

DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES METÁLICOS
EXISTENTES. CASO DE ESTUDIO: PUENTES ANTIGUA VÍA FÉRREA CAFÉ
MADRID - SABANA DE TORRES. SECTOR PALMAS - EL CONCHAL, TRAMO A.

KATIANA DALILA TAVERA RUIZ
MISAEAL ANDRÉS TAVERA RUIZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2013

DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES METÁLICOS
EXISTENTES. CASO DE ESTUDIO: PUENTES ANTIGUA VÍA FÉRREA CAFÉ
MADRID - SABANA DE TORRES. SECTOR PALMAS - EL CONCHAL, TRAMO A.

KATIANA DALILA TAVERA RUIZ
MISAEEL ANDRÉS TAVERA RUIZ

Trabajo de grado para optar al título de:
Ingeniero Civil

Director
ÁLVARO VIVIESCAS JAIMES
Ingeniero Civil, PhD.

Codirector
GUSTAVO CHIO CHO
Ingeniero Civil, PhD.

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2013

CONTENIDO

	Pág.
1. INTRODUCCIÓN	17
2. ALCANCE	18
3. METODOLOGÍA	18
4. PUENTE LA HONDA	19
4.1. UBICACIÓN	19
4.2. GENERALIDADES	19
4.3. PATOLOGÍA	19
5. MODELO NUMÉRICO	19
5.1. LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO	19
5.2. TABLERO	22
5.3. CARGAS	23
5.3.1. Carga muerta	23

5.3.2. Carga viva	23
5.3.3. Carga por sismo	23
5.3.4. Carga de viento	24
5.3.5. Combinaciones de carga	26
6. ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS	26
7. CONEXIONES	26
7.1. CONEXIÓN TIPO 1	27
7.1.1. Análisis Alma-Ángulo	27
7.1.2. Análisis Ángulo-Platina	28
7.1.3. Análisis Perfiles-Platina	28
7.2. CONEXIÓN TIPO 2	29
7.2.1. Análisis Alma-Ángulo	29
7.2.2. Análisis Ángulo-Platina	29
7.2.3. Análisis Perfiles-Platina	29

7.3. CHEQUEO DE LA RESISTENCIA DE LAS CONEXIONES	30
7.4. FATIGA	30
8. REFORZAMIENTO	31
8.1. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO	31
9. CONCLUSIONES	32
10. RECOMENDACIONES	32
11. REFERENCIAS	32
12. BIBLIOGRAFÍA	33

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Peso total del tablero por metro de ancho	23
Tabla 2. Cálculo de la carga total para la carga de viento reducida	24
Tabla 3. Cálculo de la carga total para la carga de viento en el plano Barlovento	25
Tabla 4. Cálculo de la carga total para la carga de viento en el plano Sotavento	25
Tabla 5. Carga de viento aplicada en cada viga, plano Barlovento	25
Tabla 6. Carga de viento aplicada en cada viga, plano Sotavento	25
Tabla 7. Combinaciones de carga	26
Tabla 8. Análisis Demanda/Capacidad de los elementos críticos del Puente La Honda	26
Tabla 9. Resistencia Ángulo-Platina	28
Tabla 10. Resistencia Perfiles-Platina. Conexión tipo 1	29
Tabla 11. Resistencia Alma-Ángulo	29

Tabla 12. Análisis Perfiles-Platina, Conexión tipo 2	30
Tabla 13. Conexión tipo 1	30
Tabla 14. Conexión tipo 2	30
Tabla 15. Tabla A.9-4. CCDSP-95	30
Tabla 16. Ciclos de esfuerzo	30
Tabla 17. Rango de esfuerzos admisibles de fatiga	31

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Vías principales de Santander, Colombia	17
Figura 2. Colapso puente Quebradaseca	17
Figura 3. Colapso vía Bucaramanga-Barrancabermeja	17
Figura 4. Colapso vía Bucaramanga-Cúcuta	17
Figura 5. Ruta Bucaramanga, Santander al puente La Honda	19
Figura 6. Puente La Honda. Vista frontal, armadura superior	19
Figura 7. Secciones tipo I	19
Figura 8. Sección Tipo L	20
Figura 9. Viga 1	20
Figura 10. Viga 2	20
Figura 11. Viga 3	20
Figura 12. Viga 5	20

Figura 13. Viga 6	20
Figura 14. Viga 7	20
Figura 15. Riostra	20
Figura 16. Viga 4	21
Figura 17. Viga 8	21
Figura 18. Vista lateral	21
Figura 19. Vista inferior	21
Figura 20. Vista Superior	22
Figura 21. Vista del modelo en 3D	22
Figura 22. Geometría del tablero	22
Figura 23. Reacciones del tablero	23
Figura 24. Carga viva C 40-95	23
Figura 25. Espectro de aceleraciones introducido al modelo numérico	24
Figura 26. Carga de viento sobre una carga viva móvil	25
Figura 27. Momento distribuido producto de la carga de viento	26

Figura 28. Conexión tipo 1	27
Figura 29. Unión viga 1-Ángulo	27
Figura 30. Ángulo-Platina	28
Figura 31. Unión vigas-Platina	28
Figura 32. Conexión tipo 2	29
Figura 33. Unión Ángulo-Platina	29
Figura 34. Ejemplos ilustrativos	30
Figura 35. Elementos que requieren reforzamiento	31
Figura 36. Corrosión presentada en el arriostamiento inferior	31
Figura 37. Refuerzo sección viga 1	31
Figura 38. Sección para reemplazar el arriostamiento	32

RESUMEN

TÍTULO: DISEÑO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES METÁLICOS EXISTENTES. CASO DE ESTUDIO: PUENTES ANTIGUA VÍA FÉRREA CAFÉ MADRID - SABANA DE TORRES. SECTOR PALMAS - EL CONCHAL, TRAMO A.*

AUTORES: TAVERA RUIZ, Katiana Dalila
TAVERA RUIZ, Misael Andrés**

PALABRAS CLAVES: Reforzamiento, Conexiones, Rehabilitación, Puente Metálico, Vía Férrea.

CONTENIDO:

Debido a las consecuencias generadas por el cambio climático en los últimos años, Bucaramanga se ha visto afectada directamente con el cierre de las vías de acceso por el colapso de gran cantidad de puentes que comunican a la capital Santandereana con el resto del país, generando nefastas consecuencias económicas para los diferentes sectores productivos. Por tal razón, se hace necesario continuar la línea de investigación del grupo INME encaminada al estudio de puentes metálicos existentes. Como caso de estudio se toma la antigua vía férrea Café Madrid – Sabana de Torres donde se encuentra una gran cantidad de puentes para analizar y dado el caso proponer posibles opciones de reforzamiento con el fin de brindarle a la comunidad una alternativa de movilidad que los comunique directamente con el Magdalena Medio y la futura Ruta del Sol.

La presente investigación es la continuación del estudio de vulnerabilidad realizado previamente y está enfocada a la resistencia de las conexiones metálicas y al diseño del reforzamiento de la estructura de acuerdo a los resultados obtenidos a partir del modelo numérico elaborado con el software MIDAS/Civil V 8.1.0, con el cual se analizó la capacidad de la estructura una vez sometida a las cargas consignadas en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes.

El objeto de estudio es el puente “La Honda” ubicado en el tramo Palmas – El Conchal de la vía férrea mencionada.

*Proyecto de Grado, Modalidad Investigación

**Facultad De Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniera Civil. Director de Proyecto. Ing. PhD. Álvaro Viviescas Jaimes. Codirector: Ing. PhD. Gustavo Chio

ABSTRACT

TITLE: DESIGN OF THE STRUCTURAL REINFORCING OF EXISTING METALLIC BRIDGES. CASE OF STUDY: BRIDGES OLD RAILROAD "CAFÉ MADRID - SABANA DE TORRES". "PALMAS - EL CONCHAL" SECTOR, SECTION A

AUTHORS: TAVERA RUIZ, Katiana Dalila
TAVERA RUIZ, Misael Andrés**

KEYWORDS: Reinforcing, Connections, Rehabilitation, Metallic Bridge, Railroad.

