



# CÁLCULO Y DISEÑO DEL TRAMO DE UN PUENTE FERROCARRILERO DE SUPERESTRUCTURA METÁLICA EN EL VIGÍA, ESTADO MÉRIDA

## CALCULATION AND DESIGN OF A RAILWAY BRIDGE SECTION OF METALLIC STRUCTURE IN EL VIGÍA, MÉRIDA STATE

Guido Josue, Castro Valero<sup>1</sup>; Fernando de Jesús, Sarmiento Carrasquero<sup>2</sup>

*Recibido 18/07/2019; Aprobado: 20/11/2019*

### RESUMEN

El presente artículo refiere al diseño y cálculo de un tramo de 30,00 m de viga metálica, para un puente ferrocarrilero propuesto en la ciudad de El Vigía, capital del Municipio Alberto Adriani del Estado Mérida, Venezuela. La ubicación del puente corresponde aproximadamente a una ruta propuesta por el Instituto Ferrovionario del Estado, Ruta Lago de Maracaibo, en el Plan Nacional Ferrovionario. La hipótesis de cálculo se hizo mediante vigas simplemente apoyadas, sin embargo, se empleó la herramienta de cálculo CSI Bridge 2017. El diseño de la sección de la viga se realizó mediante la normativa AASHTO LRFD 2014, las consideraciones de análisis, es decir cargas y combinaciones se basaron en AREMA 2004. El tren de cargas consistió en el COOPER E-80 de AREMA, que es la locomotora idealizada más común en el análisis. Otros elementos diseñados fueron la losa de concreto, los apoyos elastómericos, diafragmas o separadores y rigidizadores de apoyo. Se obtuvo el diseño de un tramo de 30,00 m de viga metálica de sección I de 1,70 m de altura con láminas de 5,00 cm de espesor en el alma y de 10,00 cm para cada ala, con un ancho de 80,00 cm, todo en acero A36. La losa se colocó de 30,00 cm de espesor y con concreto de 250 kg/cm<sup>2</sup>.

**Palabras clave:** puente ferrocarrilero; AREMA, AASHTO, flexión

<sup>1</sup>Guido Josue Castro Valero. Ingeniero Civil. Universidad de los Andes. Venezuela. Correo: [guidoj10@gmail.com](mailto:guidoj10@gmail.com). ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1177-5576>

<sup>2</sup>Fernando de Jesús Sarmiento Carrasquero. Docente Investigador en la Universidad de los Andes. Venezuela. Ingeniero Civil. Correo: [sarmc@ula.ve](mailto:sarmc@ula.ve). ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2583-5392>

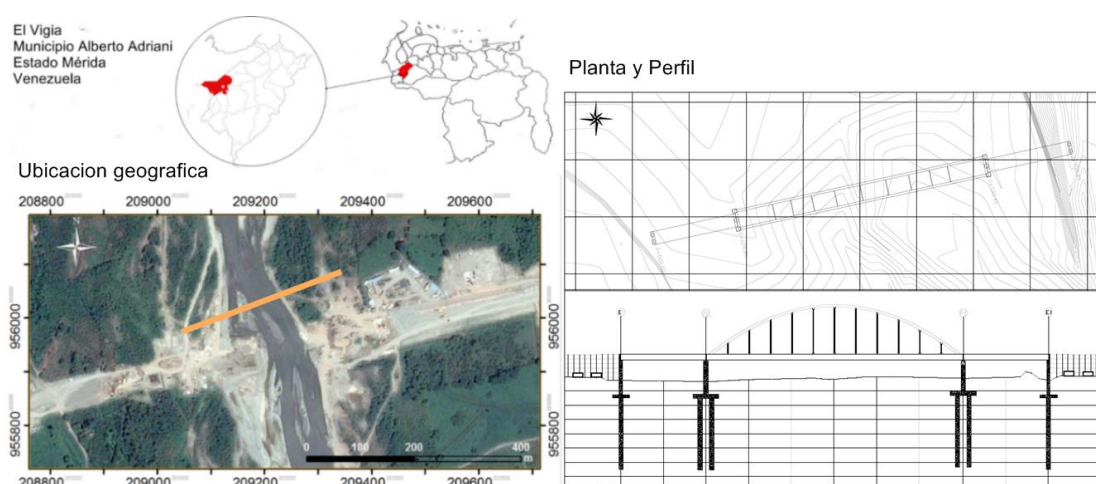
## ABSTRACT

This paper refers to the design and calculation of a 30,00 m section of metal beam, for a proposed railway bridge in the city of El Vigía, capital of the Alberto Adriani Municipality of Mérida State, Venezuela. The location of the bridge corresponds approximately to a route proposed by the State Railway Institute, Maracaibo Lake Route, in the National Railway Plan. The calculation hypothesis was made using simply supported beams, however the CSI Bridge 2017 calculation tool was used. The design of the beam section was carried out using the AASHTO LRFD 2014 standard, the analysis considerations loads and combinations were based on AREMA 2004. The freight train was the AREMA COOPER E-80, which is the most common idealized locomotive in the analysis. Other designed elements were the concrete slab, elastomeric supports, diaphragms or separators and stiffeners. The design of a 30,00 m section of metal beam of section I of 1.70 m high was obtained with sheets of 5.00 cm thick at the core and 10,00 cm for each wing, with a width 80,00 cm, all in A36 steel. The slab placed was 30,00 cm thick and 250 kg/cm<sup>2</sup> concrete.

**Keywords:** railway bridge; AREMA; AASHTO, flexure

## 1. INTRODUCCIÓN

Los puentes permiten que vehículos y ferrocarriles atraviesen un obstáculo que signifique la discontinuidad de una vía de comunicación. El río Chama en el Estado Mérida, Venezuela, en el caso que aquí se tratará, es un obstáculo en la ruta trazada para la línea Lago de Maracaibo, por lo que la proyección y construcción de un puente permite nuevas formas de intercambio en el occidente del país, porque actualmente la única forma de transporte es la vehicular. La propuesta original del puente es de 150,00 m, con un tramo de arco atirantado de 90,00 m y dos tramos de viga de sección I de 30,00 m [1]. La ubicación del puente se muestra en la Figura 1, con planta y perfil del puente y la zona de emplazamiento está a 70,00 m de la ubicación del segundo sobre el río Chama, que actualmente se encuentra en construcción.



**Figura 1.** Ubicación geográfica de la zona de trazado del puente. Coordenadas (Este, Norte): UTM Zona 19N-Elipsoide REGVEN. Fuente: Imagen tomada de Google Earth y editada por los autores [1]

En [2] se establece que el ancho estable del río Chama, es de 149,00 m en la zona de

emplazamiento de dicha propuesta; proponiendo así un puente de 150,00 m de longitud, con vigas I de concreto pretensado de 25,00 m. Consistentemente con esto en [1] se propuso un puente de la misma luz, pero de acero y con distinta configuración de tramos, en la misma zona.

Para este caso se estudiaron los tramos de 30,00 m, cuyo análisis y diseño son los mismos, por lo que es posible hacer un único estudio. Cabe destacar que el análisis o cálculo se refiere a la determinación de las solicitaciones, mediante métodos numéricos o algebraicos, por otro lado, el diseño consiste en dimensionar o asignar las secciones transversales que soporten dichas solicitaciones.

El diseño de puentes metálicos puede hacerse con vigas I laminadas. Pero cuando la magnitud de la luz hace prohibitivo el uso de vigas de acero laminadas, pueden todavía aprovecharse las ventajas inherentes a los puentes sobre vigas metálicas en I, empleando aquellas fabricadas especialmente combinando planchas y ángulos laminados, de manera de obtener una sección con un momento de inercia suficiente para soportar mayores momentos [3]. Estas son las denominadas vigas armadas o de palastro, y pueden ser unidas mediante pernos o por medio de soldadura. Este tipo particular de vigas es el usado para dimensionar el puente en cuestión.

## 2. DESARROLLO

Según [4] en Mérida, Venezuela los primeros proyectos ferroviarios se realizaron en 1879, llevándose a cabo uno denominado “Un plan para la construcción de un camino de hierro, desde Mérida a las Aguas del Lago de Maracaibo”, en la que se planteaba la necesidad de la construcción de una línea férrea, que iba desde Mérida hasta Maracaibo. Posteriormente se inauguró en la ciudad de El Vigía una línea férrea, que planteaba llegar hasta San Bárbara, pero debido a diversos problemas relacionados con la economía, con el régimen erosionante del río Chama y terremotos ocurridos en aquella época, nunca logro completarse.

