

Diseño y cálculo de tramo arco atirantado de un puente ferrocarrilero de superestructura metálica.

Design and calculation of cable-stayed arch stretch of a railway bridge of metallic superstructure

Castro Valero Guido Josué^{1*}; Sarmiento Carrasquero Fernando de Jesús¹

¹Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela

*guidoj10@gmail.com

Resumen

Se procede al diseño y cálculo de un tramo de arco atirantado de 90m correspondiente a un puente ferrocarrilero de superestructura metálica, ubicado en la ciudad de El Vigía, capital del Municipio Alberto Adriani del Estado Mérida, Venezuela, cuya finalidad es permitir el surgimiento de un nuevo transporte que impulse la economía que en el occidente del país. 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. El diseño consistió inicialmente en predimensionar seis propuestas distintas de puentes metálicos, para cruzar una luz de 150 m que atraviesa el río Chama, diseñándose finalmente, un puente basado en dos tramos de vigas de sección "I" de 30 m y un tramo de arco atirantado de 90m, de sección cajón, todos los tramos se plantearon con losa de concreto. Los diseños se hicieron en torno a las teorías presentadas por AASHTO LRFD 2014, por otro lado las cargas consideradas, se basaron en las disposiciones generales de AREMA. El tren de cargas consistió en el COOPER E-80.

Palabras clave: Puente, Arco, Ferrocarrilero, Superestructura, Acero, Atirantado

Abstract

Proceed to the design and calculation of a cable-stayed arch stretch of 90m, corresponding to a metal superstructure railway bridge, located in the city of El Vigía, capital of Alberto Adriani Municipality of Mérida State, Venezuela, whose purpose is to allow the emergence of a new transport that drives the economy than in the west of the country. The location of bridge corresponds approximately to a route proposed by the State Railroad Institute (Route Lake of Maracaibo), in the National Railway Plan. The design consisted initially of pre-dimensioning, six different proposals for metal bridges, to cross a 150 m span, crossing the Chama River, finally designing, a bridge based on two sections of "I" section 30 m beams and a cable-stayed stretch of arch of 90m, drawer section, all with concrete slab. The designs were made around the theories presented by AASHTO LRFD 2014, on the other hand the charges considered, were based on the general provisions of AREMA. The load train consisted of the COOPER E-80.

Keywords: Bridge, Arch, Railway, Superstructure, Steel, Cable-stayed

1 Introducción

Los puentes, cualquiera sea el uso que se le dé, permiten el desarrollo de las ciudades y por ende de la humanidad (Arnal, 2000). Esto se evidencia, en el desarrollo de la ciudad de El Vigía, la cual para 2018 contaba con una población aproximada de 155.843 habitantes, pero que en 1950 se consideraba una pequeña aldea de 1668 habitantes; sin embargo con la construcción del Primer Puente sobre el Río Chama, la población ascendió a 8874 habitantes, para 1961, aumentando un 431.77% respecto a 1950.

Ahora bien; con la propuesta de puente de 150m de longitud de (Castro, 2019), en la que se basa este artículo, se podrán enlazar los tramos (Sector Aroa II y la intersección El Vigía-Santa Bárbara del Zulia, Sector La Playita); siendo uno de los enlaces requeridos para el funcionamiento de la línea Maracaibo – La Fría de 588 Km propuesto en 2006, en el nuevo sistema ferroviario Nacional, y permitiría abrir un nuevo tipo de transporte, como lo es el ferroviario, para superar la crisis económica actual, en la que está sumida el país para la fecha de publicación de este trabajo.

Los puentes en general están compuestos de dos partes principales, la superestructura, en la que se consideran los elementos resistentes como el tablero y losa, entre otros. Por otro lado la subestructura, que es la parte que se encarga de transmitir las cargas de la superestructura a la cimentación, tales como estribos o pilas. La cimentación es la parte inferior de una estructura y su función es transferir la carga de la estructura al suelo en que esta descansa (Das, 2001).

La carga viva sugerida por la normativa AREMA, corresponde a la locomotora Cooper E-80. El análisis de la carga viva, se puede hacer a través de Líneas de Influencia (Método de Barre, Principio de Muller Breslau) u obtenido directamente del programa de cálculo, que hace estos procedimientos internamente pero presenta los momentos máximos y cortes como una envolvente.

Existen manuales como el “Structural Steel Designers Handbook” (Brockenbrough y col., 2001) que recopilan los criterios de diseño y cálculo de puentes ferroviarios y carreteros, de superestructura metálica, para puentes de viga simplemente apoyados, armaduras y arcos. En la obra mencionada se presentan métodos de cálculo para puentes de arcos atirantados metálicos, en los que se diseña en primera instancia los largueros o correas que soportan la losa, posteriormente las vigas de carga, seguidamente la costilla o arco y por último el tirante, a su vez las péndolas o cables deben ser calculadas para ayudar al tirante a soportar de mejor manera la combinación de flexión y tensión. Dicha metodología se aplicó en este trabajo para el diseño y cálculo de un tramo de arco atirantado de 90 m.

2 Metodología

El presente trabajo es de tipo “Proyectivo”, porque se elabora una propuesta, para dar solución a un problema práctico. Sin embargo se realizó una extensa investigación, acerca del estado del arte, referente a la materia de puentes, orientándose como una investigación de diseño “Documental”.

La primera etapa correspondió a la recopilación de información acerca de proyectos similares y de normativas para el cálculo, diseño y construcción de puentes; (Arema, 2004, Aashto Lrfd 2014). Posteriormente se definió la ubicación del puente, la cual se muestra en la Fig. 1, tomando en cuenta el trazado de la “Línea Lago de Maracaibo” que el IFE (Instituto ferrocarrilero del estado), planteo en 2006.

Se hizo un Análisis Fotográfico buscando Mapas de Inundación, basándose en los trabajos de (López García y col., 2006); analizándose la zona de emplazamiento del puente, para determinar un contorno o mapa de inundación, que permita tener certeza de la longitud mínima del puente, de manera de tener el menor contacto posible con la corriente

del río Chama. Se utilizó el software Google Earth para obtener una fotografía de la zona de emplazamiento del puente y con AutoCad y ArcGis se procedió a delimitar y hacer las mediciones respectivas, para obtener el ancho de inundación. Es así como se estableció que en promedio el ancho inundado del río Chama en la zona de colocación del puente podía tomarse como 90m.