CONTENIDO:

Due to the consequences generated by the climatic change in the last years, Bucaramanga has been directly affected by the closing (due to the bridges collapse) of the access roads to the Santander's capital with the rest of the country, with the cut off and generating ominous economic consequences for the different productive sectors. For this reason, is necessary to continue the INME's research line aimed at the study of steel bridges. As study case, we took the ancient railroad Café Madrid - Sabana de Torres where there are numerous bridges to study in order to propose an reinforcement option and give to the community an mobility alternative that communicate directly with the "Magdalena Medio" and the future "Ruta del Sol".

The development of this research is the continuation of vulnerability study made previously and focused on the strength of the connections, and the design of the reinforcing of the structure according to the results obtained from the developed numerical model with the software MIDAS / Civil V 8.1.0, in which we examined the ability of the structure when subjected to loads mentioned in the Colombian Code of Seismic Bridges Design.

The object of study is the bridge "La Honda" located on the stretch "Palmas - El Conchal" of the railway mentioned.

*Proyecto de Grado, Modalidad Investigación

**Facultad De Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniera Civil. Director de Proyecto. Ing. PhD. Álvaro Viviescas Jaimes. Codirector: Ing. PhD. Gustavo Chio

Diseño del reforzamiento estructural de puentes metálicos existentes. Caso de estudio: Puentes antigua vía férrea Café Madrid-Sabana de Torres. Sector Palmas-El conchal, tramo A.

1. INTRODUCCIÓN

A través de la historia, la red vial en Santander ha sufrido importantes daños durante las temporadas invernales, generando grandes costos al departamento al invertir constantemente en labores de mantenimiento correctivo y restauración de las principales vías que comunican a Bucaramanga con el resto del país.

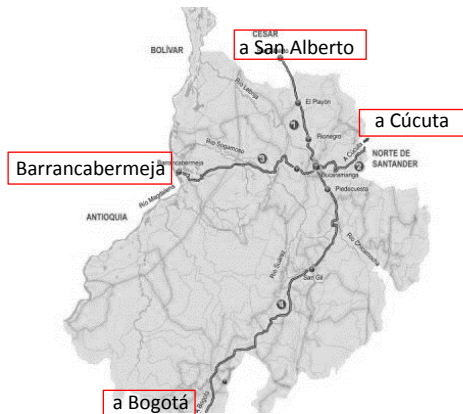


Figura 1. Vías principales de Santander, Colombia. [1]

Las vías de acceso más importantes son cuatro (4) y fueron las más afectadas durante la temporada invernal; empezando por la vía Bucaramanga-Bogotá a la altura del kilómetro cuarenta (40), donde el puente Quebradaseca de 25 metros de longitud, colapsó debido a la fuerza de una creciente originada por el derrumbe de una represa que además, arrasó con algunas casas, vehículos y sitios turísticos, dejando 15 personas heridas.



Figura 2. Colapso puente Quebradaseca. [2]

La segunda vía afectada es la que comunica a Bucaramanga con Barrancabermeja, donde se presentaron grietas de gran magnitud sobre el pavimento, inhabilitándola temporalmente.



Figura 3. Colapso vía Bucaramanga - Barrancabermeja. [3]

El tercer corredor vial de gran afluencia vehicular afectado por la ola invernal fue Bucaramanga-Cúcuta, donde se presentó pérdida de la carpeta asfáltica. En condiciones normales el recorrido de este tramo dura aproximadamente cinco (5) horas, sin embargo, con los cierres y derrumbes, el recorrido se prolongaba hasta diez (10) y doce (12) horas.



Figura 4. Colapso vía Bucaramanga-Cúcuta. [4]

Y por último, un deslizamiento de tierra a la altura del municipio de El Playón incomunicó a Bucaramanga con San Alberto, César.

Debido a las situaciones presentadas anteriormente, se hizo necesaria la búsqueda de una alternativa de comunicación terrestre para el departamento, surgiendo la posibilidad de rehabilitar para uso vehicular, la antigua vía férrea Café Madrid - Sabana de Torres.

Es así como nace la iniciativa de realizar los diferentes proyectos de grado encaminados al análisis detallado de los puentes ubicados en el sector, partiendo del estudio de vulnerabilidad de los mismos. Con la presente investigación se continuará el proceso de rehabilitación efectuando el diseño del reforzamiento estructural, limitado específicamente al puente La Honda ubicado en el tramo Palmas – El Conchal de la vía férrea.

La metodología consistió inicialmente en corroborar la información suministrada por el análisis de vulnerabilidad previamente realizado y en hacer el levantamiento geométrico respectivo de las conexiones a evaluar. Posteriormente se realizó un modelo numérico del puente La Honda, teniendo en cuenta lo indicado en el *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes* y un análisis de Demanda/Capacidad que determinó el reforzamiento a realizar. Finalmente, se evaluó la resistencia de las conexiones para verificar que soportan las cargas aplicadas.

2. ALCANCE

En pasadas investigaciones se desarrolló la evaluación de la vulnerabilidad estructural de dos de los puentes de la antigua vía férrea Café Madrid - Sabana de Torres, Sector Palmas - El conchal, tramo A, el puente La Honda y el puente Sandra. La presente investigación se centró en el puente La Honda, debido a que tiene una luz de 30 m, geometría más compleja (vigas y cerchas) y ofrece más facilidad en el acceso a las conexiones por ser de armadura superior, a diferencia del puente Sandra que es de armadura inferior, está compuesto únicamente por dos vigas principales y tiene una longitud de 8,42 m.

El estudio topográfico no fue de precisión, debido principalmente a que las medidas fueron tomadas con cinta métrica y calibrador, no con instrumentos de mayor precisión. Sin embargo, esta simplificación no le resta validez al estudio desarrollado.

El objeto de estudio del puente fueron las conexiones y los elementos que constituyen la

superestructura, sin embargo, no se analizaron las conexiones ubicadas verticalmente a 6 m de la vía puesto que requieren de equipo de seguridad y personal especializado para su levantamiento.

En cuanto a la subestructura, se realizó únicamente una inspección visual de los estribos y no se efectuaron estudios hidráulicos ni geotécnicos del terreno con los cuales se lograría generar un modelo numérico más cercano a la realidad.

En general, debido a las limitaciones económicas por el carácter académico del estudio, no fue posible la obtención de ninguna información primaria.

3. METODOLOGÍA

Inicialmente se visitó el puente La Honda con el objetivo de verificar la información obtenida del estudio de vulnerabilidad elaborado previamente y asimismo, realizar el levantamiento geométrico de las conexiones metálicas a evaluar.

Las conexiones tomadas en cuenta fueron aquellas que conectan las vigas inferiores transversales con las cerchas, ya que se encuentran sobre el mismo nivel de la vía, contrario a las demás.

Posterior a la recolección de información, se modeló el puente con el software de Modelamiento, diseño y análisis estructural *MIDAS/Civil V 8.1.0*, proponiendo inicialmente el diseño de una losa en concreto con el fin de sustituir los tablonces que hay actualmente sobre el puente. Para la aplicación de las cargas en el modelo, se consideró lo indicado en el *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-95)*, excepto lo referente a la carga por sismo, para la cual se consideró lo indicado en el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)* por ser más conservador.

Finalmente, se analizó el resultado del modelo numérico, se observó la relación Demanda/Capacidad de los elementos y se determinaron aquellos que necesitan reforzarse. A su vez se hizo el análisis de la resistencia de las conexiones remachadas.

4. PUENTE LA HONDA

4.1. Ubicación

El puente La Honda se encuentra ubicado sobre la Vía Férrea Café Madrid – Sabana de Torres aproximadamente a 11 km de la entrada al corregimiento de Bocas, Rionegro-Santander.

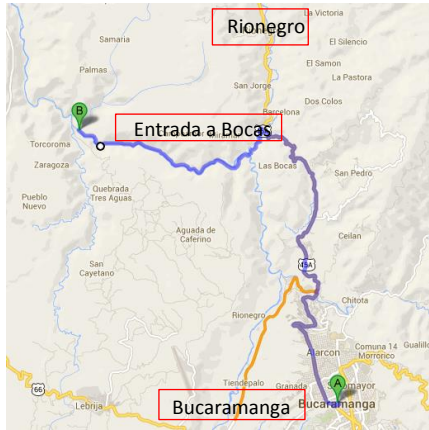


Figura 5. Ruta Bucaramanga, Santander al Puente La Honda. Fuente: Google Maps.

