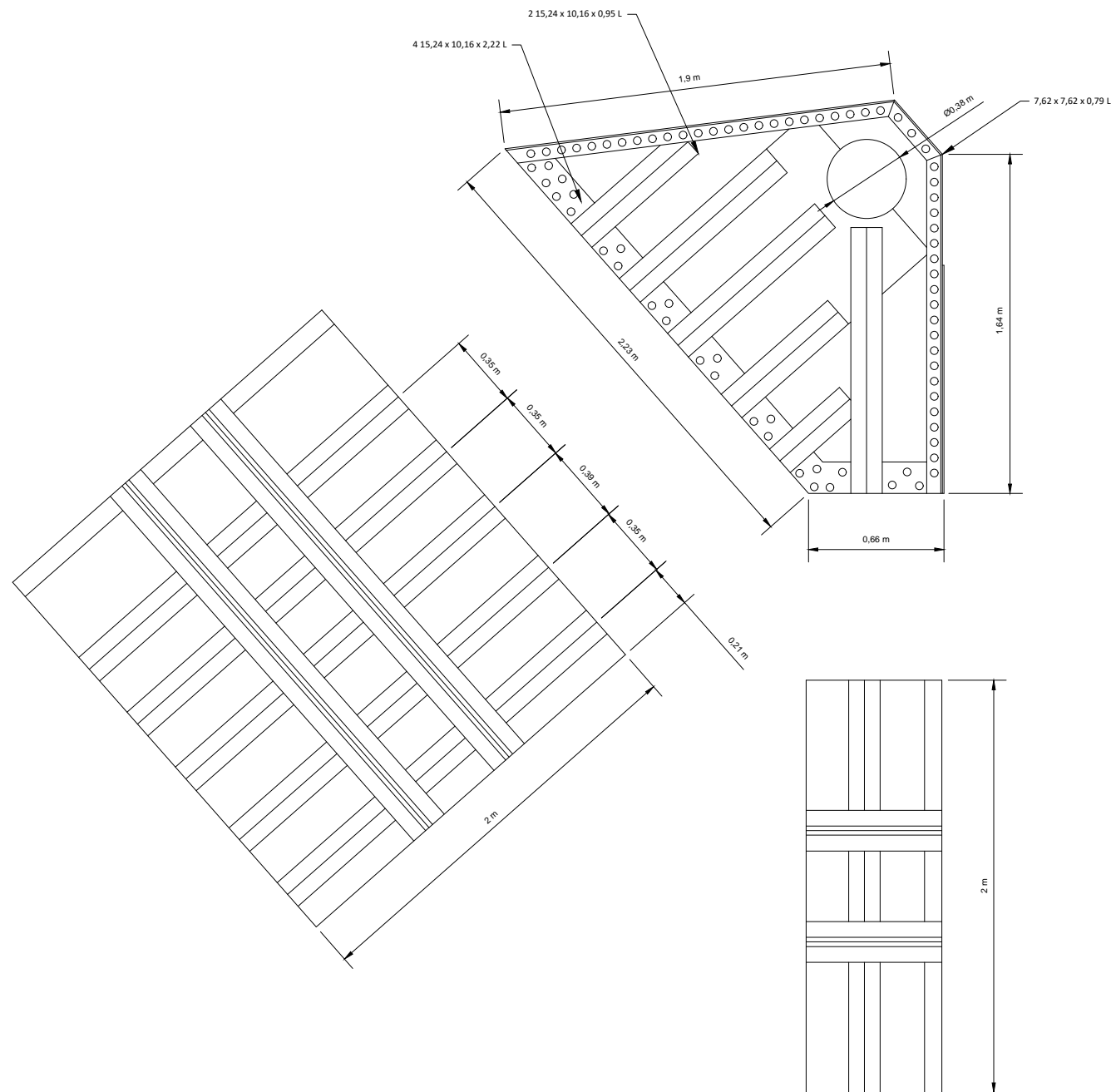
REVISADO POR:  
Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.