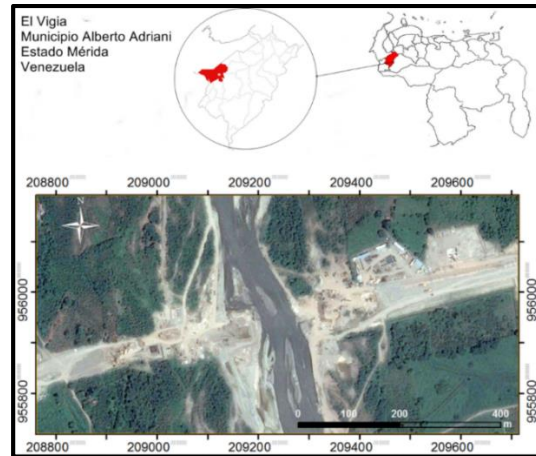


Fig 1. Ubicación geográfica de la zona de trazado del puente. Coordenadas (Este, Norte): UTM Zona 19N- Elipsoide REGVEN. Imagen tomada de Google Earth. Fuente: Autores

La selección del tipo de puente se hizo mediante un análisis de costo de materiales, para seis (6) alternativas distintas:

- Cinco tramos de viga de 30m.
- Tres tramos de viga de 50m.
- Dos tramos de viga de 75m
- Dos tramos de viga de 30m y tramo de viga de 90
- Dos tramos de viga de 30m y un tramo de 90m de Cercha.
- Dos tramos de viga de 30m y un tramo de 90m de Arco de Tablero Superior.

La sección transversal de la vía tiene un ancho internacional de 1435mm de separación de rieles, y se muestra en la Fig.2.

Posteriormente, una vez escogida la alternativa más conveniente se procedió al cálculo y diseño del puente. El análisis o cálculo del puente, se hizo considerando cargas y combinaciones de la normativa ferroviaria (Arema 2004). El diseño o dimensionado se ejecutó tomando en cuenta la teoría de flexión, compresión y tracción (Aashto Lrfd 2014). Las secciones a emplear se plantearon con acero A36, de varios espesores, presentadas en el catálogo de la empresa Hierrobeco CA

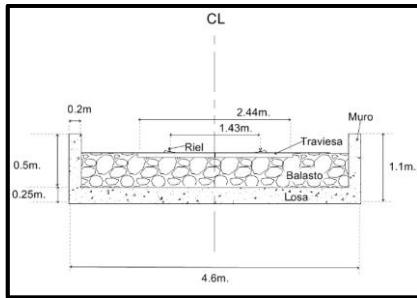


Fig 2: Sección típica del puente ferroviario, para un solo tren. Fuente: Autores

Para el modelo del arco atirantado propuesto se empleó un modelo 2D, debido a la mayor complejidad de este, y se usó el mismo programa de cálculo. Dicho modelo se muestra en la Fig 3. La ecuación que describe la directriz del arco corresponde a la ecuación (1), y surge a través de la sustitución de valores, en una ecuación general para arcos que sigan su curva funicular (Timoshenko y col., 1976).

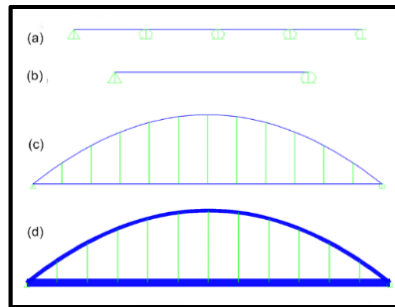


Fig 3: Modelo del puente de Arco de 90m; (a) Modelo de largueros de 30m; (b) Modelo de vigas de carga que soportan los largueros; (c) Modelo 2D del arco; (d) Modelo 2D del arco extruido. Fuente: Autores

$$z = 18 - \frac{72(x-45)^2}{8100} \quad (1)$$

El resto de las ecuaciones empleadas para el cálculo y diseño se muestran directamente en el aparatado siguiente.

3 Cálculos y Resultados

3.1. Análisis Fotográfico buscando Mapas de Inundación.

En la Fig 4, se muestra la metodología empleada para determinar los anchos máximos a los que puede “explayarse” el río Chama según los análisis fotográficos hechos. Cabe destacar, que este análisis comprendió otras dos imágenes comparativas, pero debido a su extenso contenido no se mostraron en este artículo. Mediante este análisis se pudo apreciar que el ancho de inundación del río, varía entre 94 m y 407m. Asimismo el ancho del cauce del río varía desde 35 m, hasta 107m. Entendiéndose que el comportamiento del río es bastante caótico y en ocasiones presenta bifurcaciones e incluso aguas abajo de la zona del emplazamiento tienen tendencia a formar meandros.

Debido a esto se escogió un tramo de puente de 90m, para que “teóricamente” las pilas, no estén en contacto con el río durante las épocas de sequía, y a su vez se plantea la inclusión de estructuras de contingencia, tales como cajones de paso, para formar lo que se denomina “Terraplén Permeable”, ya que el río puede llegar a extenderse hasta 407m, y con estas estructuras, puede protegerse el terraplén de acceso del puente.

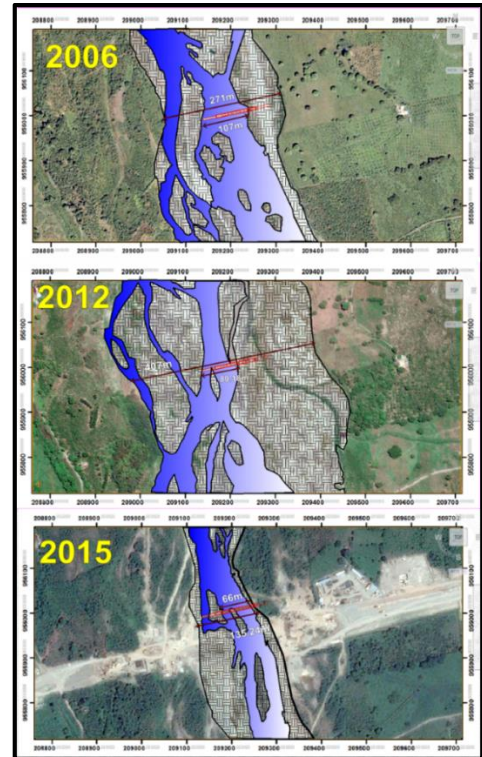


Fig 4: Mapas de Inundación; para los años 2006, 2012 y 2015; usando los software Google Earth para fotografiar, ArcGis para georeferenciar y AutoCAD, para delimitar. Fuente: Autores

3.2. Predimensionado y elección de tipo de puente.

Características de los materiales a usar

Concreto: (250kg/cm²) $E_{cr} = 238752 \text{ Kg/cm}^2$

Acero: (A – 36)

$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Las cargas de la sección transversal del puente se muestran en la Tabla 1; y se indican por unidad de área, obteniéndose las cargas lineales, multiplicándose por el ancho tributario en caso de vigas, y por un ancho unitario en el caso del análisis de la losa.