4.2. Generalidades

El puente La Honda es una estructura metálica de armadura superior de treinta (30) metros de longitud. Actualmente presenta un tablero conformado únicamente por tabloncillos de madera asimétricos, apoyados sobre vigas longitudinales. La estructura está conformada por cuatro (4) vigas longitudinales, siete (7) vigas transversales y dos cerchas laterales que se encuentran arriostradas en la parte superior. Dichas cerchas se componen de una serie de vigas de diferentes direcciones y secciones transversales.



Figura 6. Puente La Honda. Vista frontal Armadura Superior.

4.3. Patología

A partir de la fase de observación realizada en campo se identificó oxidación en la mayoría de los elementos y corrosión superficial en algunos. Sin embargo, ninguno de los miembros principales del puente presenta pérdida significativa de sección transversal que pueda poner en riesgo la estabilidad de la estructura.

Únicamente se encontró un elemento perteneciente al arriostramiento inferior del puente que presenta pérdida considerable de sección transversal. Adicionalmente, cabe resaltar que también se observaron abolladuras ocasionadas probablemente por impactos de rocas o vehículos.

5. MODELO NUMÉRICO

5.1. Levantamiento Geométrico

Una vez realizada la visita al sector Palmas – El Conchal y verificadas las medidas suministradas por el análisis de vulnerabilidad, se procedió a realizar el bosquejo del modelo numérico con el software *MIDAS/Civil V. 8.1.0*. Inicialmente se crearon las secciones de los elementos del puente en acero A36, sin embargo, para tener en cuenta el efecto de la oxidación en estos, se redujo en un 30% el módulo de elasticidad [5].

Por otro lado, las secciones correspondientes a elementos transversales, longitudinales y cerchas fueron creadas como *vigas* en el modelo, mientras las secciones correspondientes al arriostramiento como elementos *truss*.

Secciones Simples:

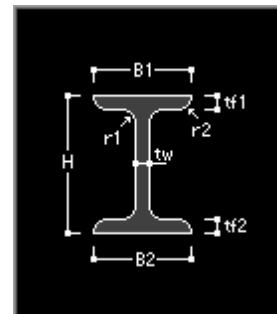


Figura 7. Secciones Tipo "I".

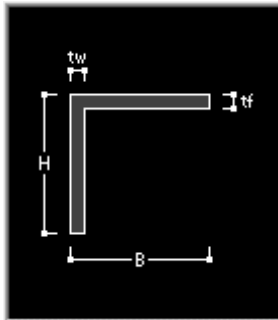


Figura 8. Sección tipo "L".

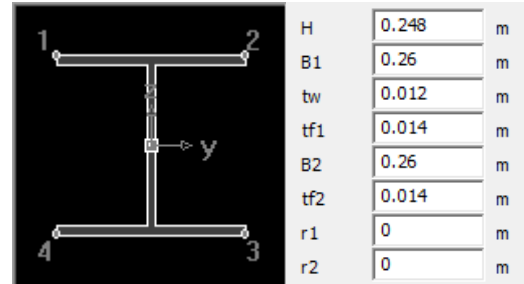


Figura 12. Viga 5.

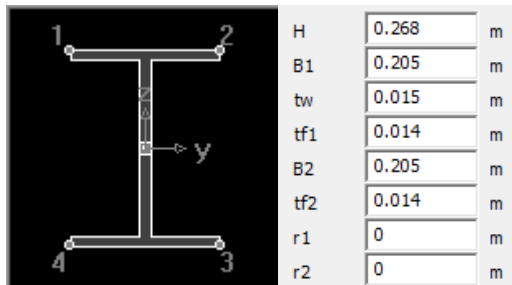


Figura 9. Viga 1.

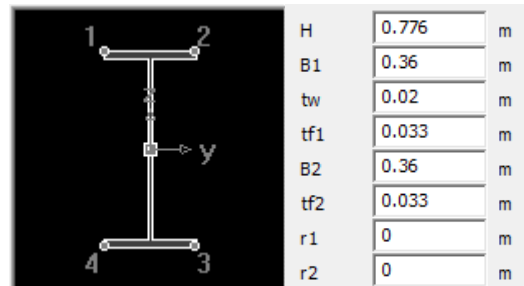


Figura 13. Viga 6.

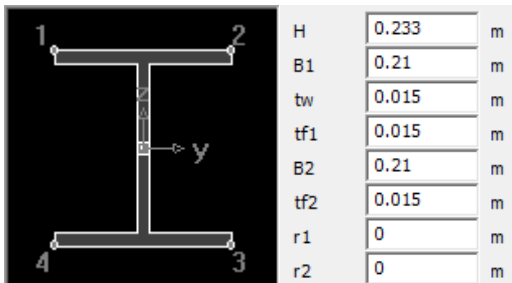


Figura 10. Viga 2.

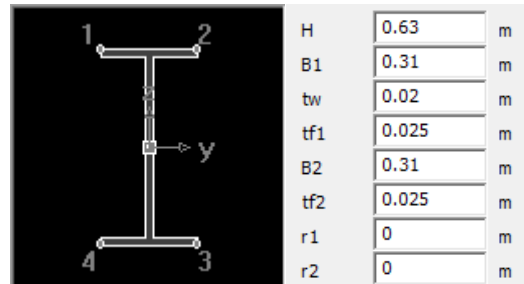


Figura 14. Viga 7.

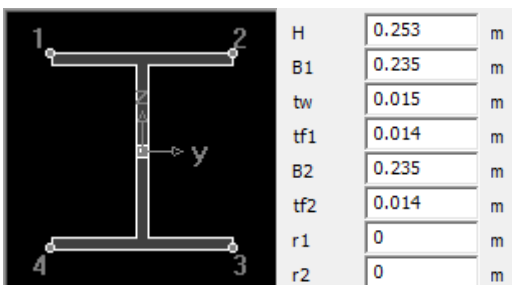


Figura 11. Viga 3.

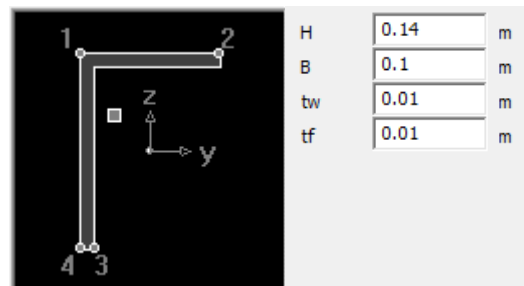


Figura 15. Riostra.

Secciones Armadas:

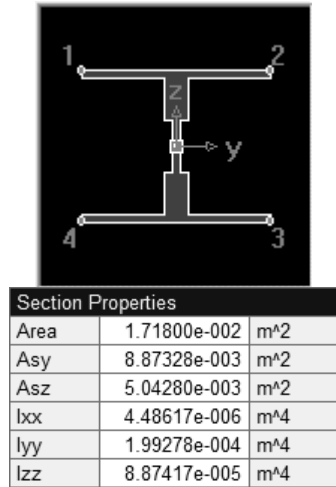


Figura 16. Viga 4.

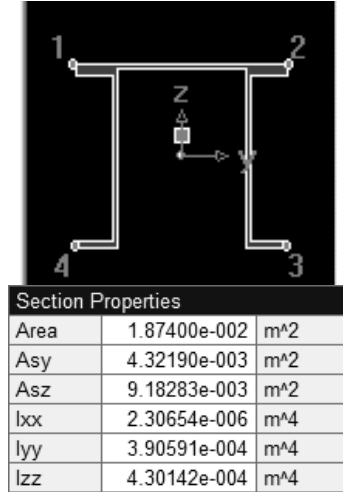


Figura 17. Viga 8.

La condición de apoyo tenida en cuenta para el modelamiento del puente es *simplemente apoyado*. Un extremo restringiendo el desplazamiento en todas las direcciones y el otro extremo solo en dos; sin restricciones de momento.

Los elementos pertenecientes a las cerchas fueron liberados de los grados de libertad correspondientes a los momentos.