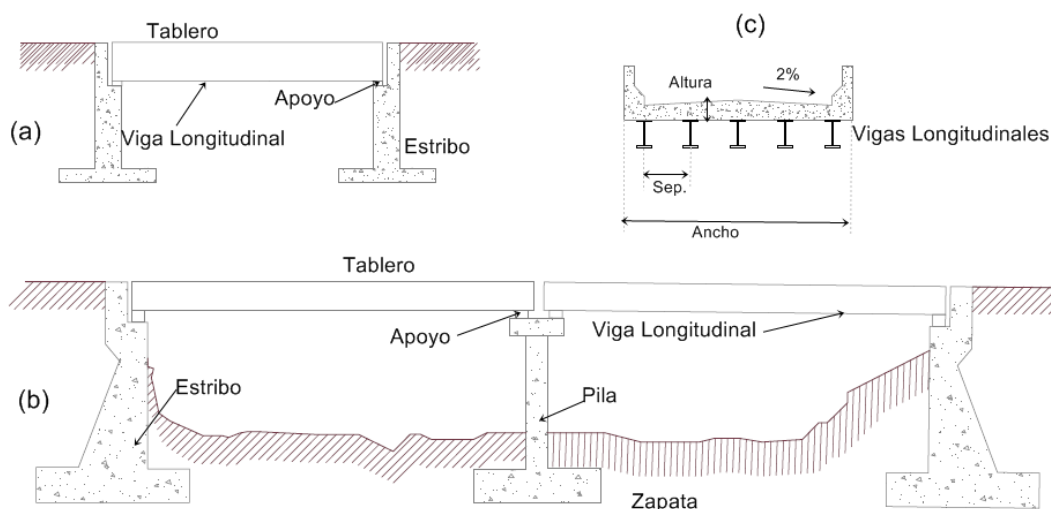
Uno de los problemas que se afrontaron para el momento durante su operación en los pocos años que funcionó, fue la acción del río Chama. Por ello es importante definir a continuación las “Generalidades” acerca de los puentes, que son el tipo de estructura que da solución a este problema mencionado.

### 2.1. Puentes

Un puente es una estructura que permite interconectar puntos de una vía, para mantener la continuidad en algún tipo de transporte. Se pueden construir de madera, mampostería, hierro fundido, acero, estructural, concreto armado y concreto pretensado. Para el puente propuesto

en este caso el material empleado es el acero, siendo un material volumétricamente más pesado que el concreto, pero como la resistencia es muy alta, las piezas pueden ser muy esbeltas y tanto para darles la mayor rigidez posible con el mínimo de masa, como para facilitar los enlaces se adoptan formas  $I$ ,  $r$ ,  $Z$ ,  $C$ ,  $U$  [5].

En [6] se clasifican los puentes por el tipo de estructura, siendo: simplemente apoyados, continuos, simples de tramos múltiples, en cantilever (voladizos), en arco, atirantados, colgantes, Levadizos (basculantes) y pontones. Para este estudio cobra mayor relevancia los puentes simplemente apoyados; ya que el propuesto tiene esta condición de apoyo. Estos son isostáticos externamente, con tres reacciones y con momentos máximos positivos en la parte central. Por otro lado, se tienen los puentes simples de tramos múltiples; que corresponden a varios tramos de puentes simplemente apoyados, similar al presentado en [1]. En la figura 2, se aprecia este tipo de puentes descritos.



**Figura 2.** Puentes más comunes: (a) simplemente apoyado; (b) simple de tramo múltiple; (c) Sección transversal típica. Fuente: los autores.

Adicionalmente a lo mencionado es importante saber que, como los perfiles con los que se construye el puente son esbeltos, son susceptibles al pandeo, y como indica [5] una viga puede pandear por torsión, pudiéndose evitar aumentando la sección comprimida de la viga o colocando vigas transversales que restrinjan los giros, estos últimos conocidos como separadores o vigas diafragmas.

## 2.2. Separadores o Diafragmas

Los diafragmas son elementos que rigidizan transversalmente la estructura contra fuerzas laterales, y que además brindan arriostramiento a las alas de una viga tipo  $I$ , para combatir el pandeo lateral torsional, y poder desarrollar el momento plástico. Los separadores deben

colocarse en los extremos, para dar rigidez a la hora de levantar el puente en caso de reparaciones, y adicionalmente en tramos intermedios a una distancia igual o menor a  $L_b$ , que corresponde a la longitud permisible sin arriostramiento lateral del ala de una viga tipo  $I$  de acero [1].

### 2.3. Aparatos de Apoyo: Elastómeros Zunchados

Los aparatos de apoyo son elementos que permiten transmitir las reacciones verticales y horizontales, así como las rotaciones desde la superestructura a la subestructura, ya sea estribo o pila. Estos deben responder de manera similar a las hipótesis de vinculación presentadas en el cálculo del puente, es decir, comportarse de manera similar a como fueron calculados ya sea como apoyo fijo, rodillo o empotramiento. El tipo de apoyo pertinente en este caso es el elastómero zunchado con láminas de acero de refuerzo y cuya patente es de la empresa FREYSSINET.

El elastómero usado para la fabricación de los aparatos de apoyo estándar FREYSSINET es el policloropreno, caucho sintético principalmente comercializado bajo el nombre de neopreno por la Du Pont de Nemours que lo fabrica y distribuye desde 1931 [7]. Estos aparatos consisten en láminas del material descrito intercaladas con láminas de acero de refuerzo, formando un “emparedado”, que se coloca entre la viga de un puente y la subestructura, pudiendo estar anclado con pernos.

### 2.4. Métodos de Diseño

Como se establece en [8], en Venezuela al no existir una documentación propia, toma de las normativas americanas, los criterios para el diseño de puentes, tal como se especifica a continuación:

#### *Método de los Estados Límites*

Un estado límite se da cuando una estructura ya no es capaz de cumplir una función de diseño, ya sea de servicio, de resistencia o de comportamiento ante la fatiga o cargas cíclicas. Luego de entrar en este estado la estructura puede colapsar, o dejar de funcionar adecuadamente. Se establece 4 estados límites: resistencia, de servicio, de fatiga y de evento extremo [9].

En el estado límite de resistencia se establece la combinación de carga estadísticamente más significativa o más desfavorable, que el puente puede esperar durante toda su vida útil. Al tratarse de un puente ferroviario se usan las combinaciones establecidas por [10] mostradas en la Tabla 1, correspondiente a la Tabla 8-2-5, sección 2.2.4. En la Tabla 2 se muestra la notación o significado de cada letra mostrada en las combinaciones, de acuerdo AREMA en el

capítulo 8, sección 2-2-3 [10].

**Tabla 1.** Combinaciones de Carga de AREMA, método LFD. Fuente: [10]

Grupo	Combinación
I	$1.4(D + 5/3 (L + I) + CF + E + B + SF)$
IA	$1.8(D+.L + I + CF + E + B + SF)$
II	$1.4(D + E + B + SF + W)$
III	$1.4(D+.L + I + CF + E + B + SF + 0.5W + WL + LF + F)$
IV	$1.4(D+.L +.I + CF + E + B + SF + OF)$
V	Grupo II + 1.4OF
VI	Grupo III + 1.4OF
VII	$1(D+.E + B + SF + EQ)$
VIII	$1.4(D+ L + I + E + B + SF + ICE)$
IX	$1.2(D + E + B + SF + W + ICE)$

**Tabla 2.** Notación de las Cargas de AREMA. Fuente: [10]

Tipo de Fuerza	Nomenclatura
Carga Muerta	D
Carga Viva	L
Impacto	I
Fuerza centrífuga	CF
Presión de Tierra	E
Flotación	B
Carga de viento sobre la estructura	W
Carga de viento sobre la carga viva	WL
Fuerza longitudinal de la carga viva	LF
Fuerza longitudinal debido a la fricción o resistencia al corte de los cojinetes de expansión	F
Sismo	EQ
Presión del Flujo de Agua	SF
Presión del Hielo	ICE
Otras Fuerzas(Temperatura, Contracción)	OF

## 2.5. Objetivos

### Objetivo General

Diseñar y calcular un tramo de 30,00 m de puente ferrocarrilero de superestructura metálica sobre el río Chama, Municipio Alberto Adriani del estado Mérida, Venezuela, aplicando la normativa americana de diseño de puentes.