Tabla 1: Análisis de Carga para la sección transversal tipo del puente.

Elemento	N°	Ancho(m)	Alto(m)	Y(Kg/m3)	Peso
Traviesa	1	2.44	0.185	2400	444 Kg/m2
Balasto	1	4.2	0.5	1900	950 Kg/m2
Riel	2	-	-	-	305.41 Kg/m
Losa	1	4.6	0.25	2400	600 Kg/m2
Muros c/u	2	0.2	1.1	2400	528 Kg/m

En la Fig 5, se muestran las alternativas de puentes predimensionados, y su respectivo costo (solo el costo de los materiales, no se consideraron aspectos diversos como, procedimientos constructivos o salarios de obreros etc.)

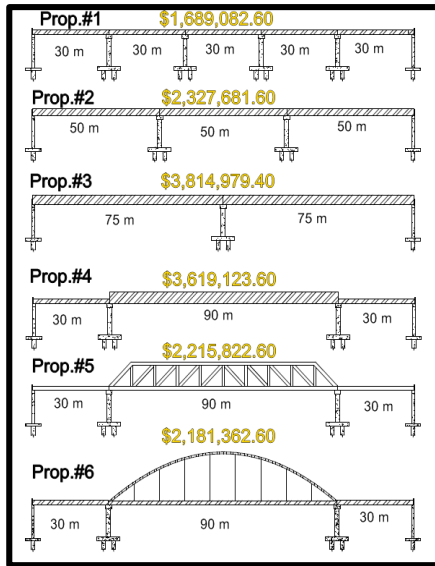


Fig 5: Comparación de costos de materiales de cada propuesta planteada. Cabe destacar que en estas se tomó en cuenta también un estimado referente a la subestructura y cimentación. La propuesta escogida fue la numero 6, ya que estéticamente es mejor que el resto de alternativas y adicionalmente es la segunda más económica, según el análisis realizado. Fuente: Autores.

3.3 Calculo del puente de Arco Atirantado de 90m.

3.3.1 Losa de 25cm de espesor

El espesor de esta losa es 25cm, y se usó un impacto de 30%. Las solicitaciones máximas se calcularon con el grupo I de AREMA, lo cual correspondería al estado límite de Resistencia. $grupo I = 1.4D + 2.333(L + I)$. El modelo a usar se basa en un elemento tipo “frame”, que simula una viga de ancho unitario y dos apoyos simples que lo representan las vigas longitudinales. Se supone que en ese ancho unitario, actúa un eje sencillo del tren de cargas Cooper E-80, de 18143.7 kg (cada rueda). Con chequeos previos se estableció que es posible emplear armadura sencilla, por lo que el cálculo del acero puede emplearse mediante la fórmula (2), donde “d” corresponde a la altura útil de la losa que es 20cm, f’c es la resistencia del concreto(250), “b” es el ancho que corresponde a 100cm(ancho unitario), ϕ es 0.9, y Mu es el

momento ultimo o demanda que es 6.36 tn.m para momento positivo y 4.69 tn.m para momento negativo.

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

$$A_{s+} = 8.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-} = 6.41 \text{ cm}^2$$

Las áreas de acero máximas y mínimas, así como las de repartición se calculan respectivamente con las ecuaciones (3) siendo 56cm², (4) siendo 6.67 cm² y (5) siendo 4.5cm²/m, compilándose todo en la Fig 6, donde se muestra el despiece, de la losa de 25cm.

Acero Máximo y Mínimos

$$A_{s_{max}} = 0.025bd \quad (3)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y}bd \quad (4)$$

$$A_{s_{reparticion}} = 0.0018bh \quad (5)$$

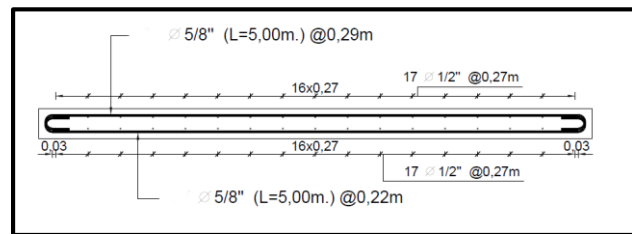


Fig 6: Despiece de losa de 25cm. Se emplean barras de 1/2 @17m, para el acero longitudinal de repartición. Se usan barras de 5/8 @0.22m en la parte inferior y @0.29m en la parte superior. Fuente: Autores.

En la Fig 7, se aprecia, la sección transversal del puente de arco de 90m, en la posición de su primer arriostramiento, diferenciándose los elementos resistentes tales como la losa, los largueros, las vigas de carga, los tirantes, las péndolas y el arco, entendiéndose que las cargas se distribuyen, en el mismo orden de los elementos nombrados.

3.3.2 Largueros

Las cargas se distribuyen por ancho tributario, mostrándose los valores de estas en la Tabla 2. El ancho tributario es 0.95m, para el caso de los largueros L2 y L3, y 0.875m para los largueros extremos L1. El larguero con mayor solicitación es el L2, ya que el 39.3% de la carga viva es asumida por este, siendo el elemento que dictara el diseño.

Tabla 2: Cargas en cada larguero.