Vistas del modelo

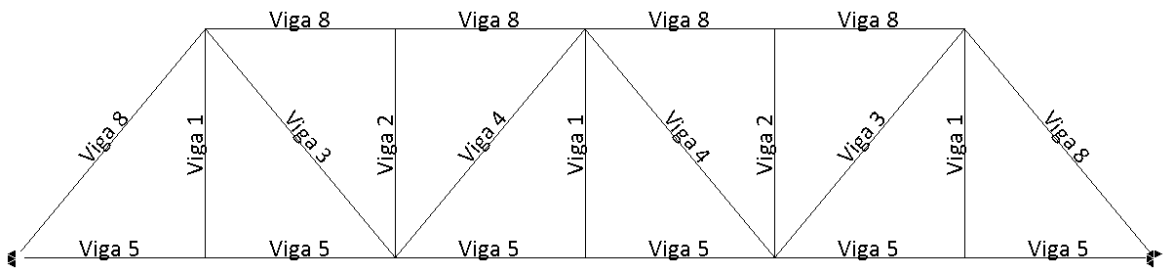


Figura 18. Vista Lateral.

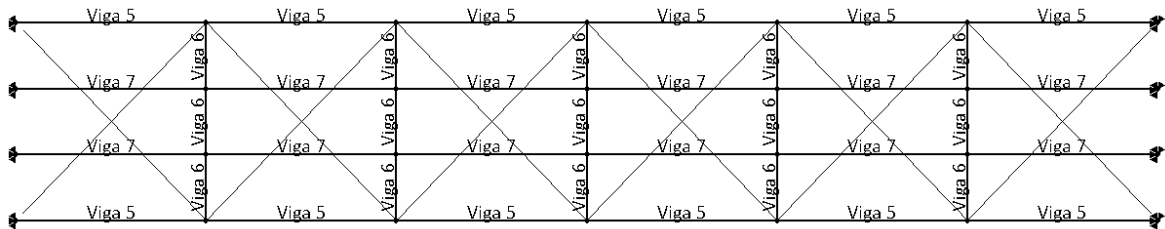


Figura 19. Vista Inferior.

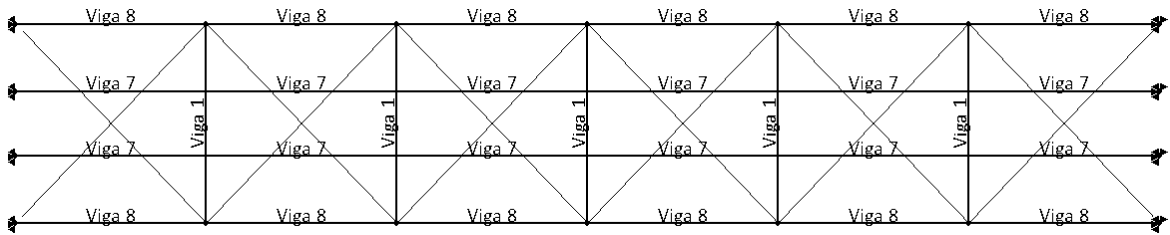


Figura 20. Vista Superior.

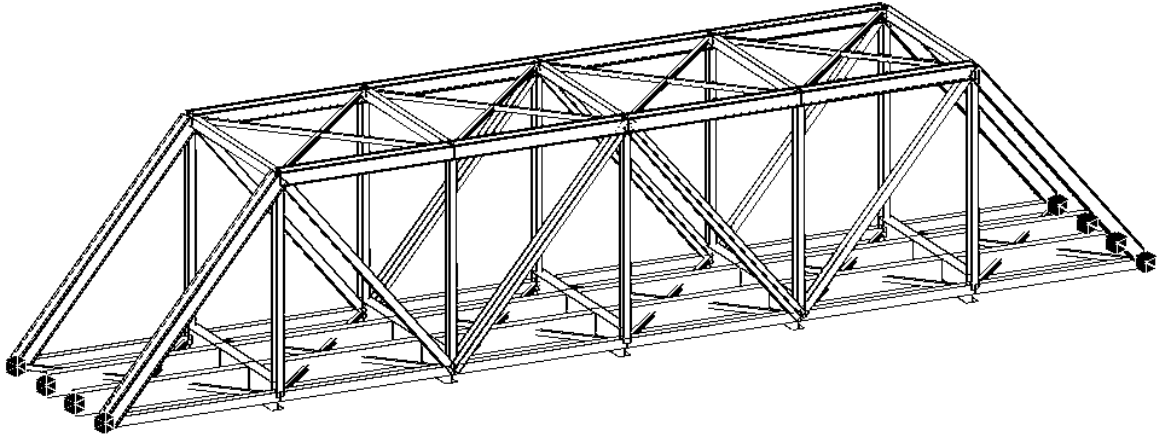


Figura 21. Vista del modelo en 3D.

5.2. Tablero

Con el fin de reemplazar los tablonces de madera asimétricos ubicados a lo largo de la longitud del puente, se propuso un tablero en concreto que facilite el tránsito vehicular.

Para hallar el espesor de la losa se tuvo en cuenta lo indicado en la *Tabla A.7-1 del CCDSP-95*.

$$e = \frac{s + 3.05}{30} \geq 0.165$$

Ecuación 1. *Espesor del tablero.*

$$e = \frac{1.7 + 3.05}{30} = 0.158$$

Como el espesor calculado es menor que el permitido por el *CCDSP-95*, se tomará un espesor $e = 0.17 \text{ m}$.

Debido a que el ancho del puente es de 5.2 metros y que es necesario un paso peatonal por la vía que

no ponga en riesgo la vida de las personas, propusimos la siguiente sección de losa para el diseño del modelo, la cual es probable que no cumpla con los anchos mínimos exigidos para tránsito vehicular y peatonal ya que la ubicación de las cerchas restringe el ancho del tablero.

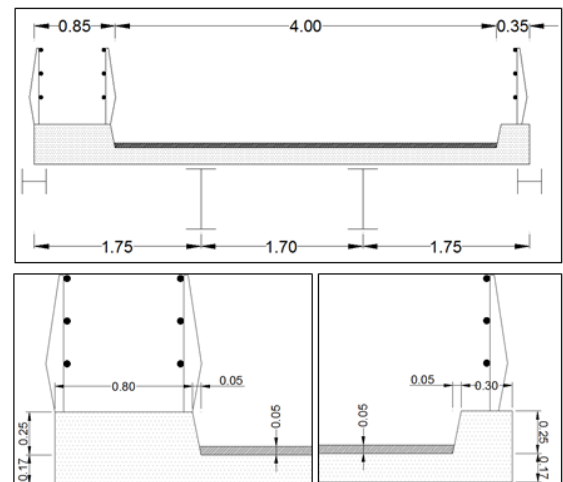


Figura 22. Geometría del tablero. Unidades en metros.

5.3. Cargas

Las condiciones de cargas aplicadas sobre la estructura son: Carga muerta, carga viva, carga por sismo y carga de viento.

5.3.1. Carga muerta

La carga muerta es la que el tablero transmite sobre las vigas; para aplicarla sobre el modelo se diseñó un elemento de 5.2 m de longitud y sección transversal de 1 m x 0.17 m, con cuatro puntos de apoyo correspondientes a las vigas longitudinales del puente (Ver *¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.*).

Tabla 1. Peso total del tablero por metro de ancho.

	γ [kg/m ³]	h [m]	l [m]	l total [m]	w [kg/m]
Peso Propio	2400	0.17	5.20	5.20	408
Losa					
Capa Rodadura	2400	0.05	4.00	5.20	92
Peso Bordillo	2400	0.25	0.33	5.20	38
Peso Andén	2400	0.25	0.83	5.20	95
Peso 3 Barandas	-	-	-	-	300
			w total		933

Las reacciones obtenidas de este elemento serán transmitidas a las vigas longitudinales de la estructura, para que estas queden cargadas con el peso del tablero.

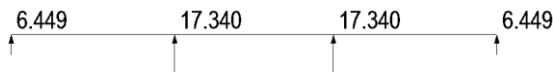


Figura 23. Reacciones del tablero en kN.

5.3.2. Carga Viva

Debido a que el objetivo es rehabilitar la vía para paso vehicular y que el camión de diseño más crítico para evaluar tal propósito es el C 40-95, el CCDSP-95 establece en la figura A.3.4B las cargas correspondientes.