### Objetivos Específicos

- Diseñar los apoyos elastoméricos, requeridos para transmitir de manera adecuada las cargas de la superestructura a la subestructura, mediante la normativa AASHTO LRFD 2014

- Proponer Diafragmas o separadores, para darle rigidez lateral al tablero del puente de 30m.
- Diseñar los rigidizadores de apoyo, para el tramo de 30m, mediante la metodología de la sección de columna efectiva de la AASHTO, para proteger el alma contra abolladuras debido a cargas concentradas.

### 3. METODOLOGÍA

El trabajo realizado consistió en predimensionar inicialmente seis alternativas distintas, haciendo un análisis económico considerando sólo el costo de los materiales, para seleccionar la opción más conveniente [1]. Las propuestas se muestran en la Figura 3. La alternativa 6 se escogió, pues, aunque no es la más económica es más conveniente, para no colocar apoyos en el río Chama y porque brinda una estética mayor a las demás [1].

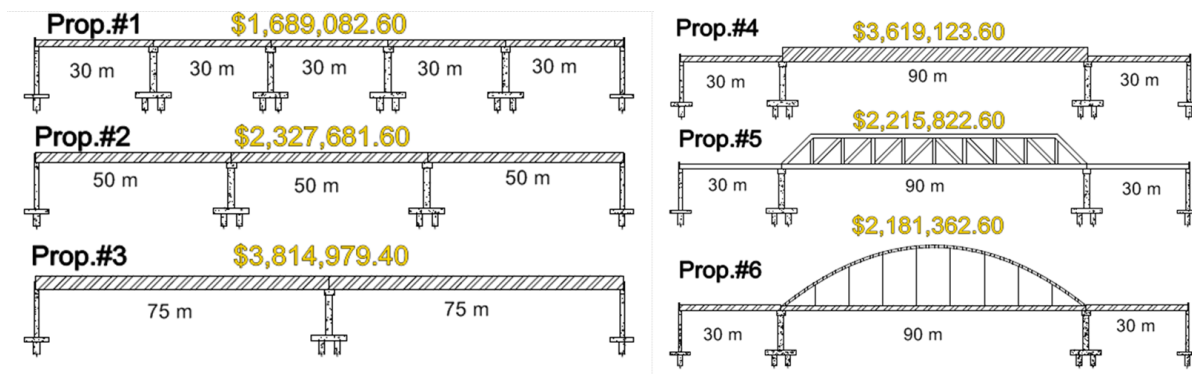


Figura 3. Esquema y costos de cada propuesta planteada. Fuente: los autores

La sección transversal inicial es la mostrada en la Figura 4 en la que se plantea una losa de 25,00 cm de espesor, y se muestra una vía férrea de 1 solo carril, con sus respectivos elementos como lo son el balasto, traviesa, y rieles.

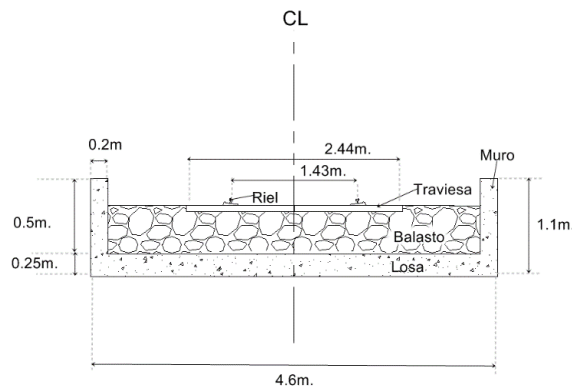


Figura 4. Sección típica del puente ferroviario, para un solo tren. Fuente: los autores

Para el modelado del puente, se empleó las especificaciones consideradas en [11]. Las vigas longitudinales se modelan como elementos tipo *frame*, al igual que las vigas de apoyo y los diafragmas. Por su parte, la losa se modela como elemento *Shell*. Las cargas se introdujeron

de acuerdo a su forma de ser aplicada, por ejemplo, el peso del balasto se incluyó como una carga distribuida uniformemente en la superficie, mientras que la baranda como carga distribuida linealmente en los extremos. En la Figura 5 se muestra el modelo previamente descrito.

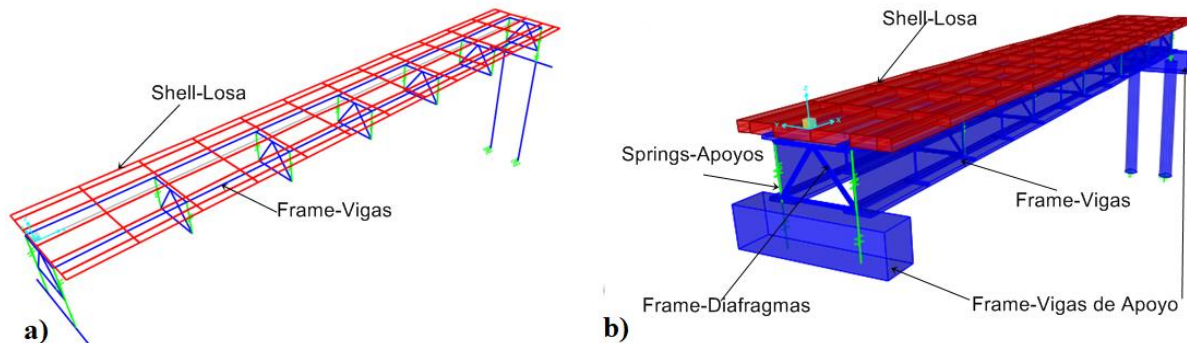


Figura 5. Modelo del puente de viga de 30,00 m. (a) modelo alámbrico del mismo; (b) modelo extruido del puente. Fuente: los autores

Para el análisis se emplearon las combinaciones obtenidas de [10]. Mientras que para el diseño se usaron las ecuaciones presentadas en [9]. Se calcularon los diafragmas o separadores, basados en la forma *K Invertida*, formado por perfiles angulares. Se calcularon los rigidizadores de apoyo y adicionalmente los apoyos de neopreno necesarios. La soldadura represento la parte final del cómputo de la viga, y se plantearon filetes y soldaduras de ranura de penetración completa y parcial.

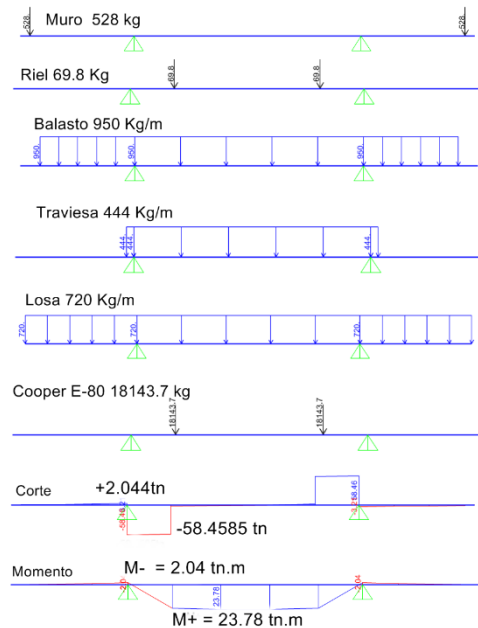
## 4. RESULTADOS

### 4.1. Losa de Concreto

El espesor final de la losa es 30,00 cm, porque con 25,00 cm no cumplía los requerimientos de flexión. Se usó un impacto de 30%. Las solicitaciones máximas se calcularon con el grupo I de [10], lo cual correspondería al estado límite de resistencia, equivalente a  $grupo I = 1.4D + 2.333(L + I)$ . El modelo a usado se basa en un elemento tipo *frame*, que simula una viga de ancho unitario y dos apoyos simples que lo representan las vigas longitudinales (ver Figura 6). Se considera como carga viva, un eje sencillo del tren de cargas Cooper E-80 [10] de 18143,70 kg cada rueda.

Los cálculos se hicieron considerando que la altura de la losa es 30,00 cm, siendo la altura útil  $d.25,00$  cm y el recubrimiento centroidal 5,00 cm; la resistencia del concreto es  $250 \text{ kg/cm}^2$  y la del acero de refuerzo  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . El ancho a considerar es unitario es decir 100,00 cm.





**Figura 6.** Cargas en la losa y diagramas de corte y momento para el grupo I. Fuente: [10]

Mediante las ecuaciones de la Teoría general de concreto armado para elementos sometidos a flexión presentada en [12]; se determinó que para la losa en estudio era posible aplicarse una armadura sencilla. Por lo que se optó por calcular el acero requerido mediante la ecuación (1), en la que se determina la cantidad de acero requerida para resistir la sollicitación última  $M_u$ . Por otro lado, también se emplean las ecuaciones (2) para determinar el acero mínimo, en aquellas zonas donde el acero calculado sea menor al mínimo; y (3) para calcular el acero de repartición longitudinal.