Carga	L1	L2	L3
Losa (kg/m)	528.74	565.24	572.04
Balasto (kg/m)	573.01	989.36	865.26
Muro (kg/m)	734.1	-262.3	112.48
Travesía (kg/m)	-5.34	317.86	458.31
Riel (kg/m)	-4.15	54.89	38.11
Carga Viva %	-3.00%	39.30%	27.30%

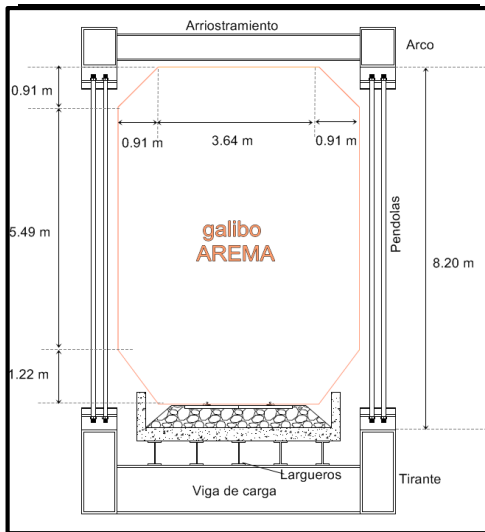


Fig 7: Sección transversal definitiva del arco de acuerdo a las restricciones del Gálibo de AREMA, para la posición del primer arriostramiento. Fuente: Autores.

En la figura Fig 8(a), se aprecia el modelo usado para determinar los porcentajes de carga viva que soporta cada larguero. Adicionalmente se muestra el modelo tipo frame empleado para el análisis de los largueros Fig8(b), en el que se plantean en 3 segmentos de 30m, para un total de 90m del arco atirantado. En la Fig 9 se muestra el tren de cargas empleado para el cálculo de los modelos longitudinales del puente.

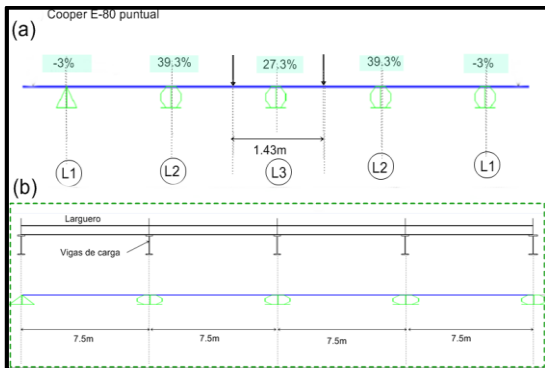


Fig 8: Distribución de carga viva y Modelo del Larguero; (a) Modelo de la losa, en la cual se hace un análisis con cargas puntuales separadas 1.43m, obteniéndose de manera porcentual la carga viva en los largueros;(b) Modelo de los largueros con separaciones de 7.5 m. Fuente: Autores.

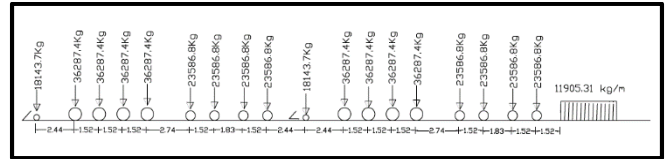


Fig 9: Tren de cargas Cooper E-80. Tomado de (Arema, 2004).

Estado límite de Resistencia

El chequeo de este elemento se puede hacer mediante el Apéndice D.6.1 (, Aashto Lrfd, 2014), ya que la sección planteada es un perfil I, correspondiente a un HEB 550.

Propiedades plásticas de la sección

Fuerza en la losa de concreto $P_s = 0.85f'cb_{losa}h_{losa}$ (6)

Fuerza en el acero superior de la losa $P_{rt} = FyA_{rt}$ (7)

Fuerza en el acero inferior de la losa $P_{rb} = FyA_{rb}$ (8)

Fuerza en el Ala superior $P_c = Fy b_{fc} t_{fc}$ (9)

Fuerza en el Ala inferior $P_t = Fy b_{fc} t_{fc}$ (10)

Fuerza en el Alma $P_w = Fyh_w t_w$ (11)

Siendo $f'c$ la resistencia del concreto de la losa (250 kg/cm²), b_{losa} el ancho tributario que para largueros internos L2 y L3 es 95 cm, mientras que para los externos es 87,5 cm. Fy es el esfuerzo de fluencia del acero A-36 de los perfiles HEB550 correspondiente a 2530kg/cm², mientras A_{rt} y A_{rb} es el área colocada de acero longitudinal o de repartición de la losa considerando en este caso 21.3cm². b_f y t_f son el ancho y espesor del ala que corresponde a 30cm y 2.9cm respectivamente. Por ultimo h_w y t_w son la profundidad y espesor del alma que son 49.2 cm y 1.5 cm respectivamente.

Como se cumple que $P_t + P_w + P_c > (\frac{c_{rb}}{t_s})P_s + P_{rt} + P_{rb}$ el eje neutro plástico (ENP) de la sección compuesta se encuentra en la losa y se tiene el Caso III.

Del Apéndice D.6.1 Momento plástico (AASHTO LRFD, 2014).

$$\bar{Y} = t_s \left(\frac{P_c + P_w + P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_s} \right) \quad (12)$$

$$M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + (P_s d_s + P_c d_c + P_t d_t + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb}) \quad (13)$$

Con las ecuaciones (12) y (13) se puede calcular la profundidad del eje neutro plástico y el momento plástico de la sección. Siendo t_s el espesor de la losa que es 25cm, P_c , P_w , P_{rt} , P_{rb} , P_s fueron indicados anteriormente. d_s , d_c , d_t , d_{rt} , d_{rb} son las distancias centroidales de cada elemento al eje neutro plástico (\bar{Y}).

Sustituyendo en las ecuaciones anteriores se obtiene que:

$\bar{Y} = 22.19 \text{ cm}$ Se mide desde la parte superior de la losa

$$M_{p+} = 257.07 \text{ tn.m}$$

Chequeo de Ductilidad

$$D_p \leq 0.42D_t = 22.19\text{cm} < 33,6\text{cm} \quad (14)$$

Para asegurar que la falla sea dúctil se chequea la ecuación (14) siendo D_t el espesor total de la sección que es 80cm, y D_p es la distancia desde el eje neutro plástico al borde más alejado de la superficie de concreto que coincide con Y 22.19cm.