LUZ	CARGA
Momento: $L < 28.0$	Camión
$28.0 \leq L < 100$	Carril $w = 1.50 - \frac{L-28}{200}$ $P = 12.0$ t
$L \geq 100$	Carril $w = 1.14$ t/m $P = 12.0$ t
Cortante: $L < 24.0$	Camión
$24.0 \leq L < 134$	Carril $w = 1.50 - \frac{L-24}{300}$ $P = 16.0$ t
$L \geq 134$	Carril $w = 1.14$ t/m $P = 16.0$ t
C 40-95	

Figura 24. Carga viva C 40-95.

La luz del puente es de 30 metros, lo cual hace necesario usar una línea de carga equivalente al camión C 40-95.

$$\begin{array}{ll} \text{Momento} & \text{Cortante} \\ Wm = 1.49 \text{ t/m.} & Wv = 1.48 \text{ t/m.} \\ Pm = 12 \text{ t.} & Pv = 16 \text{ t.} \end{array}$$

La carga viva debe incrementarse para tener en cuenta los efectos de impacto. El incremento permitido debe determinarse de acuerdo a la ecuación A.3.4.3.2.1 del CCDSP-95.

$$I = \frac{16}{L + 40} \leq 0.3$$

Ecuación 2. Porcentaje de Impacto.

$$I = \frac{16}{30 + 40} = 0.229$$

5.3.3. Carga por Sismo

El análisis de la carga por sismo se basó en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) a diferencia de los demás análisis que se fundamentaron en el CCDSP-95, debido a que la fracción máxima de aceleración horizontal de diseño (S_a) es mayor en la NSR-10 y esto implica mayor seguridad en el diseño del Puente.

Los parámetros necesarios para el diseño del espectro de aceleraciones son:

A_a : Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva.

A_v : Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva.

F_a : Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, debida a los efectos de sitio.

F_v : Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debida a los efectos de sitio.

I : Coeficiente de Importancia.

Debido a que el puente está localizado al noroccidente de la ciudad de Bucaramanga y según las Figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 de la NSR-10, los valores correspondientes de los coeficientes A_a y A_v son:

$$A_a = 0.25 \quad A_v = 0.25$$

La falta de un estudio geotécnico profesional y la cercanía del puente con la ciudad de Bucaramanga, indujo a la selección de un perfil de suelo *Tipo C* como característico de la zona.

Asumiendo un perfil de suelo *Tipo C* y usando las Tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 de la NSR-10, los valores respectivos de F_a y F_v son:

$$F_a = 1.15 \quad F_v = 1.55$$

El coeficiente de importancia (I) depende del grupo de uso al que pertenezca la estructura. Según lo indicado en A.2.5.1 de la NSR-10, la estructura hace parte del *Grupo I* y el valor del coeficiente de importancia lo establece la *Tabla A.2.5-1* como 1.00.

Con los parámetros obtenidos anteriormente y siguiendo lo señalado en A.2.6.1 de la NSR-10, se construye el espectro de aceleraciones para luego introducirlo al modelo.

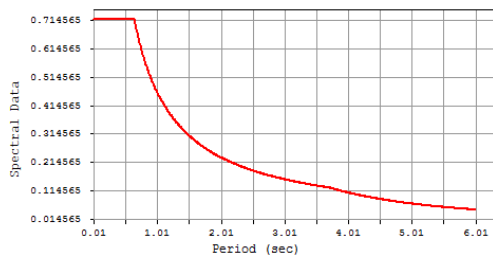


Figura 25. Espectro de aceleraciones introducido al modelo numérico.

5.3.4. Carga de viento

Una carga de viento uniforme debe ser aplicada horizontalmente a un ángulo de 90 grados con el eje longitudinal de la estructura sobre el área expuesta de los elementos.

Para una velocidad de diseño de viento de 160 km/hora, la carga aplicada sobre las cerchas debe ser de 370 kgf/m² de acuerdo a lo estipulado en A.3.6.1.1.1 del CCDSP-95. Sin embargo, en la Figura B.6.4-1 “Zonas de Amenaza Eólica” de la NSR-10, 160 km/hora es una velocidad de diseño superior a la presentada en una región como la Costa Atlántica donde generalmente se encuentran velocidades máximas. Por tal razón y debido a que el CCDSP-95 lo permite, para la región donde se encuentra la estructura se realizó una reducción a la carga de viento usando una velocidad de diseño conservadora de 100 km/hora.

$$w_{viento-reducida} = w \left(\frac{v_{diseño}}{v_{base}} \right)^2$$

Ecuación 3. Carga de viento reducida.

$$w_{viento} = 370 \times \left(\frac{100}{160} \right)^2 = 145 \left[\frac{kgf}{m^2} \right]$$

Con la carga de viento reducida y con las áreas expuestas de las secciones, se calcula la *carga de viento total total* que va distribuida a lo largo de la longitud de cada cercha.

Tabla 2. Cálculo de la carga total para la carga de viento reducida.

	Área [m ²]	w [kg/m ²]	w [kg]
Viga 1	3.690	145	535
Viga 2	2.520		365
Viga 3	3.671		532
Viga 4	5.233		759
Viga 5	7.800		1131
Viga 8	13.821		2004
		w total =	5326

$$W_{total\ total} = \frac{w_{total}}{Longitud}$$

Ecuación 4. Carga de viento total total.

$$W_{total\ total} = 178 \left[\frac{kgf}{m} \right]$$

El CCDSP-95 en A.3.6.1.1.1 menciona que la carga total total no debe ser menor de 450 kgf/m en el plano de barlovento y de 225 kgf/m en el plano del sotavento. Lo cual indica que las cargas deben ajustarse de manera que cumplan con lo estipulado en el código.

Tabla 3. Cálculo de la carga total para la carga de viento en el plano Barlovento.

Barlovento				
	Área [m ²]	w [kg/m ²]	w [kg/m]	
Viga 1	3.690	368	1358	
Viga 2	2.520		927	
Viga 3	3.671		1351	
Viga 4	5.233		1926	
Viga 5	7.800		2870	
Viga 8	13.821		5086	
w total =			13518	

$$W_{total\ total\ Barlovento} = 450 \left[\frac{kgf}{m} \right]$$

Tabla 4. Cálculo de la carga total para la carga de viento en el plano Sotavento.

Sotavento				
	Área [m ²]	w [kg/m ²]	w [kg/m]	
Viga 1	3.690	184	679	
Viga 2	2.520		464	
Viga 3	3.671		675	
Viga 4	5.233		963	
Viga 5	7.800		1435	
Viga 8	13.821		2543	
w total =			6759	

$$W_{total\ total\ Sotavento} = 225 \left[\frac{kgf}{m} \right]$$

Por lo anterior se aplicará una carga de 365 kgf/m² en el plano de barlovento y otra de 183 kgf/m² en el plano de sotavento. De esta manera se obtiene la carga aplicada por metro lineal sobre cada una de las vigas expuestas en el plano respectivo.

Tabla 5. Carga de viento aplicada en cada viga, plano Barlovento.

Barlovento			
	b [m]	w [kg/m ²]	w [kg/m]
Viga 1	0.205	368	75
Viga 2	0.210		77
Viga 3	0.235		86
Viga 4	0.335		122
Viga 5	0.260		95
Viga 8	0.388		142

Tabla 6. Carga de viento aplicada en cada viga, plano Sotavento.

Sotavento			
	b [m]	W [kg/m ²]	w [kg/m]
Viga 1	0.205	184	37
Viga 2	0.210		38
Viga 3	0.235		43
Viga 4	0.335		61
Viga 5	0.260		47
Viga 8	0.388		71

Adicionalmente, una carga de 150 kgf/m debe ser aplicada sobre una carga viva móvil, formando un ángulo de 90 grados con el eje longitudinal de la estructura y a 1.80 metros sobre la calzada, de acuerdo a lo que se establece en A.3.6.1.2 del CCDSP-95.

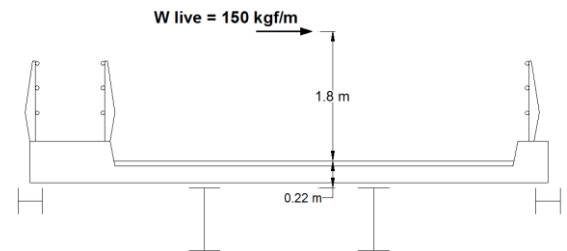


Figura 26. Carga de viento sobre una carga viva móvil.