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85f'c \phi b}}}{\frac{f_y}{0.85f'c b}} \quad (1)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad (2)$$

$$A_{s_{reparticion}} = 0.0018bh \quad (3)$$

Donde:

- $A_s$  área de acero requerida para la sollicitación  $M_u$
- $d$  altura útil de la sección
- $b$  ancho considerado en este caso un ancho unitario (100 cm)
- $f'c$  resistencia a la compresión del concreto
- $f_y$  esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
- $\phi$  factor de minoración por flexión que corresponde a 0,9

El acero requerido en (1) para la sollicitación máxima de 23,78 tn.m es 28,33 cm<sup>2</sup>/m, mientras que el acero mínimo en (2) es 8,33 cm<sup>2</sup>/m. Para el acero de repartición en (3) se usó un ancho

de 460,00 cm y el valor obtenido fue 5,40 cm<sup>2</sup>/m. En la Figura 7 se muestra el armado final de la losa.

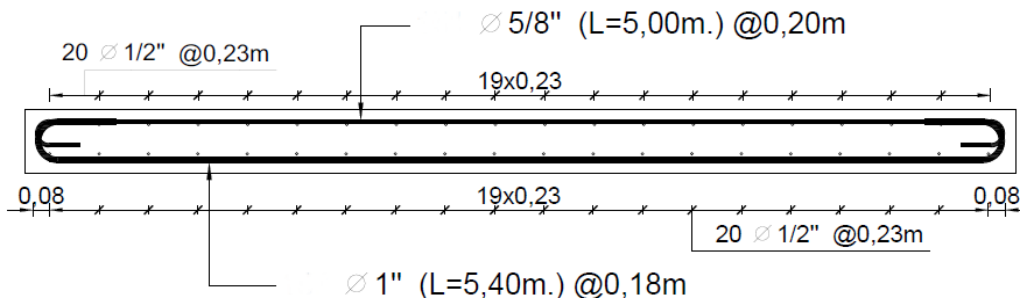


Figura 7. Armado Final de la Losa de 30cm. Fuente: Autores

#### 4.2. Viga de 30,00 m

Para el puente de 30,00 m se realizó un modelo paramétrico 3D planteado en [11]; del que se obtuvieron las solicitaciones para el diseño. La carga viva considerada corresponde al tren de cargas idealizado Cooper E-80 de [10], incluido en se incluye en el software CSI Bridge (ver Figura 8). El factor de impacto se calcula según [10] y corresponde a 22,3%.

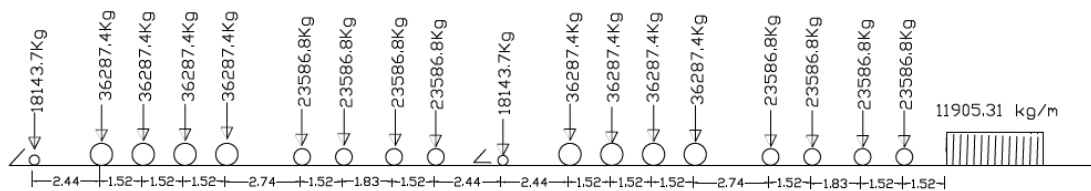


Figura 8. Tren de carga Cooper E-80. Fuente: [10] editado por los autores

Las propiedades del perfil definitivo se muestran en la Figura 9. Se determinó la inercia para la sección a corto y largo plazo, pues estos valores se usaron para los chequeos de fatiga, y servicio.

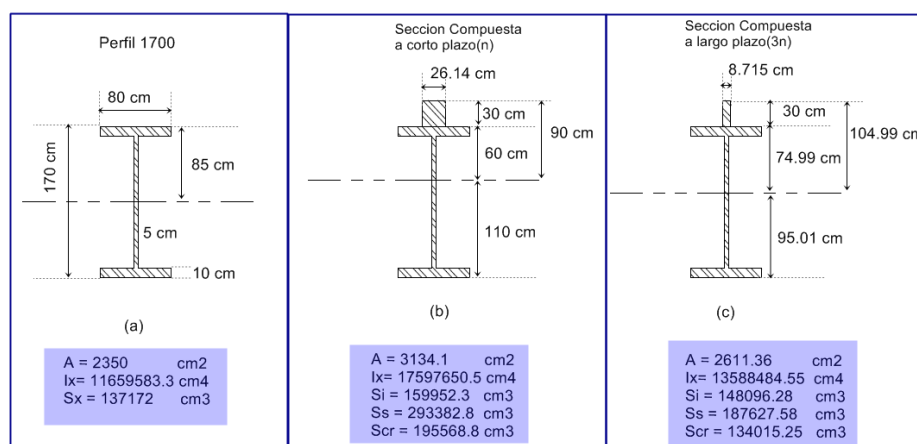


Figura 9. Propiedades Mecánicas del perfil 1700 definitivo, (a) de la sección simple, (b) sección compuesta a corto plazo; (c) sección compuesta a largo plazo. Fuente: los autores

*Combinaciones y cargas a considerar*

Del análisis de CSI Bridge propuesto en [15], se obtuvo los siguientes resultados expuestos en la Tabla 3.

**Tabla 3.** *Combinación de cargas*

<b>Combinación</b>	<b>Carga (kg/m)</b>	<b>Momento(tn.m)</b>	<b>Corte(tn)</b>
WD1	3507,57	394,598	52,596
WD2	3134,48	352,629	47,017
L	-	871,184	127,41
L+I	-	1065,458	311,645
Construcción	-	563,191	-
Grupo I	-	3531,832	550,558
Servicio	-	1812,685	275,302

\*\*Nota: en servicio la deformación fue de 4,96 cm

Siendo:

- WD1 carga que actúa sobre la sección simple (solo peso propio)
- WD2 carga que actúa sobre la sección compuesta (barandas, rieles, balasto y traviesas)
- L carga móvil de locomotora Cooper E-80[10]
- L+I carga móvil considerando el impacto (22,3%)
- Construcción combinación para la construcción es decir vaciado de la losa
- Grupo I (Resistencia I) combinación más desfavorable
- Servicio combinación que considera la carga viva con el impacto y la carga muerta sin mayorar

*Chequeo de límites de proporción de la sección.*

En la Sección 6.10.2 de [9] se establecen los siguientes cuatro chequeos, para asegurar que las vigas de puentes metálicos no tengan dimensiones inadecuadas.

$$\frac{b_{ft}}{2t_{ft}} \leq 12; \dots b_f \geq D/6; \dots t_f \geq 1.1t_w; \dots 0.1 < \frac{I_{yt}}{I_{yb}} < 10$$

Con:  $b_{ft} = b_{fb} = 80 \text{ cm}$      $t_{ft} = t_{fb} = 10 \text{ cm}$      $t_w = 5 \text{ cm}$      $D = 150 \text{ cm}$

Siendo:

- $b_{ft}$  y  $b_{fb}$  ancho del ala superior e inferior respectivamente
- $t_{ft}$  y  $t_{fb}$  espesor del ala superior e inferior respectivamente
- $t_w$  espesor del alma
- $D$  altura o profundidad del alma
- $I_{yt}$  e  $I_{yb}$  momento de inercia del ala superior e inferior respectivamente

Aplicando los chequeos de los límites de proporciones mostrados se obtiene que la sección transversal colocada es apropiada.