Con la ecuación (15) se determina el momento resistente, mientras que con (16) se chequea que se cumpla el requisito de resistencia, siendo M_u la demanda máxima a la que está sometido el larguero, ϕ_f 0.9.y el resto de factores se toman como cero para este caso.

$$\text{Si } D_p > 0.1D_t \rightarrow M_n = M_p \left(1.07 - \frac{0.7D_p}{D_t}\right) \quad (15)$$

$$M_u + \frac{1}{3}f_t S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (16)$$

Con (15) se obtiene una resistencia de 225.15tn.m siendo la demanda 155.883 tn.m. Las demandas se muestran en la Fig 10.

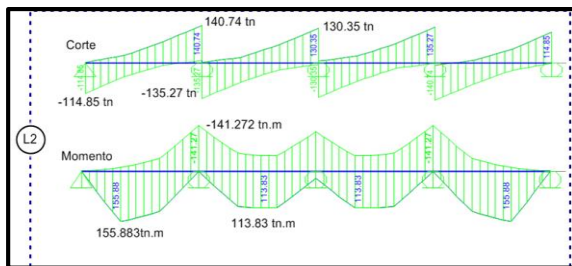


Fig 10: Demandas sobre el larguero más solicitado (L2) obtenidas con el software CSI Bridge ; siendo para $M+$ 155.883tn.m y para momento negativo 141.272tn.m . Fuente: Autores.

$$155.883 \text{ tn.m} \leq 0.9 * 225.15 \text{ tn.m}$$

$$155.883 \text{ tn.m} < 202.63 \text{ tn.m} \quad OK$$

$$D./C. = 0.769$$

Como en este caso, los largueros se plantean como vigas continuas de 30m, con apoyos cada 7.5m (vigas de carga), habrá momento negativo en el que se desprece, la sección compuesta y se asuma sección agrietada, variando el procedimiento para el chequeo de la sección. Para este caso es necesario evaluar que no exista inestabilidad por pandeo, y la habilidad de desarrollar el momento plástico va a depender de la capacidad del alma de plastificarse. El factor

de plastificación del alma obtenido de la sección A6.2 (, Aashto Lrfd 2014) se calcula con la ecuación (17) y depende de valores de esbeltez del alma. El momento resistente para momento negativo se calcula con la ecuación (18).

$$R_p = \frac{M_p}{M_y} \quad (17) \quad M_n = R_p M_y \quad (18)$$

M_p es el momento plástico, que se calcula de manera similar que para momento positivo y que en este caso es $M_{p-} = 188.11\text{tn.m}$, mientras que M_y es el momento de fluencia, se calcula mediante el Apéndice D6.2 (Aashto Lrfd 2014), y se obtiene el menor entre los casos de (A)Pandeo Local del Ala, o (B)Pandeo lateral torsional.

El momento actuante máximo para flexión negativa es 141,27tn.m, mientras que la resistencia calculada es 164.459tn.m. La sección transversal colocada se muestra en la Fig 11.

$$\text{Por lo tanto } 141.272 \text{ tn.m} \leq 148.013 \text{ tn.m} \quad OK$$

$$D./C. = 0.954$$

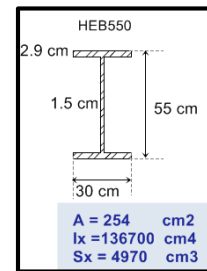


Fig 11: Sección para largueros (HEB550). Catalogo Hierrobeco. Fuente: Autores.

3.3.3 Vigas de Carga

El modelo de la viga de carga es simplemente apoyada, y se muestra en la Fig 12(b), por lo que se supone que esta transmite solamente corte a los tirantes del arco, para evitar así, generar torsiones altas en estos. Debido a que la longitud de estas vigas es 5.5m el impacto a usar es 35%. Las cargas aplicadas a las vigas de carga son las reacciones obtenidas en el análisis de los largueros.

En este caso la sección no es compuesta, y no influye la presencia de la losa, por lo que el procedimiento a seguir cambia un poco respecto al seguido en el cálculo de los largueros.

Estado límite de Resistencia

Con las ecuaciones (9) a (11) se determinan las fuerzas en los elementos de la viga planteada mostrada en la Fig 12, de esta manera por medio de la ecuación (19) se determina la posición del eje neutro plástico, ubicándose en la mitad de la altura por tratarse de una viga sin losa ni acero de refuerzo encima.

$$\bar{Y} = \frac{D}{2} \left(\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1 \right) \quad (19)$$

El momento plástico de la sección se calcula mediante la ecuación (20).

$$M_p = \frac{P_w}{2D} (\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2) + (P_s d_s + P_c d_c + P_t d_t + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb}) \quad (20)$$

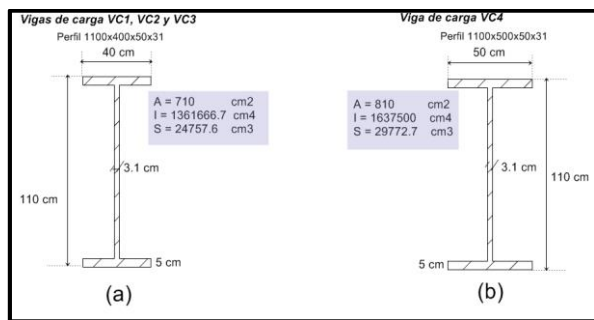


Fig 12: Secciones escogidas para las vigas de carga; (a) para las vigas de carga VC1, VC2 y VC3; (b) para las vigas de carga VC4. Fuente: Autores.

En la figura 13 se muestra 13(a) Esquema de disposición estructural, por debajo de los largueros; 13(b) separaciones de largueros y por ende de las cargas aplicadas; 13(c) esquema de ubicación de los tipos de vigas de carga de acuerdo a las cargas que reciben, nótese que la VC4 es la combinación de dos VC1; 13(d) Ubicación general de los tipos de vigas de carga en el arco de 90m.

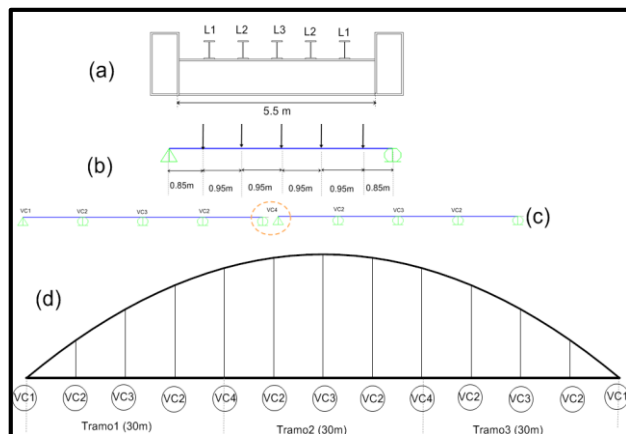


Fig 13 Vigas de carga. Fuente: Autores.