Para transmitir esta carga sobre el modelo, es necesario aplicar un momento distribuido sobre la viga producto del desplazamiento de la carga.

$$M = F \times d$$

Ecuación 5. Fórmula de momento.

$$M_{live} = 150 \times 2.02 = 303 \left[\frac{kgf \cdot m}{m} \right]$$

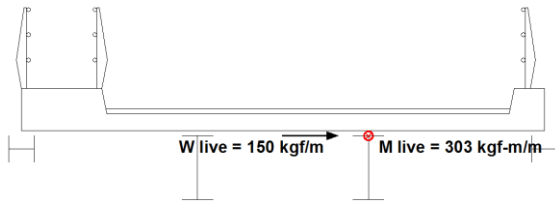


Figura 27. Momento distribuido producto de la carga de viento.

5.3.5. Combinaciones de carga.

Tabla 7. Combinaciones de carga.

Grupo	Nombre	Descripción
I	LC I	1.3D + 2.67L
II	LC II	1.3D + 1.3W
III	LC III	1.3D+1.60L+0.39W+1.3WL
V	LC V	1.25D + 1.25W
VI	LC VI	1.25D+1.54L+0.38W+1.25WL
VII	LC VII a	1.00D + 1.00EQx + 0.3EQy
VII	LC VII b	1.00D + 1.00EQy + 0.3EQx

Tabla 8. Análisis Demanda/Capacidad de los elementos críticos del Puente La Honda.

ELEMENTO		DEMANDA		CAPACIDAD		CHEQUEO			
Sección	No.	Axial (kN)	Momento (kN.m)	Axial (kN)	Momento (kN.m)	Esbitez	Axial	Momento	Efecto Combinado
Viga 1	66	53.91	186.04	815.19	192.83	OK	OK	OK	NC
Viga 2	54	6.22	4.88	2086.27	172.32	OK	OK	OK	OK
Viga 3	48	726.72	0.00	2222.45	182.70	OK	OK	OK	OK
Viga 4	57	95.04	9.53	1450.61	387.18	OK	OK	OK	OK
Viga 5	4	1028.35	16.51	2214.64	111.29	OK	OK	OK	OK
Viga 6	11	43.51	571.33	7775.97	2666.62	OK	OK	OK	OK
Viga 7	16	50.10	123.47	6050.07	1301.33	OK	OK	OK	OK
Viga 8	40	610.11	259.35	3338.80	689.12	OK	OK	OK	OK
Riostra	83	418.98	0.00	513.48	0.00	NC	OK	OK	OK

OK: Cumple, NC: No cumple.

7. CONEXIONES

En el levantamiento geométrico realizado al puente La Honda, se identificaron 2 conexiones tipo que se repetían a lo largo de los nodos inferiores de la estructura. Se observó además, que las conexiones existentes en la parte superior estaban a una la

6. ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS

Una vez culminada la elaboración del modelo numérico del puente aplicando las cargas requeridas por el CCDSP-95, se procede a determinar la capacidad y la solitud a la que están sometidos los elementos. De esta manera se establece la relación de Demanda/Capacidad con la cual se definen los elementos que necesitan reforzamiento por estar solicitados a cargas superiores a las que soportan. (Ver *¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.*).

Mediante el software MIDAS/Civil V 8.1.0 se realizó el análisis correspondiente a los elementos de secciones Tipo L (Riostra) y Tipo I (Vigas 1, 2, 3, 5, 6 y 7). Para el caso de las secciones armadas (Viga 4 y 8), los cálculos respectivos del análisis se desarrollaron manualmente.

altura (6 m) que exige implementos y personal calificado para realizar la respectiva recolección de información.

Una vez realizado el modelamiento numérico de la estructura se procede a verificar la capacidad resistente de las conexiones, analizando el estado límite de fluencia, la resistencia por aplastamiento,

la resistencia por bloque de cortante y la resistencia de los remaches por cortante. Cabe destacar que al realizar el análisis de la resistencia por aplastamiento y encontrar un resultado favorable, no es necesario efectuar análisis del deslizamiento crítico.

El análisis de la conexión tipo 1 y tipo 2 se efectuó de acuerdo a la transmisión de carga esperada. Inicialmente los ángulos reciben la carga que transmite la viga transversal; seguido a esto, dichos ángulos la ceden a las platinas, donde éstas finalmente la transmiten a los elementos que llegan a ellas.

Tomando como referencia el análisis de vulnerabilidad, el acero usado para el análisis de las conexiones fue el A36, con un $F_y=253[Mpa]$ y un $F_u=408[Mpa]$. Con los datos obtenidos en campo y la *Tabla A.9-7 del CCDSP-95* se concluyó que los remaches poseen un diámetro $d=22.2 [mm]$ y una perforación $do=23.8 [mm]$. Debido a la ausencia de estudios, se asumió un valor conservador para la resistencia a cortante $F_v=275[Mpa]$ (menor al de un perno A325).

7.1. Conexión Tipo 1

La conexión tipo 1 está conformada por 5 elementos de la cercha y una viga transversal. Los elementos de la cercha están sujetos a dos platinas de igual espesor, una de ellas conectada a su vez, por dos ángulos simétricos sobre los cuales descansa la viga transversal del puente que transmite la carga de la losa. Todas las uniones están armadas con remaches.



Figura 28. Conexión tipo 1.

7.1.1. Análisis Alma-Angulo (A-A).

La primera unión analizada fue el alma de la viga y los ángulos.

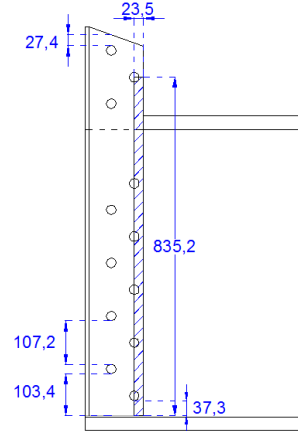


Figura 29. Unión viga 1 – ángulo.

7.1.1.1. Estado límite de fluencia por tensión sobre el área bruta (E.L.F).

ϕ	0.9
Espesor $t [mm]$	10.0
$L1 [mm]$	144.3
$L2 [mm]$	95.0
Área $[mm^2]$	2293.0

$$\phi P_n = \phi F_y A_g$$

Ecuación 6. Estado límite de fluencia.

$$\phi P_n = 522.116 [kN]$$

7.1.1.2. Estado límite de rotura por tensión sobre el área neta (E.L.R).

ϕ	0.75
Espesor $t [mm]$	10.0
$L1 [mm]$	144.3
$L2 [mm]$	95.0
Área $[mm^2]$	1579.0

$$\phi P_n = \phi F_u A_{neta}$$

Ecuación 7. Estado límite de rotura.

$$\phi P_n = 483.174 [kN]$$

7.1.1.3. Resistencia por cortante de los remaches (R.C).

ϕ	0.75
d [mm]	22.2
F_v [Mpa]	33.7
A_b [mm ²]	387.1
No. remaches[und]	12.0

$\phi R_n = \phi F_v A_b \times \text{No. remaches}$
Ecuación 8. Resistencia por cortante.

$\phi R_n = 958.012$ [kN]

7.1.1.4. Resistencia por aplastamiento (R.A).

ϕ	0.75
d [mm]	22.2
Espesor t [mm]	10.0
$L_c 1$ [mm]	37.3
$L_c 2$ [mm]	103.4
$L_c 3$ [mm]	107.2
$L_c 4$ [mm]	39.3

- Si $L_c > 2d \therefore \phi R_n = 2.4 \phi d t F_u$
- Si $L_c < 2d \therefore \phi R_n = 1.2 \phi L_c t F_u$

ϕR_{n1} [kN]	137.0	ϕR_{n3} [kN]	163.0
ϕR_{n2} [kN]	163.0	ϕR_{n4} [kN]	144.5

$$\phi R_n = \sum_{i=1}^4 \phi R_{n_i}$$

Ecuación 9. Resistencia por aplastamiento.