### Constructibilidad

Durante la construcción, ninguna de las alas de la viga se puede considerar continuamente arriostrada hasta que el concreto endurezca, por ello se chequea el ala en compresión que soporta el peso del concreto fresco y de los operarios durante la construcción. Se chequean las ecuaciones (4) y (5), para verificar la integridad de la viga durante la construcción, expuestas en la Sección 6.10.3 de [9].

$$f_{bu} + fl \leq \phi_f R_h F_{yc} \quad (4)$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} fl \leq \phi_f * F_{nc} \quad (5)$$

con...  $F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$

Donde:

$f_{bu}$  esfuerzo en el ala a compresión

$F_{yc}$  esfuerzo de fluencia

$fl$  esfuerzo de pandeo lateral del ala, que se toma como cero

$\phi$  coeficiente de minoración que se toma como 1 para construcción

$R_h$  factor de derramamiento de la carga del alma y se toma como 1

$R_b$  coeficiente de hibridez cuando se usa más de un material, por lo que al usarse un solo material se toma como 1

$F_{nc}$  resistencia nominal de la viga y depende del pandeo lateral torsional (LTB) y del pandeo local del ala (FLB), siendo el menor valor el que se tomara en cuenta

$F_{yc}$  esfuerzo de fluencia del acero (A36)

El esfuerzo en el ala a compresión (ala superior) se calcula con la ecuación (6), donde  $S_s$  es el módulo de sección superior de la sección simple que corresponde a  $137171,60 \text{ cm}^3$ .

$$f_{bu} = \frac{M_{construccion}}{S_s} = \frac{563,1915 * 10^5 \text{ kg.cm}}{137171,6 \text{ cm}^3} = 410,57 \text{ kg/cm}^2 \quad (6)$$

Mediante la ecuación Ec 6.10.8.2.3-9 y Ec 6.10.8.2.3-4 de [9]. se calcula  $r_t$  (radio de giro torsional) y  $L_p$ , que es la longitud necesaria para que la viga pueda desarrollar el momento plástico. Esta longitud  $L_p$  corresponde a 6,27 m. Como los diafragmas o separadores se plantean cada 5,00 m, esto corresponde a una longitud de arriostramiento menor a  $L_p$ . Por otro lado, la esbeltez del ala que es 4, es menor al límite, de sección compacta que es 10,94. La sección puede fluir y no presentar problemas de pandeo lateral torsional ni pandeo local por tanto  $F_{nc}$  es directamente la fluencia del acero.

Aplicando los chequeos por construcción.  $410,57 \text{ kg/cm}^2 \leq 1 * 2530 \text{ kg/cm}^2$  Ambas ecuaciones (4) y (5) son chequeadas satisfactoriamente.

*Estado límite de servicio*

En [10] se establece que las deformaciones máximas deben ser L/640 que corresponde a 4,6875 cm. Por servicio la flecha de la viga es 4,96 cm. Por tanto, plantea una contra flecha de 4,00 cm. Adicionalmente en la sección 6.10.4 de [9], se sugiere aplicar la ecuación (7), para verificar que los esfuerzos durante el servicio no sean excesivos. En este caso se chequea el ala inferior que es el caso más desfavorable.

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0,95 R_h F_{yt} \quad \text{con } R_h = 1; \quad F_{yt} = 2530 \quad (7)$$

$$f_f = \frac{M_{D1}}{S_{i(sola)}} + \frac{M_{D2}}{S_{i(3n)}} + \frac{1,3M_{L+I}}{S_{i(n)}} \quad (8)$$

Donde:

- $f_f$  esfuerzo por servicio III
- $f_l$  esfuerzo de pandeo lateral del ala, tomado como 0
- $R_h$  factor de hibridez tomado como 1
- $F_{yt}$  esfuerzo de fluencia del acero
- $M_{D1}$  momento que actúa sobre la sección simple (solo peso propio)
- $M_{D2}$  momento que actúa sobre la sección compuesta, todo lo que se coloca encima de la losa
- $M_{L+I}$  momento debido a la carga viva, considerando el impacto
- $S_i$  módulo de sección de la viga en sección simple
- $S_{i(3n)}$  módulo de sección de la viga en sección compuesta a largo plazo
- $S_{i(n)}$  módulo de sección de la viga en sección compuesta a corto plazo

$$f_f = \left( \frac{394,5886 * 10^5 \text{ kg.cm}}{137171,6 \text{ cm}^3} + \frac{352,629 * 10^5 \text{ kg.cm}}{148096,28 \text{ cm}^3} + \frac{1,3 * 1065,458 * 10^5 \text{ kg.cm}}{159952,3 \text{ cm}^3} \right) = 1391,71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1391,71 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,95 * 1 * 2530 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

*Estado limite fatiga y fractura*

En tabla 15-1-7 de [10] se establece que para elementos longitudinales de 30,00 m o menos se considere un numero de ciclos mayor a dos millones, y siendo el ala un elemento plano, se enmarca en la categoría A, cuyo esfuerzo admisible a la fatiga es 24Ksi (1687,33 kg/cm<sup>2</sup>).

Con la ecuación (9) se puede determinar cuál es el esfuerzo por fatiga debido a la solicitación de la carga viva en la sección considerada.

$$S_r = \frac{M_{(L+I)}}{S_{i(n)}} \quad (9)$$

Donde:

- $S_r$  rango de esfuerzos por fatiga de la viga
- $M_{L+I}$  momento de carga viva considerando el impacto de 22,3%
- $S_{i(n)}$  módulo de sección de la viga en sección compuesta a corto plazo

$$S_r = \frac{1065,45 * 10^5 \text{ kg.cm}}{159952,3 \text{ cm}^3} = 666,11 \text{ kg/cm}^2$$



El esfuerzo actuante que corresponde a 666,11 kg/cm<sup>2</sup> es menor al admisible 1687,33 kg/cm<sup>2</sup>. Por tanto, la sección soporta adecuadamente la fatiga.

*Estado límite de resistencia*

Chequeo de la compacidad:

El puente es recto OK

$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 < 4921 \text{ kg/cm}^2$  OK

Chequeo proporciones del alma OK

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{¿?}$$

Para el caso del acero de distribución, que según los cálculos de resistencia contribuirán en la resistencia de la sección compuesta, se consideran 35 barras de 3/8” para un área de 24,85 cm<sup>2</sup> en la parte superior e inferior.

*Propiedades plásticas de la sección*

Con las ecuaciones (10) a (15) se calcularon las fuerzas que ejerce cada elemento de la sección de viga y la losa.

Fuerza en la losa de concreto  $P_s = 0,85 f'_c b_{losa} h_{losa}$  (10)

Fuerza en el acero superior de la losa  $P_{rt} = F_y A_{rt}$  (11)

Fuerza en el acero inferior de la losa  $P_{rb} = F_y A_{rb}$  (12)

Fuerza en el Ala superior  $P_c = F_y b_{fc} t_{fc}$  (13)

Fuerza en el Ala inferior  $P_t = F_y b_{ft} t_{ft}$  (14)

Fuerza en el Alma  $P_w = F_y h_w t_w$  (15)

Siendo:

- $f'_c$  resistencia a compresión del concreto de la losa
- $b_{losa}$  ancho tributario de la losa (que es 2,30 m)
- $h_{losa}$  espesor de la losa
- $F_y$  esfuerzo de fluencia del acero
- $A_{rt}$  y  $A_{rb}$  área de acero longitudinal de la losa
- $b_{fc}$  y  $b_{ft}$  ancho del ala superior e inferior
- $t_{fc}$  y  $t_{ft}$  espesor del ala superior e inferior
- $h_w$  profundidad del alma
- $t_w$  espesor del alma

Sustituyendo de (10) a (15) se obtiene:

$$P_s = 0,85 * 250 \text{ kg/cm}^2 * 230 \text{ cm} * 30 \text{ cm} = 1466250 \text{ kg}$$

$$P_{rt} = P_{rb} = 4200 \text{ kg/cm}^2 * 24,85 \text{ cm}^2 = 104370 \text{ kg}$$



$$P_c = P_t = 2530 \text{ kg/cm}^2 * 80 \text{ cm} * 10 \text{ cm} = 2024000 \text{ kg}$$

$$P_w = 2530 \text{ kg/cm}^2 * 150 \text{ cm} * 5 \text{ cm} = 1897500 \text{ kg}$$

Como se cumple que  $P_t + P_w > P_s + P_{rt} + P_{rb} + P_c$ , entonces el eje neutro plástico *ENP* de la sección compuesta se encuentra en el alma de la viga. El cálculo de la profundidad del eje neutro se hace mediante la ecuación (16), que corresponde al Apéndice D.6.1; Momento plástico; caso I, de [9].

$$\bar{Y} = \frac{D}{2} \left( \frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right) \quad (16)$$

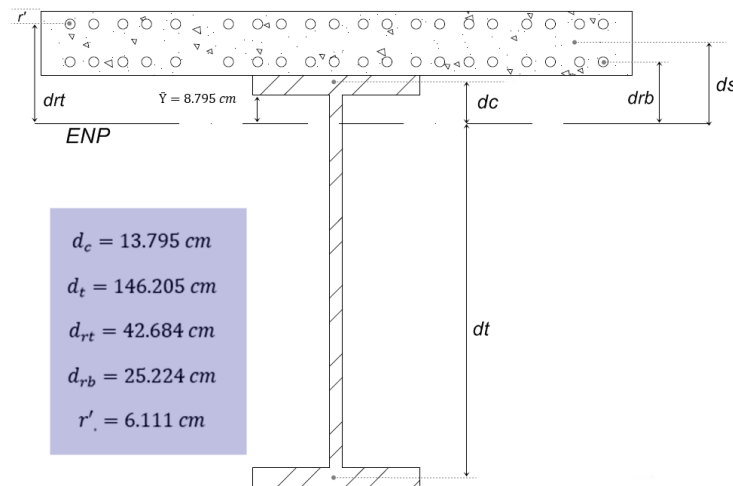
El momento plástico de la sección se calcula mediante la ecuación (17).