La demanda a la que está sometida la viga de carga VC2 se muestra en la Fig 14, respondiendo a un modelo simplemente apoyado.

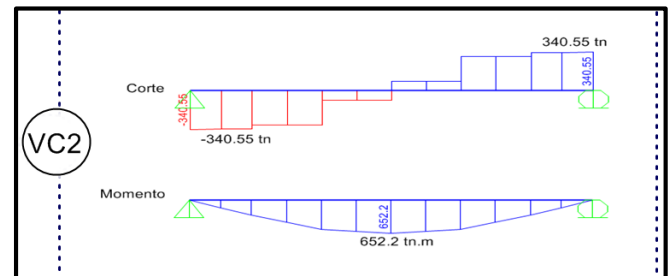


Fig 14 Demandas en la VC2, que es la estudiada en este caso. Fuente: Autores.

El caso de la VC2, aplicando (19) y (20) se obtiene

$$\bar{Y} = 50 \text{ cm} \quad M_{p+} = 727.375 \text{ tn.m}$$

A su vez como esta no se trata de una sección compuesta, del Apéndice D6.2 (AASHTO LRFD, 2014), para el cálculo de M_y , se obtiene: para Ambas alas: $M_{yc} = M_{yt} = 626.37 \text{ tn.m}$

Con la ecuación (17) y (18) se obtiene respectivamente:

$$R_{pc} = 1.16 \quad \text{y} \quad M_n = 727.375 \text{ tn.m}$$

Y aplicando (16)

$$654.64 \text{ tn.m} < 652.197 \text{ OK}$$

$$D/C. = 0.996$$

**Cabe destacar que en la Fig 12(b) se muestra otra sección para VC4 que es la más desfavorable, la cual también fue chequeada cumpliendo con los requisitos de resistencia.

3.3.4. Sistema Arco-Tirante-Péndolas.

En la tabla 3, se muestran las coordenadas que definen la directriz del arco, calculadas mediante la ecuación (1), sabiendo que la flecha es 18m, y la luz total 90m

3.3.4.1 TIRANTE: Se escogió un tirante con más rigidez que el arco, cuya sección se muestra en la Fig15.

Para el modelado en CSI Bridge, debido al refuerzo colocado, se deben corregir los valores de las propiedades mecánicas del tirante, introduciendo la sección del tirante sin refuerzo, pero añadiendo los siguientes factores en la opción “set Modifiers”, para que el programa interprete que la sección ingresada tiene las propiedades del tirante reforzado.

$$A = 1.153846 \quad I_x = I_3 = 1.192482915 \quad I_y = I_2 = 1.099643319$$

$$\begin{aligned} \text{Masa} = \text{Peso} &= 1.153846 & \text{Shear Area} &= 1.153846 \\ \text{Masa} = \text{Peso} &= 1.153846 & \text{Shear Area} &= 1.153846 \end{aligned}$$

Tabla 3: Coordenadas (X,Z) del arco discretizado cada 2.5m.

Punto	X(m)	Z(m)
1	0	0
2	2.5	1.94
3	5	3.78
4	7.50	5.50
5	10.00	7.11
6	12.50	8.61
7	15.00	10.00
8	17.50	11.28
9	20.00	12.44
10	22.50	13.50
11	25.00	14.44
12	27.50	15.28
13	30.00	16.00
14	32.50	16.61
15	35.00	17.11
16	37.50	17.50
17	40.00	17.78
18	42.50	17.94
19	45.00	18.00

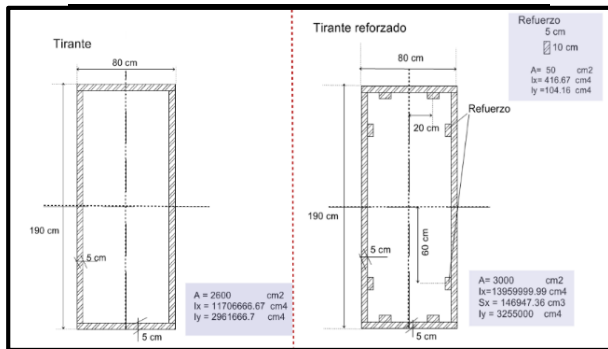


Fig 15: Sección transversal del tirante y del tirante reforzado, el cual se propuso para dar solución al arco atirantado. Fuente: Autores.

Las cargas aplicadas al tirante, corresponden a las reacciones de las vigas de carga

Resistencia

Calculo de la resistencia a tracción de la sección.

$$\phi P_n = 0.95A_f y \quad (21)$$

Siendo A el área transversal del tirante, y fy el esfuerzo de fluencia del acero A36(2530kg/cm2).

$$\phi P_n = 7210.5 \text{ tn}$$

Calculo de la resistencia a flexión de la sección.

$$M_n = f_y S_x \left(1 - \frac{0.064 f_y S_x L}{A E_s} \left(\frac{\sum b/t}{I_y} \right)^{0.5} \right) \quad (22)$$

La ec (22), Correspondiente a Ec 6.12.2.2.2-1; De sección 6.12.2.2.2 (, Aashto Lrfd 2014) es la resistencia a flexión miembros sección cajón. Donde Sx es el módulo de sección; A es el área de la sección; Iy es el momento de inercia respecto al eje y (mostrados en Fig 15); fy es la resistencia a la fluencia del material; L es la longitud no arriostrada del tirante que en este caso es la separación de las vigas de carga (750cm).

$\sum b/t$ Se calcula como sigue, y es la sumatoria de los anchos del ala y profundidad del alma entre sus respectivos espesores.

$$\sum b/t = 2 * \frac{80 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} + 2 * \frac{80 \text{ cm}}{5 \text{ cm}} = 104 \text{ cm}$$

Aplicando (22) y usando un factor de minoración de 0.9 se obtiene: $\phi M_n = 3292.418 \text{ tn.m}$

Mediante la ecuación de interacción (23) se chequea el caso de flexo-tracción.

$$\text{Si } \frac{T_u}{\phi P_n} > 0.2 \quad \frac{T_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \quad (23)$$

Como las demandas a tracción y flexión son respectivamente 1655.7tn y 2812.24tn.m, mostradas en Fig 16.