$\phi R_n = 1930.444$ [kN]

7.1.1.5. Resistencia por Bloque de Cortante (R.B.C).

ϕ	0.75	No. d_o [und]	5.5
$L_{vert.}$ [mm]	835.2	A_{gv} [mm ²]	8352.2
$L_{hor.}$ [mm]	23.5	A_{nv} [mm ²]	7043.2
t [mm]	10.0	A_{gt} [mm ²]	235.0
d_o [mm]	23.8	A_{nt} [mm ²]	116.0

$\phi R_n = 0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt}$
Ecuación 10. Resistencia por bloque de cortante.

$\phi R_n = 986.394$ [kN]

7.1.2. Análisis Ángulo-Platina (A-P).

La segunda unión analizada fue el ángulo con la platina y el procedimiento para dicho análisis fue igual al anterior (Ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

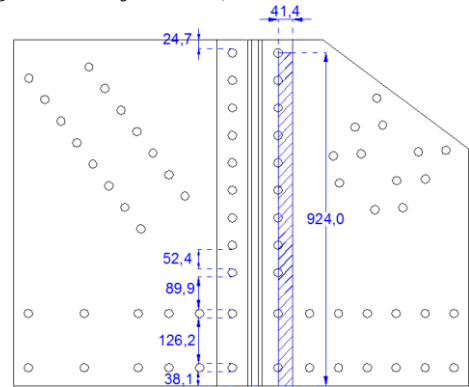


Figura 30. Ángulo - Platina

Tabla 9. Resistencia Ángulo - Platina.

	ϕP_n [kN]
Estado Límite de Fluencia (E.L.F)	522,116
Estado Límite de Rotura (E.L.R)	483,174
Resistencia por Cortante(R.C)	878,178
Resistencia por Aplastamiento(R.A)	1697,933
Resistencia por Bloque de Cortante (R.B.C)	1141,561

7.1.3. Análisis Perfiles-Platinas.

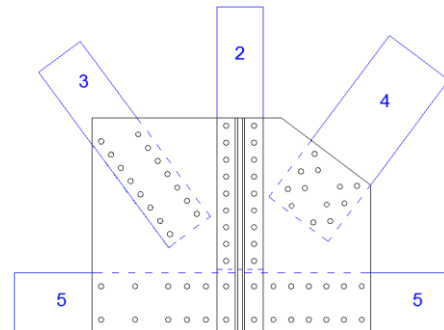


Figura 31. Unión Vigas - Platinas.

Tabla 10. Resistencia Perfiles – Platinas, Conexión Tipo 1.

CONEXIÓN TIPO 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5 Der.	Viga 5 Izq.
	ϕPn [kN]	ϕPn [kN]	ϕPn [kN]	ϕPn [kN]	ϕPn [kN]
E.L.F	495.4	554.4	790.3	614.0	317.2
E.L.R	514.8	594.1	911.1	674.3	678.5
R.C	1437.0	1197.5	958.0	1117.7	958.0
R.A	1375.6	2451.5	1704.4	2240.7	1903.4
R.B.C	1241.5	1030.2	640.8	1004.4	1127.9
ϕPn [kN]	495.4	554.4	640.8	614.0	617.2

7.2. Conexión Tipo 2

La conexión tipo 2 está conformada por 3 elementos de la cercha y una viga transversal. Estos elementos, las platinas y los ángulos están sujetos de la misma manera que la conexión tipo 1.



Figura 32. Conexión Tipo 2

Por lo tanto, el procedimiento de análisis se asemeja al de la conexión tipo 1.

7.2.1. Análisis Alma- Ángulo (A-A).

Los resultados obtenidos para el análisis del alma de la viga y del ángulo son iguales a los calculados para la conexión tipo 1, debido a la geometría de los elementos que la componen (*Ver ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.*).

Tabla 11. Resistencia Alma-Ángulo.

	ϕPn [kN]
Estado Límite de Fluencia (E.L.F)	522.1
Estado Límite de Rotura (E.L.R)	483.2
Resistencia por Cortante(R.C)	958.0
Resistencia por Aplastamiento(R.A)	1930.4
Resistencia por Bloque de Cortante (R.B.C)	986.4

7.2.2. Análisis Ángulo-Platina (A-P).

Aunque el área de la platina en esta conexión es menor que en la conexión tipo 1, el área de contacto entre el ángulo y la platina se mantiene, al igual que el número y distancia entre remaches, por lo tanto, se consideran los resultados mostrados en la *Tabla 9*.

7.2.3. Análisis Perfiles-Platina

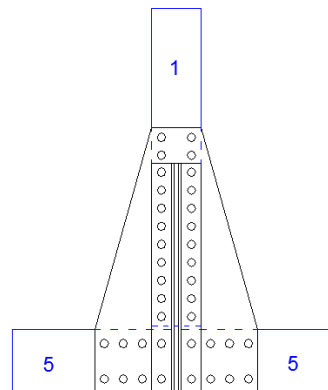


Figura 33. Unión Ángulo – Platina.

Tabla 12. Análisis Perfiles – Platinas, Conexión Tipo 2.

CONEXIÓN TIPO 2	Viga 1	Viga 5 Der.	Viga 5 Izq.
	ϕPn [kN]	ϕPn [kN]	ϕPn [kN]
E.L.F	495.4	617.2	617.4
E.L.R	514.8	678.5	678.8
R.C	1756.4	638.7	638.7
R.A	1936.7	1184.6	1184.6
R.B.C	1396.3	610.7	610.7
ϕPn [kN]	495.4	610.7	610.7

7.3. Chequeo de la resistencia de las conexiones.

Tabla 13. Conexión Tipo 1.

TIPO 1	Demanda (kN)	Capacidad (kN)	Chequeo
A-A	230.7	483.2	OK
A-P	230.7	483.2	OK
Viga 2	5.9	495.4	OK
Viga 3	363.4	554.4	OK
Viga 4	42.9	640.8	OK
Viga 5 D.	514.2	614.0	OK
Viga 5 I.	335.4	617.2	OK

Tabla 14. Conexión Tipo 2.

TIPO 2	Demanda (kN)	Capacidad (kN)	Chequeo
A-A	233.2	483.2	OK
A-P	233.2	483.2	OK
Viga 1	253.2	495.4	OK
Viga 5	514.2	610.7	OK

7.4. Fatiga

La falla en los elementos debido a cargas repetitivas se denomina falla por fatiga, empezando a manifestarse con la presencia de una

grieta o conjunto de grietas, las cuales desde su inicio y propagación culminan en el fallo por fractura.

Para realizar el análisis correspondiente, se utiliza lo registrado en el CCDSP-95, el cual clasifica de forma general los rangos de esfuerzos admisibles de fatiga [kg/mm^2] teniendo en cuenta el tipo de unión, la categoría y los ciclos de esfuerzo dependiendo del tipo de vía que se quiere evaluar.

Tabla 15. Tabla A.9-4. CCDSP-95.

Condición General	Uniones conectadas mecánicamente.
Situación	Metal base en sección neta de conexiones remachadas.
Clase de Esfuerzo	T ó Rev.
Categoría de Esfuerzo	D (Tabla A.9-3. CCDSP-95)
Ejemplo Ilustrativo	21. (Figura A.9-1. CCDSP-95)

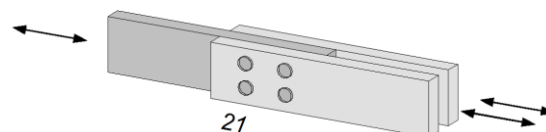


Figura 34. Figura A.9-1. Ejemplos Ilustrativos (21) CCDSP-95.

De la tabla A.9-4 del CCDSP-95, y usando el tipo de conexión encontrada en el puente La Honda se obtiene la categoría de esfuerzo D, así mismo se identifica el ejemplo ilustrativo 21 de la figura A.9-1 del CCDSP-95 para el caso respectivo.

De igual manera se requiere revisar la tabla A.9-5 del CCDSP-95 y al encontrarse clasificaciones para vías tales como supervías y autopistas, se toma la decisión de clasificar la vía como “Otras carreteras y calles”.

Tabla 16. Ciclos de esfuerzo (Tabla A.9-5. CCDSP-95).