$$M_p = \frac{P_w}{2D} (\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2) + (P_s d_s + P_c d_c + P_t d_t + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb}) \quad (17)$$

Donde

$P_t, P_c, P_s, P_{rt}, P_{rb}$ y $P_w$	fuerzas en los elementos de la sección
$D$	profundidad del alma
$\bar{Y}$	profundidad del eje neutro plástico, medido en este caso desde el alma
$d_s, d_c, d_t, d_{rt}, d_{rb}$	distancias centroidales medidas desde el centroide de cada elemento al eje neutro plástico o <i>ENP</i> siendo respectivamente, la distancia desde el <i>ENP</i> a la losa, al ala superior, al ala inferior y al acero longitudinal superior, e inferior

Dichas distancias se muestran en la Figura 10.



**Figura 10.** Distancias desde el ENP hasta el centroide de cada elemento. Fuente: los autores

Aplicando las ecuaciones (16) y (17) se obtiene:

$$\bar{Y} = 8,795 \text{ cm y } M_p = 5070,9089 \text{ tn.m}$$

Verificando el chequeo IV de la compacidad de la sección, se comprueba la desigualdad presentada en la ecuación (18). En este caso  $D_{cp} = \bar{Y} = 8,795 \text{ cm}$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (18)$$

Donde:

- $D_{cp}$  profundidad del alma en compresión para el ENP, que coincide con  $Y$ .  
 $E_s$  módulo de elasticidad del acero  
 $F_y$  esfuerzo de fluencia del acero

Se cumple satisfactoriamente la inecuación:

$$(18) \quad 3,51 < 108 \quad OK$$

Por último se debe cumplir lo mostrado en la inecuación (19), donde se compara la demanda con la resistencia de la sección.

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (19)$$

Dónde:

- $M_u$  momento ultimo o sollicitación máxima  
 $F_l$  esfuerzo de pandeo lateral del ala, que se toma nulo  
 $S_{xt}$  módulo de sección  
 $\phi$  coeficiente de minoración que se tomó como 0,9  
 $M_n$  momento resistente nominal de la sección

*Chequeo de Ductilidad y Momento resistente.*

El Art 6.10.7.3 de [9] establece que para asegurar que la falla de la sección compuesta sea dúctil, se debe cumplir con la ecuación (20).

$$D_p \leq 0.42 D_t \quad (20)$$

Siendo:

- $D_p$  distancia desde el ENP hasta el borde más alejado de la superficie de concreto  
 $D_t$  altura total de la sección compuesta

$$48,795cm \leq 0,42 * 200cm = 84cm \quad OK$$

El momento resistente nominal de la sección se calcula mediante (21), en los casos en los que se cumpla que  $D_p > 0.1D_t$

$$M_n = M_p \left( 1.07 - \frac{0.7D_p}{D_t} \right) \quad (21)$$

$$M_n = 4559.85 \text{ tn.m}$$

$$3531.8317 \text{ tn.m} < 4163.865 \text{ tn.m} \quad OK \text{ Demanda/ Capacidad} = 0,848$$

*Corte (Estado límite de resistencia)*

Para chequear la integridad del alma frente al corte es necesario verificar la inecuación (22), calculando inicialmente el corte plástico (24). La demanda es 550,558 tn (Grupo I), en los



apoyos.

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (22)$$

$$V_n = C V_p \quad (23)$$

$$V_p = 0,58 F_{yw} D t_w \quad (24)$$

Siendo:

- $V_u$  corte último o demanda  
 $\phi$  coeficiente de minoración por corte que es 0,85  
 $V_n$  resistencia al corte nominal del alma  
 $V_p$  corte plástico de la sección  
 $C$  coeficiente que se toma como uno, porque la sección es compacta  
 $F_{yw}$  esfuerzo de fluencia del acero del alma  
 $D$  profundidad del alma  
 $t_w$  espesor del alma

La capacidad del alma es 1100, según ecuación (24), y el chequeo por corte es el siguiente:

$$V_u \leq \phi_v V_n \Rightarrow 550.55tn < 0.85 * 1100.55tn \quad OK \text{ Demanda/ Capacidad.} = 0,5885$$

### 4.3. Diseño de Conectores de Corte

Los conectores de corte deben penetrar al menos 2" en el concreto. Además [10] establece una separación máxima de 2 pies. Se proponen canales UPN100, considerando impacto de 22,3%. El diseño se realiza por fatiga y se chequea la separación máxima por resistencia, siendo este 55,60 cm para canales de 24,00 cm de largo y con sección de UPN100.

#### *Diseño por Fatiga*

Para determinar la separación de los conectores de corte por fatiga se emplea las ecuaciones:

$$p \leq \frac{n Z_r}{V_{sr}} \quad (25)$$

$$V_{sr} = V_{fat} = \frac{V_f Q}{I} \quad (26)$$

La resistencia del conector de corte por [10], dada en kilogramos-f (kg) es:

$$Z_r = 428,59w \quad (27)$$

$$Z_r = 642,886w \quad (28)$$

Dónde:

- $p$  separación calculada de los conectores  
 $n$  número de conectores que en este caso es 1  
 $Z_r$  resistencia del canal calculado con (27) para los conectores en tramos intermedios o (28) para conectores próximos a los extremos  
 $V_{sr}$  corte por fatiga por unidad de longitud  
 $V_f$  demanda por fatiga máxima para el punto considerado

El momento estático  $Q$  de la sección compuesta a corto plazo ( $n$ ) es 70570,158 cm<sup>3</sup> y la

inercia  $I$  17597650 cm<sup>4</sup>. Los resultados se presentan en la Tabla 4, donde fueron aplicadas las ecuaciones (25) a (28) para determinar las separaciones que deben tener los conectores de corte.

Tabla 4. Combinación de cargas

x(m)	Vfat +(tn)	V fat -(tn)	Vf(tn)	Vsr(kg/cm)	Zr(kg)	Fatiga	Resistencia	Final
						p(cm)	S(cm)	S(cm)
0,0	0,31	-176,99	176,99	709,78	15429,26	21,74	55,60	21
2,5	1,46	-152,93	152,93	613,27	10286,16	16,77	55,60	16
5,0	5,94	-122,80	122,80	492,46	10286,16	20,89	55,60	20
7,5	13,03	-99,13	99,13	397,52	10286,16	25,88	55,60	25
10,0	21,40	-79,87	79,87	320,30	10286,16	32,11	55,60	32
12,5	31,69	-62,89	62,89	252,20	10286,16	40,79	55,60	40
15,0	43,73	-48,12	48,12	192,96	10286,16	53,31	55,60	53
17,5	57,07	-35,54	57,07	228,88	10286,16	44,94	55,60	44
20,0	72,19	-24,68	72,19	289,50	10286,16	35,53	55,60	35
22,5	89,69	-15,66	89,69	359,69	10286,16	28,60	55,60	28
25,0	110,26	-8,63	110,26	442,18	10286,16	23,26	55,60	23
27,5	132,26	-3,12	132,26	530,38	10286,16	19,39	55,60	19
30,0	155,82	-0,13	155,82	624,88	15429,26	24,69	55,60	24

\*\* x es el punto donde se considera el corte por fatiga; Vfat+ es el corte positivo por fatiga, Vfat- es l corte por fatiga negativa, siendo el mayor de ambos Vfat. El resto de términos ya se definió anteriormente

En la Figura 11, se muestra un esquema de la colocación de los conectores de corte en la viga, optándose por perfiles sección canal UPN100 de 24,00 cm de ancho. Estos elementos son necesarios para poder llevar a cabo la hipótesis de sección compuesta, es decir para que la viga de acero y la losa de concreto trabajen al unísono.