Se cumple que $\frac{T_u}{\phi P_n} = 0.2296$

Finalmente aplicando (23) la demanda capacidad del tirante es:

$$\frac{1655.734 \text{ tn}}{7210.5 \text{ tn}} + \frac{8}{9} \left(\frac{2812.24 \text{ tn.m}}{3292.418 \text{ tn.m}} \right) = 0.988 < 1 \text{ OK}$$

$$D./C = 0.988$$

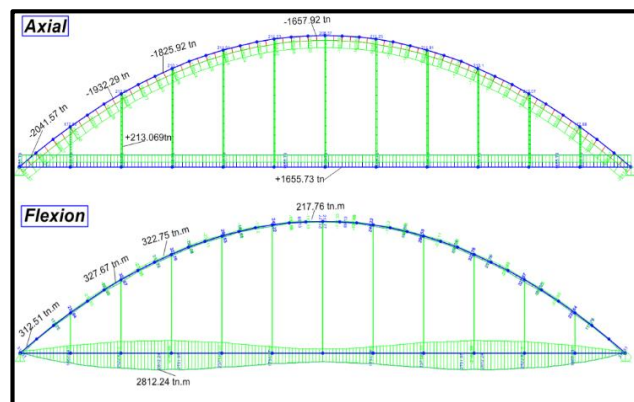


Fig 16 Demandas por fuerza axial y flexión del sistema arco-tirante. Fuente: Autores.

3.3.4.2. ARCO

En la Fig 17, se muestran las secciones transversales usadas para el arco, sabiendo que en los extremos (arranques) se usa una sección transversal mayor a la usada en las cercanías a la clave o punto más alto del arco, sin embargo se muestra el chequeo solo para las dovelas extremas.

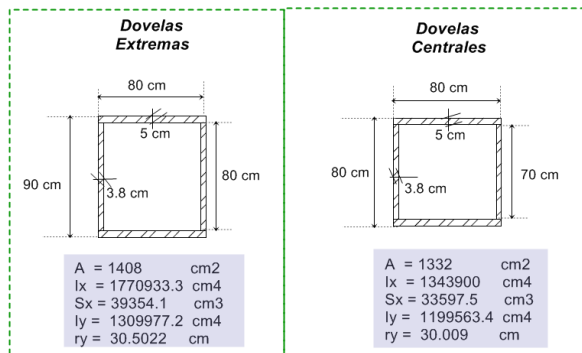


Fig 17 Secciones del arco; Dovelas extremas y Dovelas Centrales. Fuente: Autores.

Resistencia

Calculo de la resistencia a compresión de la sección.

Para este caso se estimó que la longitud no arriostrada es 1568 cm(15.68m). Se chequea la esbeltez

$$\frac{KL}{r_{\text{mínimo}}} = 33.4 < 120 \text{ Para elementos principales}$$

K en este caso es 0.65 debido a las condiciones de apoyo del arco, y se toma de la Tabla 4.5.3.2c-1 (Aashto Lrfd 2014).

La sección es compacta, debido a que la relación de esbeltez es menor al límite(120), por eso Q_s es 1; y A_g es el área de la sección del arco(dovela extrema), calculándose la resistencia teórica sin considerar el pandeo P_o con la ec (24).

$$P_o = Q_s F_y A_g \quad (24) \quad P_o = 3562.24 \text{ tn}$$

$$P_e = \frac{E\pi^2 A}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (25) \quad P_n = \left(0.658 \frac{P_o}{P_e}\right) P_o \quad (26)$$

Con la ec(25) se puede calcular la resistencia de Euler, para un elemento a compresión, siendo E el módulo de elasticidad del material, y la relación KL/r, la esbeltez calculada anteriormente. Asimismo con la ecuación (26) se calcula la resistencia nominal de la sección, a compresión, en la que se consideran los efectos del pandeo, cuando se cumple que la relación P_e/P_o es mayor a 1, como es el caso $\frac{P_e}{P_o} = 7.337$

Aplicando (25) se obtiene: $P_e = 26137.49 \text{ tn}$

Y resolviendo (26) con $\phi = 0.95$ $\phi P_n = 3196.49 \text{ tn}$

Calculo de la resistencia a flexión de la sección.

Con:

$$\sum b/t = 2 * \frac{80\text{cm}}{5\text{cm}} + 2 * \frac{80\text{cm}}{3.8\text{cm}} = 74.105 \text{ cm}$$

L=1568 cm , y las demás propiedades tomadas de la Fig 17 (Dovelas Extremas).

Se obtiene de (22) con $\phi = 0.9$ $\phi M_n = 873.32 \text{ tn.m}$

La sollicitación máxima en las dovelas de los extremos corresponde a una compresión de 2041.57tn y una flexión de 312.51tn.m (Fig 16). Sin embargo, considerando los Efectos de Segundo Orden, debido a que el arco es un elemento que trabaja a flexo compresión: aplicando el Art 4.5.3.2.2C Magnificación de momento (, Aashto Lrfd 2014). Se amplifica la carga viva con $\delta_b = 1.0996$ y finalmente. el momento aumenta a 332.22tn.m.

Como $\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.63869$; se usa la ecuación (23)

$$\frac{2041.5704 \text{ tn}}{3196.49 \text{ tn}} + \frac{8}{9} \left(\frac{332.2253 \text{ tn.m}}{873.32 \text{ tn.m}} \right) = 0.9768 < 1 \text{ OK}$$

$$D./C = 0.9768$$

Adicionalmente (, Aashto Lrfd,00 2014) establece dos chequeos para arcos metálicos: (A) Esbeltez del Alma (Art 6.14.4 Arcos de Alma Solida) y (B) Estabilidad del Ala (Art 6.14.4 Arcos de Alma Solida); los cuales se cumplen en el diseño realizado.

En la Fig 18 se muestran la disposición de las secciones transversales en el puente de arco atirantado de 90m, tanto para las secciones extremas del arco como para las centrales, para el tirante y péndolas.