	Tipo de Vía	Caso	Carga de Camión	Línea de Carga
Miembros principales longitudinales que soportan carga	Otras carreteras y calles	III	100000	100000
Miembros transversales y piezas sometidas a cargas de rueda	Otras carreteras y calles	III	500000	500000

Tabla 17. Rango de esfuerzos admisibles de fatiga (Tabla A.9-3. CCDSP-95).

Categoría	Rango de Esfuerzos Admisibles F_{sr} [kg/mm^2]			
	Para 100.000 Ciclos	Para 500.000 Ciclos	Para 2'000.000 Ciclos	Para más de 2'000.000 Ciclos
D	15.5	9.1	5.6	3.5

Con las clasificaciones previas podemos obtener los ciclos de carga correspondientes a la carga de camión y la línea de carga necesarias para encontrar el rango de esfuerzos admisibles de fatiga, los cuales en este caso para los miembros principales longitudinales que soportan carga no pueden exceder los $5.5 [kg/mm^2]$ y para los miembros transversales y piezas sometidas a cargas de rueda deben ser máximo $9.1 [kg/mm^2]$.

8. REFORZAMIENTO

De acuerdo al análisis de Demanda/Capacidad realizado, se identificaron los elementos que requieren reforzamiento, la viga 1 (elemento 66 y 70) y el arriostramiento superior (elementos del 75 al 82).

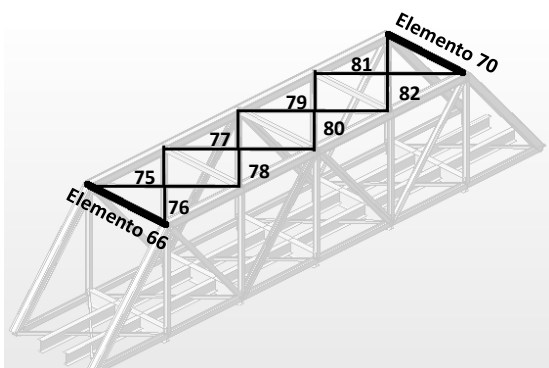


Figura 35. Elementos que requieren reforzamiento. Puente La Honda

Los elementos del arriostramiento superior requieren reforzamiento debido a que excede el valor de la relación de esbeltez de 140, según lo estipulado en A.9.7.1 del CCDSP-95.

Las vigas requieren reforzamiento porque no cumplen con el efecto combinado, axial-momento, para dar solución a esto es necesario aumentar el espesor de las aletas superior e inferior.

Por otro lado, a partir del análisis de vulnerabilidad realizado y de lo observado en la visita de campo, se concluyó que el arriostramiento inferior del

puente La Honda debería ser sustituido debido a que presenta un avanzado estado de corrosión en varios elementos.



Figura 36. Corrosión presentada en el arriostramiento inferior.

8.1. Propuesta de reforzamiento.

8.1.1. Reforzar los elementos 66 y 70 (sección viga 1) ubicando una platina de 10 mm de espesor sobre las aletas.

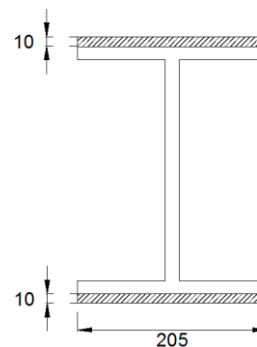


Figura 37. Refuerzo sección viga 1. Unidades en milímetros.

8.1.2. Sustituir el arriostramiento tanto inferior como superior por un ángulo de $140x140x10 mm$. Se recomienda sustituirlo por una sección de mayor tamaño debido a que es necesario aumentar el radio de giro de la sección para que cumpla con la relación de esbeltez.

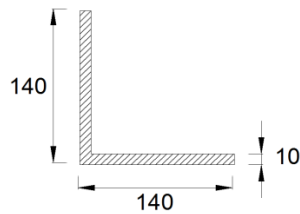


Figura 38. Sección para reemplazar el arriostramiento. Unidades en milímetros.

9. CONCLUSIONES

El análisis realizado permitió determinar la necesidad de reforzamiento de algunos elementos de la estructura del puente La Honda.

La causa principal de la pérdida de sección transversal de las riostras inferiores es la corrosión, razón por la cual se propone sustituirlo.

Se propone reforzar los elementos 66 y 70 (sección viga 1) y sustituir el arriostramiento superior e inferior.

Las conexiones metálicas analizadas soportan la carga solicitada, por lo cual no requieren reforzamiento.

Culminando el diseño del reforzamiento propuesto sobre la estructura y considerando las cargas indicadas en el *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-95)*, se determina que es viable el paso de vehículos sobre el puente La Honda bajo las limitaciones indicadas en este estudio.

10. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar un levantamiento geométrico de alta precisión con equipo especializado.

Realizar el análisis correspondiente a las conexiones ubicadas en la parte superior del puente.

Continuar la línea de investigación, realizando el estudio de reforzamiento a los demás puentes

metálicos ubicados a lo largo de la antigua vía férrea Café Madrid- Sabana de Torres.

Realizar una prueba mecánica para obtener la resistencia real de los elementos y de los remaches que componen la estructura, de manera que se obtengan resultados más cercanos a la realidad.

Realizar un estudio de la velocidad del viento, un estudio hidrológico y un estudio de suelos, para contemplar el efecto que puedan llegar a tener sobre la estructura los factores evaluados.

Realizar un estudio detallado de los estribos.

Se recomienda realizar labores de mantenimiento sobre la estructura, tales como liberar de material orgánico los apoyos y algunos elementos, y aplicar pintura anticorrosiva.

11. AGRADECIMIENTOS

A los profesores Gustavo Chio Cho y Álvaro Viviecas Jaimes de la Universidad Industrial de Santander, por compartir con nosotros la idea de este proyecto de grado con el objetivo de continuar esta línea de investigación y por su constante orientación durante el desarrollo del proyecto.

Al profesor Álvaro Rey Soto de la Universidad Industrial de Santander por el tiempo dedicado para despejar las dudas en la realización de esta investigación, enfocada al área en la cual se desempeña como docente en la Universidad.

A nuestros familiares y seres queridos por el apoyo brindado durante la elaboración de este trabajo de grado.

12. REFERENCIAS

- [1] Vías de acceso a Bucaramanga están 'aguantando'. <http://www.vanguardia.com/economia/local/19706-5-vias-de-acceso-a-bucaramanga-estan-aguantando> [Citado 1 de Octubre de 2013].
- [2] Avalancha incomunica el oriente del país con Bogotá y deja 15 heridos.

http://www.caracol.com.co/images/1474051_n_vir1.jpg?u=151042
[Citado 23 de Octubre de 2013].

[3] Vía Bucaramanga-Barrancabermeja parece sacudida por un terremoto.
http://www.eltiempo.com/colombia/oriente/ARTICULO-WEB-NEW_NOTA_INTERIOR-8646820.html
[Citado 23 de Octubre de 2013].

[4] Vehículos pesados, vetados desde Cuestaboba a Bucaramanga hasta 2012.
http://www.laopinion.com.co/demo/index.php?option=com_content&task=view&id=382403&Itemid=28
[Citado 23 de Octubre de 2013].

[5] Assessment procedure and rehabilitation of riveted railway girders: The Compasso Bridge. *Engineering Structures* 31 (2009).

Takeuchi, Caori, “Conexiones en Estructuras Metálicas”, Universidad Nacional de Colombia Sede Bogotá, Departamento de Ingeniería Civil (2001).

13. BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and transportation Officials. AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, LRFDUS-6, 2012.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. “Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes” (1995).

Cayachoa Luis, Vera Oscar. “Evaluación De Vulnerabilidad Estructural De Puentes Metálicos Caso De Estudio: Puentes Antigua Vía Férrea Café Madrid-Sabana De Torres, Sector Palmas – El Conchal”. 2013.

Manual de Diseño para la Construcción con Acero, Capítulo VIII: Remaches, tornillos estándar y de alta resistencia, soldadura y conexiones.
http://www.ahmsa.com/Acero/Complem/Manual_Construccion_2013/Capitulo_8.pdf
[Citado 21 de Agosto de 2013].

Seguí, William T. “Diseño de Estructuras de Acero con LRFD”. Segunda Edición. International Thomson Editores, 2000.