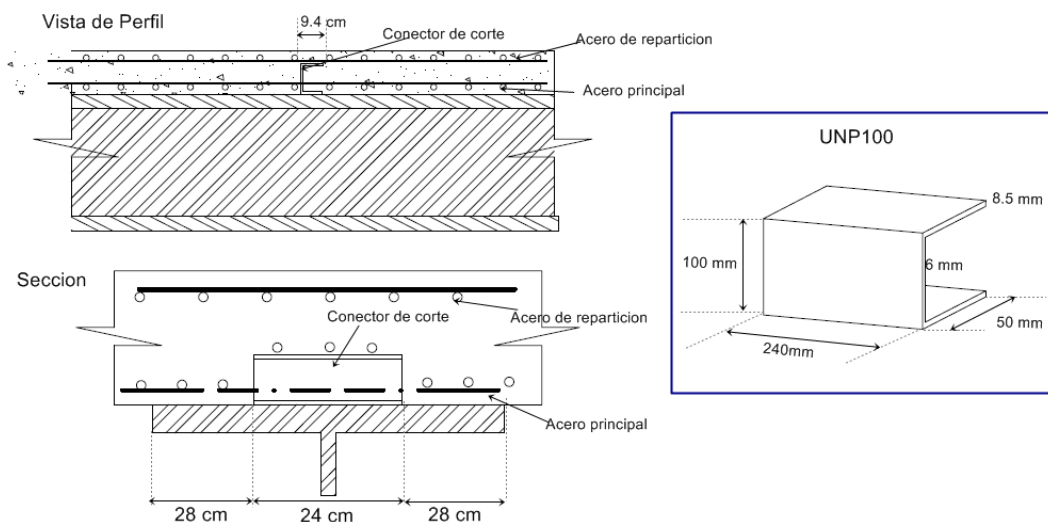


Figura 11. Distancias desde el ENP hasta el centroide de cada elemento. Fuente: los autores

#### 4.4. Diseño de Diafragmas o Separadores

Los diafragmas internos se diseñaron con angulares dobles de 65x5x65 en los cordones horizontales y con angulares dobles 40x6x40 en los diagonales. La forma adoptada es K invertida, y se determinó la resistencia a la tracción y compresión de estos elementos, mediante ecuaciones de la sección 6.9.4 de [9]. Asimismo, se decidió colocar los diafragmas extremos como una viga transversal con perfil HEB400 de 2,30 m de longitud, porque permite que el puente sea levantado por 3 gatos de 70 tn o 4 de 50 tn para el mantenimiento de los aparatos de apoyo. Lo descrito anteriormente se muestra de manera gráfica en la Figura 12.

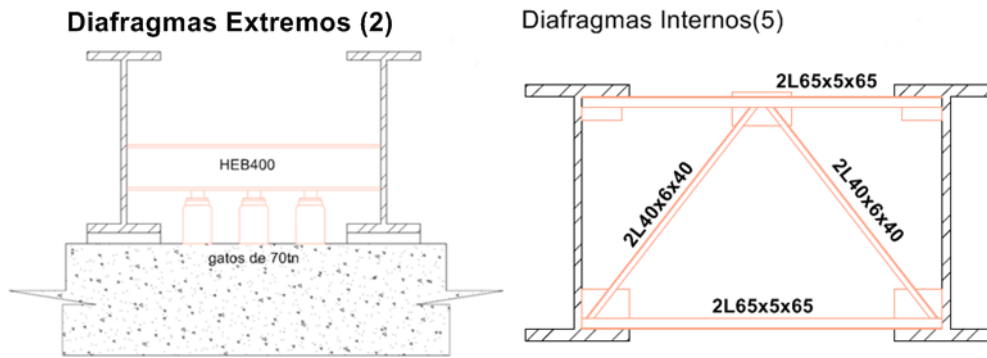


Figura 12. Diafragmas. Fuente: los autores

#### 4.5. Diseño de Rigidizadores de Apoyo

Se colocaron rigidizadores en los apoyos, pues es recomendable colocarlos debido a que es una zona de concentración de esfuerzos. La reacción es 550.55 tn, se chequean las dimensiones y la resistencia de los rigidizadores mediante (29) y (31) correspondientes a Art 6.10.1.2.2 y Art 6.10.11.2.3 [9].

$$b_r \leq 0,48t_r \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (29)$$

$$(Rsb)_r = \phi_b (Rsb)_n \quad (30)$$

$$(Rsb)_n = 1,4A_{pn}F_y \quad (31)$$

Donde:

- $b_r$  ancho del rigidizador
- $t_r$  espesor del rigidizador
- $E_s$  módulo de elasticidad del acero del rigidizador
- $F_y$  esfuerzo de fluencia del acero del rigidizador
- $(Rsb)_r$  resistencia del rigidizador
- $(Rsb)_n$  resistencia nominal
- $\phi$  coeficiente de minoración que en este caso es 1
- $A_{pn}$  área proyectada del rigidizador, y depende del cordón de soldadura, de la unión al alma, en este caso se supone 4,0 cm

$$A_{pn} = 2 * (35\text{cm} - 4) * 3,1\text{cm} = 192,2 \text{ cm}^2$$

Planteando rigidizadores con lámina de 3,1 cm con las siguientes dimensiones:

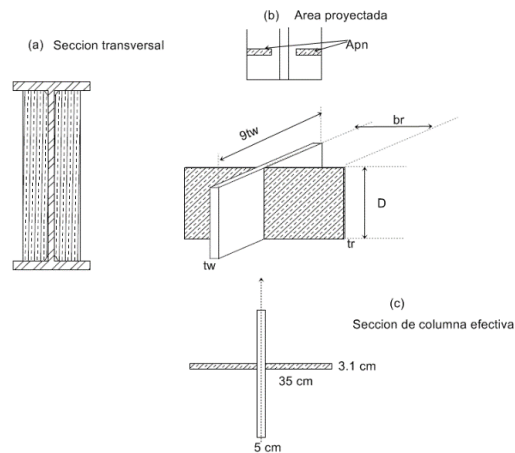


Figura 13. Rigidizador de apoyo. Fuente: los autores

#### Chequeo de sección de columna efectiva

Del Art 6.10.11.2.4b [9] con las dimensiones de la Figura 13, se obtiene que para la sección de columna efectiva las siguientes propiedades:

Área de la sección de columna efectiva	$A = 667 \text{ cm}^2$
Momento de inercia	$I = 108984,37 \text{ cm}^4$
Radio de giro	$r = 12,78 \text{ cm}$
Profundidad del alma	$L = 150 \text{ cm}$
Coefficiente de la condición de apoyo	$K = 0,75$

Calculando la resistencia de la sección de columna efectiva, por la teoría de compresión de la sección 6.9.4 de [9], la resistencia por compresión es

$$P_r = 1596,8 \text{ tn} \gg 550,55\text{tn} \quad \text{OK}$$

#### 4.6. Diseño de Apoyos Elastoméricos

La carga muerta es 98,3072 tn, mientras que la reacción de la carga viva 144,7216 tn, siendo el total o carga de servicio es 243,0288 tn, cantidad para la cual se diseñara el apoyo. El esfuerzo máximo es  $\sigma_{max} = 87,9 \text{ kg/cm}^2$  según [9], por lo que se requiere un área de aparato de apoyo de

$$A_{req} = \frac{\text{Carga Servicio}}{\sigma_{max}} \quad (32)$$

Aplicando (32) se obtiene que es necesaria un área de al menos 2764,8cm<sup>2</sup>; colocando un aparato de neopreno de 80x40 cm x cm; se tiene un área de 3200 cm<sup>2</sup> y un esfuerzo de 75,94

kg/cm<sup>2</sup>, que es menor al esfuerzo máximo. La deformación por temperatura de la viga se puede calcular con la ecuación (33), adicionalmente según el análisis obtenido de [11] para Grupo I, el puente tiene un desplazamiento, longitudinal y transversal de 1,56 cm.

$$\Delta L = \alpha * \Delta T * L \quad (33)$$

Donde:

- $A$  coeficiente de dilatación térmica del acero  $11,7*10^{-6}$
- $\Delta T$  diferencial de temperatura, en este caso se tomó de manera conservadora  $25^{\circ}\text{C}$
- $L$  longitud del puente  $30,00$  m

Deformación por temperatura  $\Delta_s = 1,56\text{cm} + 0,8775\text{cm} = 2,4375\text{cm}$   
 0,8775cm y la deformación total

Espesor requerido del elastómero  $h_{rt} \geq 2\Delta_s = 4,875\text{cm}$

El Factor de forma mínimo (Art14.7.6.3.2-7 de [9]), se chequea mediante (34)

$$\sigma_s \leq 1,25GS_i \quad (34)$$

Donde:

- $G$  módulo de corte del material, siendo  $9,14$  kg/cm<sup>2</sup> para Neopreno de Dureza 60
- $\sigma_s$  esfuerzo por servicio que en este caso es  $75,94$  kg/cm<sup>2</sup>
- $S_i$  factor de forma

Chequeando el factor de forma de la ecuación (34), se obtiene que se requieren dos capas internas de 2,00 cm de espesor y aparte dos capas externas de 1,00 cm de espesor, para un total de 6,00 cm sólo considerando el neopreno. Las placas de acero de refuerzo requeridas se determinan mediante el método A [9], y se emplean láminas de acero A36. El espesor de las placas de acero se calcula mediante las ecuaciones de Servicio (35) cuyo  $h_s$  es 1,8 mm y mediante fatiga (36) con un valor de 0,8 mm. Colocándose finalmente láminas de 2,0 mm de espesor.

$$h_s \geq \frac{3h_{max}\sigma_s}{F_y} \quad (35)$$

$$h_s \geq \frac{2h_{max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (36)$$

Siendo:

- $h_s$  espesor requerido de las placas de acero, por servicio y fatiga respectivamente
- $F_y$  esfuerzo de fluencia del acero
- $h_{max}$  espesor mayor de las capas de neopreno
- $\sigma_L$  esfuerzo solo considerando la carga viva de  $144,72$  tn y el área de  $3200$  cm<sup>2</sup> y
- $\Delta F_{TH}$  esfuerzo admisible por fatiga que corresponde a  $1687$  kg/cm<sup>2</sup> (categoría A de [10])

La altura total del aparato de apoyo corresponde a dos láminas internas de neopreno de 2,0 cm y 3 placas de refuerzo de 0,2 cm o 2,0 mm, más dos laminas externas de 1,0 cm, para un total de 6,6 cm. Lo descrito se muestra en la Figura 14.

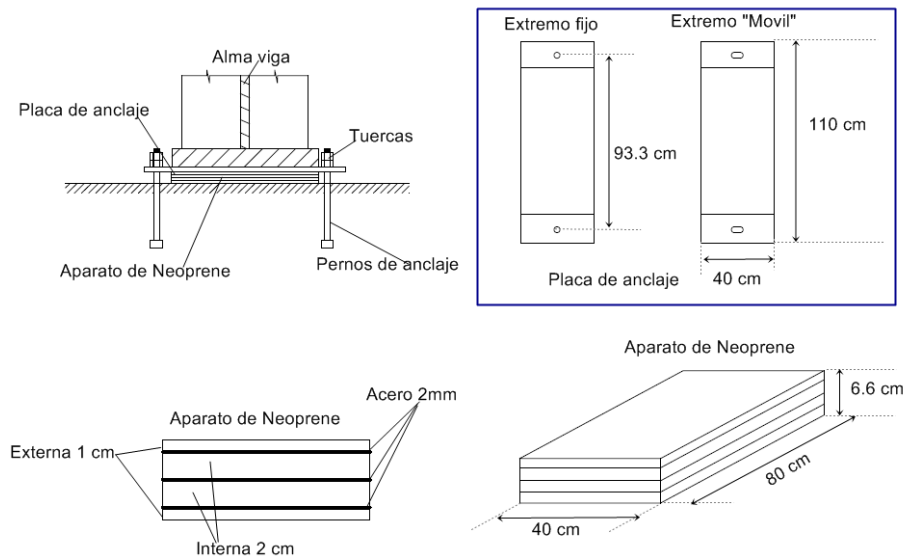


Figura 14. Diseño de aparato de apoyo. Fuente: los autores

Se determinó que los aparatos de apoyo requerían pernos de anclaje, por lo que se calculó una demanda teórica debido a sismo de 41,56 tn. En [10] se establece que como mínimo se deben colocar 2 pernos de 1¼" (32mm) de diámetro embebidos 30,00 cm. Usando los pernos indicados, con un área cada uno de 70917 cm<sup>2</sup> y de material de calidad A325 con esfuerzo último de 6330. Mediante la ecuación (37) se determina la resistencia al corte de los dos pernos planteados.

$$V_n = 0,48A_b F_{ub} N_s \quad (37)$$

Dónde:

$V_n$  resistencia nominal al corte

$A_b$  área de corte o sección transversal de los pernos

$F_{ub}$  es el esfuerzo último del material de los pernos

$N_s$  es el número de pernos

Aplicando la ecuación (37) para 2 pernos, con las características ya mencionadas, se tiene que la resistencia de estos es mayor a la demanda sísmica, por lo que esta configuración es apropiada.

$$V_n = 48,11 \text{ tn} > 41,56 \text{ tn OK}$$

#### 4.7. Soldaduras

Empleando electrodo E60, según la sección 6.4.5 [9], la resistencia para soldaduras de penetración parcial y para filete a corte es 2025,6 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que para soldaduras de penetración completa a corte es 2152,2 kg/cm<sup>2</sup>. Para unir el ala con el alma se practica soldadura de filete continua de ½" o 12,7 mm. Para unir la viga a la placa de anclaje cuyo largo es 40cm (ver figura 15-apoyo), se puede emplear un filete de 3/8" o 9,5mm. Los espalmes se hacen con soldaduras de ranura de penetración completa para el caso del ala, con

un bisel de 30° sencillo y una separación entre placas de 1/8" o 3mm y de penetración parcial para el alma, con un espesor de soldadura de 1/2", o incluso un filete de 1/2". Finalmente se muestra en la Figura 15 un modelo 3D del puente diseñado, incluyendo un tramo central de 90 m correspondiente a un arco atirantado, mostrado en mejor detalle en el trabajo original [1].



Figura 15. Maqueta 3D del puente diseñado. Fuente: los autores

## 5. CONCLUSIONES

El puente diseñado consiste en una estructura de 150,00 m de longitud, basado en dos tramos de viga de 30,00 m, con perfiles construidos de 1,70 m de altura, 0,80 m de ancho de ala, 0,10 m de espesor de ala y 0,05 m de espesor del alma. La losa tiene un espesor de 0,30 m. Adicionalmente consta de un tramo central de 90,00 m manifestado en un arco atirantado de 18,00 m de altura propuesto con perfiles tubulares tanto para el arco como para el tirante; el análisis fue hecho considerando las hipótesis de carga y combinaciones de [9] y el diseño de las secciones por los estados límites de [8].

La demanda capacidad de la sección de vigas de 30,00 m de longitud es 84,8%, según lo mostrado en el apartado 4.2.6, mientras que lo que muestra [11] es 90%; esto se debe a que en programa no se modela el acero longitudinal. Por último, es posible emplear las secciones indicadas gracias al empleo de la soldadura como método de unión mecánica, pues permite aprovechar de mejor manera la resistencia de piezas metálicas, en detrimento que si se unieran por medio de pernos.

## 6. REFERENCIAS

- [1] G. Castro V, «Diseño y cálculo de un puente ferrocarrilero de superestructura metálica» [TESIS], Mérida, Venezuela, Universidad de los Andes, 2019
- [2] R. Monsalve y S. Ramírez, «Diseño y cálculo de puente ferroviario» [TESIS], Mérida, Venezuela, Universidad de los Andes, 2017
- [3] E. Arnal, «Lecciones de Puentes» Caracas, Editorial Arnal, 2000
- [4] O. Martínez E, «El camino de hierro en el sur del lago de Maracaibo» [TESIS],

Mérida, Venezuela. Universidad de los Andes, 2007

- [5] E. Torroja M, «Razón y ser de los Tipos estructurales» Madrid, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 2010
- [6] A. Rodríguez Serquen, «Puentes con AASHTO-LRFD 2014» (7ma edición), Lima, Perú, Prometeo Desencadenado ediciones, 2017
- [7] R. Claros y P. Meruvia, «Apoyo didáctico en la enseñanza-aprendizaje de la asignatura de puentes» [TESIS] Cochamba, Bolivia, 2004
- [8] H. Paris, «Puentes» Caracas, Venezuela, Editorial Fundación Juan José Aguerrevere del Colegio de Ingenieros de Venezuela, 1998
- [9] AASHTO, «LRFD Bridge Designs Specifications», American Association of State Highway and Transportation Officials, E.E.U.U, 2014
- [10] AREMA, «American Railway Engineering & Maintenance of Way Association» E.E.U.U, 2004
- [11] CSI Bridge, «Integrated 3-D Bridge Analysis», 2017
- [12] L. Fargier, «Concreto Armado Comportamiento y diseño» (1era ed.) Mérida, Venezuela, 2010