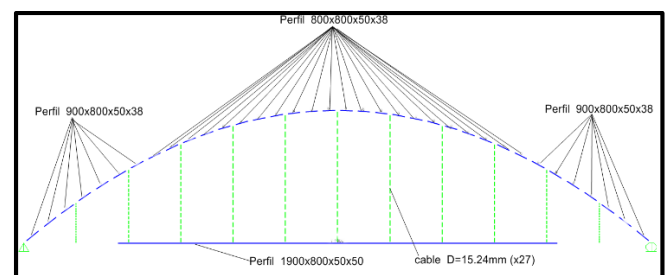


Fig18. Secciones del arco; Dovelas extremas y Dovelas Centrales. Fuente: Autores.

3.3.4.3. Péndolas-Anclaje.

Con un tirante de acero, como el mostrado en la Fig 19, roscado, con tuerca de seguridad (tipo I) para mayor facilidad de montaje, y con una demanda de 213.008tn; se puede hacer un arreglo de 4 tirantes, para tener un Factor de

Seguridad (FS) mayor a 4. Para un FS de 4 se requieren cables que soporten 852 tn (8358 KN). Empleando tirantes de acero (UNEQUICOHESIVE) sin termofluencia (que corresponde a una deformación de tipo plástico que puede sufrir un material cuando se somete a temperatura elevada) y grado 460 (4690.69 kg/cm²) considerando 4 tirantes colocados simétricamente se tiene 9100KN (927.62 tn) de resistencia cumpliendo con los requerimientos de resistencia y teniendo un FS mayor a 4.

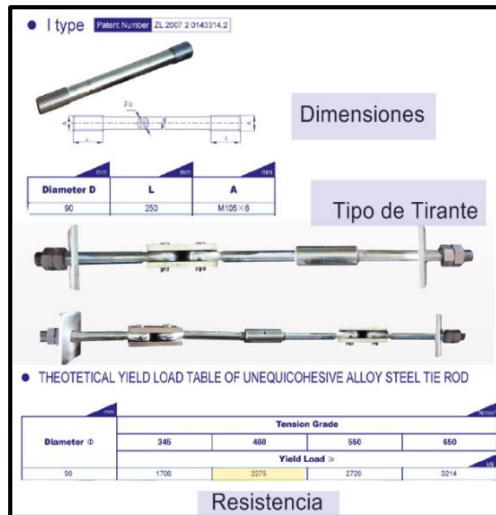


Fig 19. Tirante de acero o Péndola: del catálogo de la empresa INPROCON, para el elemento escogido de diámetro 90mm, se tiene que la rosca tiene una longitud de 250mm, y corresponde a una de tipo M105x6; asimismo la resistencia del cable es 2275KN cada uno. Tomado de INPROCON

En la Fig 20 se muestra una maqueta 3D del puente propuesto, correspondiendo a un puente de 150m en total, Castro (2019). En el presente artículo se analizó solo el tramo central de 90m correspondiente a un arco atirantado.



Fig. 20 Modelo 3D del puente diseñado. Fuente: Autores.

4 Conclusiones

Mediante análisis de fotografías aéreas, de distintos años es posible determinar zonas de inundación en las márgenes de un río, de manera que se puedan tomar medidas de contingencia, para la ubicación y selección de un tipo de puente específico y los mecanismos que permitan disminuir

o atenuar la vulnerabilidad de este, ante eventos extraordinarios relacionados con crecidas del río dichos mecanismos pueden ser terraplenes permeables.

El empleo de soldadura como método de unión mecánica, permite aprovechar de mejor manera la resistencia de piezas metálicas, en detrimento que si se unieran por medio de pernos.

Los refuerzos longitudinales internos del tirante planteado, fueron propuestos debido al desperdicio intrínseco, propio del cortado de láminas para producir los perfiles de los distintos tramos del puente, sin embargo para facilitar el proceso de soldadura de estos, pueden modificarse pero solo si en el análisis la sección compuesta por el tirante y los refuerzos tiene propiedades mecánicas iguales o mayores a la sección propuesta.

El puente diseñado consiste en un puente de 150 m de longitud, basado en dos tramos de viga de 30 m, y en un tramo central de 90 m manifestado en un arco atirantado de 18 m de altura propuesto con perfiles tubulares tanto para el arco como para el tirante, la losa de este tramo es de 25cm de espesor; el análisis fue hecho considerando las cargas y consideraciones de AREMA y el diseño por los estados límites de AASHTO

Referencias

- American Association of State Highway and Transportation Officials-AASHTO LRFD, 2014, LRFD Bridge Designs Specifications 2014, E.E.U.U.
- American Railway Engineering & Maintenance of Way Association-AREMA, 2004, E.E.U.U.
- Arnal E, 2000, Lecciones de Puentes, Caracas, Editorial Arnal.
- Brockenbrough R, 2001, Structural Steel Designer's handbook, 3era edición, New York, McGraw-Hill,
- Castro G, 2019, Diseño y cálculo de un puente ferrocarrilero de superestructura metálica. Trabajo de grado, Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela.
- Claros R, 2004, Apoyo didáctico en la enseñanza-aprendizaje de la asignatura de puentes. Trabajo de grado, Universidad Mayor de San Simón, Cochamba, Bolivia.
- Das B, 2001, Fundamentos de ingeniería Geotécnica, 1ra edición, México DF, México, Thomson Editores S.A.
- Fargier L, 2010, Concreto Armado Comportamiento y diseño, 1era edición, Mérida, Venezuela.
- López-García M, 2006, El Uso De Imágenes Ikonos Para La Cartografía De Riesgo De Inundación En Pequeñas Cuencas Mediterráneas. Departament de Geografia, Universitat de València. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/267863715_El_uso_de_imagenes_Ikonos_para_la_cartografia_de_riesgo_de_inundacion_en_pequeñas_cuencas_mediterráneas
- Timoshenko S, 1976, Teoría de las estructuras, 2da edición, Bilbao, URMO s.a. de ediciones.

Recibido: 13 de julio de 2019

Aceptado: 10 de octubre de 2019

Castro Valero, Guido Josue: Ingeniero Civil, Universidad de los Andes - ULA (2019)

Sarmiento Carrasquero, Fernando de Jesús: Ingeniero Civil, Universidad de los Andes - ULA (1973), Profesor Titular. Universidad de los Andes ULA. Correo electrónico: sarmc@ula.ve