ESCALA: FECHA: LÁMINA:

INDICADA AGOSTO 2021 4

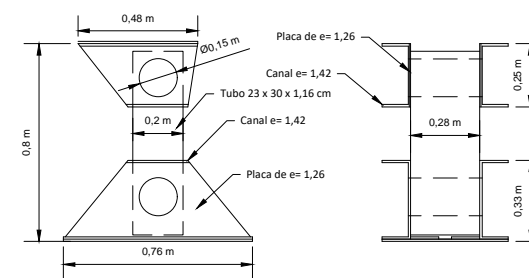
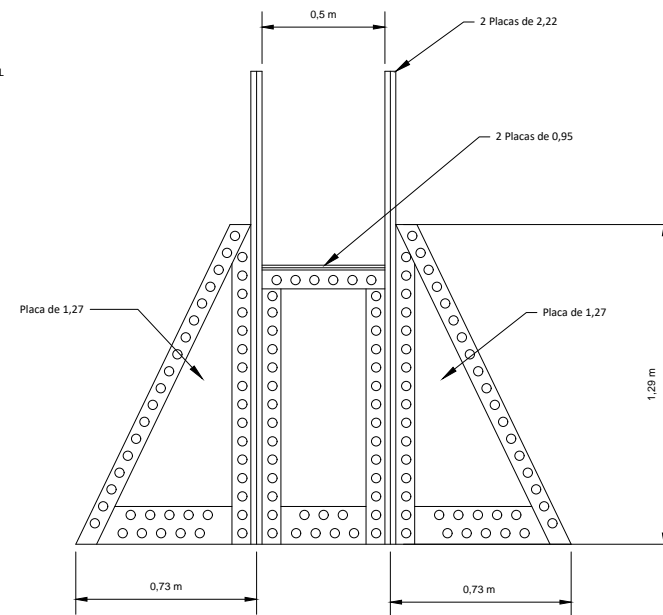
\*Cotas en cm





## APOYOS FIJOS

ESCALA 1:100



## APOYOS EXPANSIVOS

ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE  
FERROVIARIO SOBRE RÍO GRANDE DE ATENAS

Roy Solano Mora  
Carné: B46753

AÑO DE DISEÑO:

Sin fecha

AÑO DE CONSTRUCCIÓN:

1901

CONTENIDO:

- DETALLES DE LOS APOYOS

REALIZADO POR:

Roy Solano Mora

REVISADO POR:

Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.

ESCALA:

FECHA:

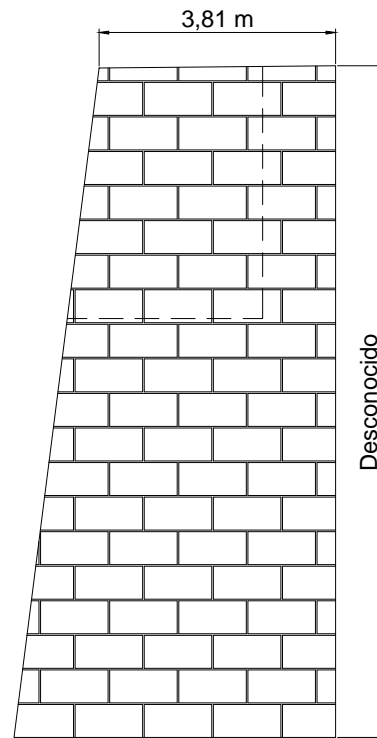
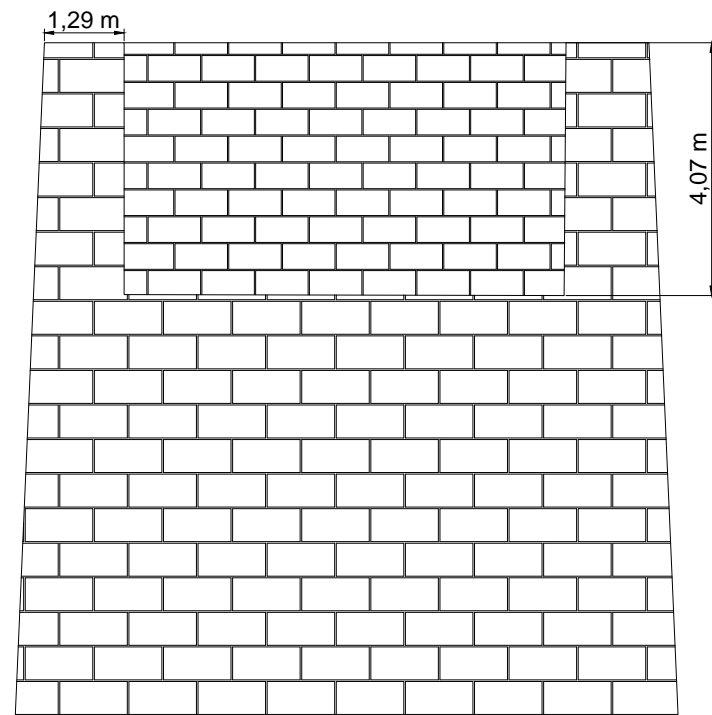
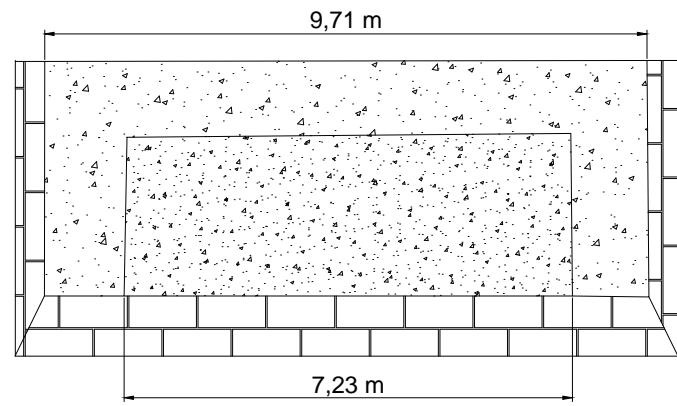
LÁMINA:

INDICADA

AGOSTO 2021

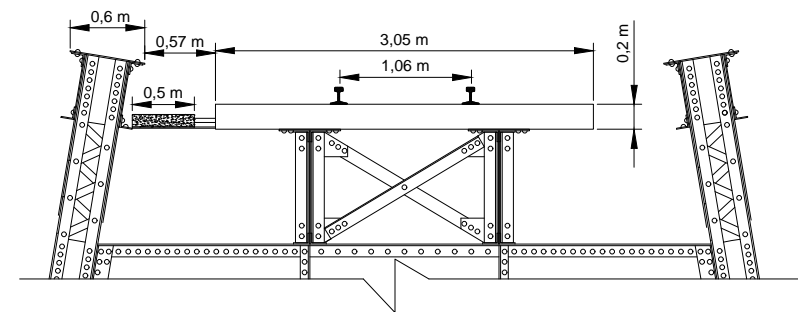
5

6



## BASTIONES

ESCALA 1:400



## SECCIÓN DEL TABLERO

ESCALA 1:200

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE  
FERROVIARIO SOBRE RÍO GRANDE DE ATENAS

Roy Solano Mora  
Carné: B46753

AÑO DE DISEÑO: Sin fecha

AÑO DE CONSTRUCCIÓN: 1901

CONTENIDO:  
-DETALLE DE LOS BASTIONES  
-SECCIÓN DEL TABLERO DEL PUENTE

REALIZADO POR:  
Roy Solano Mora

REVISADO POR:  
Ing. Julian Trejos Villalobos, M.Sc, M.Eng.

ESCALA: FECHA: LÁMINA:

INDICADA AGOSTO 2021 6