

**ESTUDIO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES METÁLICOS.
CASO ESTUDIO: PUENTE GÓMEZ ORTIZ, VÍA GIRÓN – ZAPATOCA.**

**ANDERSON FABIÁN RODRÍGUEZ PÉREZ
JULIÁN ARIEL DÍAZ ROJAS**

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

2014

**ESTUDIO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES METÁLICOS.
CASO ESTUDIO: PUENTE GÓMEZ ORTIZ, VÍA GIRÓN – ZAPATOCA.**

**ANDERSON FABIÁN RODRÍGUEZ PÉREZ
JULIÁN ARIEL DÍAZ ROJAS**

**Trabajo de Grado para optar al título de:
Ingeniero Civil**

**Director:
ÁLVARO REY SOTO
Ingeniero Civil. PhD**

**Codirector:
ÁLVARO VIVIESCAS JAIMES
Ingeniero Civil. PhD**

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

2014

DEDICATORIA

A nuestros familiares en especial a nuestros padres que desde un principio nos apoyaron económicamente siendo los guías permanentes en este largo camino que emprendimos y que hoy se ven reflejados cada uno de esos esfuerzos con la culminación de nuestros estudios universitarios.

AGRADECIMIENTOS

Al profesor Álvaro Rey Soto por el tiempo dedicado en cada una de las consultas que sirvieron para despejar las dudas y por la asesoría permanente en esta investigación, teniendo en cuenta que esta estaba enfocada al área que él maneja en la Universidad como docente.

Al profesor Álvaro Viviescas Jaimes por dejarnos hacer parte del grupo INME de donde sale la idea de llevar a cabo este proyecto de investigación y a todos los profesores que hacen parte del grupo por el aporte de su conocimiento para llevar a cabalidad nuestra investigación.

CONTENIDO

| | pág. |
|---------------------------------------|------|
| INTRODUCCIÓN..... | 17 |
| 1. MARCO TEÓRICO | 18 |
| 2. ALCANCE | 20 |
| 3. METODOLOGÍA | 21 |
| 4. PUENTE GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ..... | 22 |
| 4.1 UBICACIÓN | 22 |
| 4.2 GENERALIDADES | 22 |
| 4.3 PATOLOGÍA..... | 23 |
| 5. MODELO NUMÉRICO..... | 25 |
| 5.1 LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO..... | 25 |
| 6. CARGAS | 31 |
| 6.1 CARGA MUERTA | 31 |
| 6.2 CARGA VIVA..... | 32 |
| 6.3 CARGA POR SISMO | 35 |
| 6.4 CARGA DE VIENTO | 37 |
| 6.5 COMBINACIÓN DE CARGA | 39 |
| 7. ANÁLISIS DEMANDA / CAPACIDAD | 41 |
| 8. CONEXIONES..... | 43 |
| 8.1 CONEXIÓN TIPO 1 | 43 |
| 8.2 CONEXIÓN TIPO 2..... | 45 |
| 9. REFORZAMIENTO | 47 |
| 10. CONCLUSIONES | 48 |
| CITAS BIBLIOGRAFICAS | 49 |
| BIBLIOGRAFÍA | 51 |
| ANEXOS | 52 |

LISTA DE FIGURAS

| | pág. |
|---|------|
| Figura 1. Mapa de la ubicación del puente gomez ortiz [11]. | 22 |
| Figura 2. Vista Lateral Puente Guillermo Gómez Ortiz. | 23 |
| Figura 3. Riostra del puente | 23 |
| Figura 4. En elemento inferior. | 23 |
| Figura 5. Pandeo de la | 24 |
| Figura 6. Abolladura | 24 |
| Figura 7. Nube de puntos del puente Guillermo Gómez Ortiz. | 25 |
| Figura 8. Vista lateral | 26 |
| Figura 9. Vista inferior | 26 |
| Figura 10. Viga 1. | 26 |
| Figura 11. Viga 2. | 26 |
| Figura 12. Viga 3. | 27 |
| Figura 13. Viga 4. | 27 |
| Figura 14. Viga 5. | 27 |
| Figura 15. Riostra Vertical 1. | 28 |
| Figura 16. Riostra vertical 2. | 28 |
| Figura 17. Viga 7. | 28 |
| Figura 18. Viga de Apoyo. | 29 |
| Figura 19. Riostra Horizontal 1. | 29 |
| Figura 20. Riostra Horizontal 2. | 29 |
| Figura 21. Vista lateral de la estructura. | 30 |
| Figura 22. Apoyo 2 ^o | 30 |
| Figura 23. Apoyo 1 ^o | 30 |
| Figura 24. Condiciones de apoyo del modelo. | 30 |
| Figura 25. Estructura cargada con la carga muerta | 32 |
| Figura 26. Vía Barrancabermeja-Bucaramanga sector la Renta [14]. | 33 |

| | |
|---|----|
| Figura 27. Camión de diseño. | 34 |
| Figura 28. Sección longitudinal y transversal del camión de diseño. | 34 |
| Figura 29. Líneas de carga camión C40-95. | 35 |
| Figura 30. Espectro de aceleración Introducido al modelo numérico. | 37 |
| Figura 31. Deformación del puente bajo la envolvente 1 [7]. | 41 |
| Figura 32 (a). Conexión tipo 1..... | 44 |
| Figura 32 (b). Conexión tipo 1..... | 44 |
| Figura 33 (a). Conexión tipo 2..... | 45 |
| Figura 33 (b). Conexión tipo 2..... | 45 |

LISTA DE TABLAS

| | pág. |
|--|------|
| Tabla 1. Calculo de la carga muerta..... | 31 |
| Tabla 2. Cálculo de la carga de viento. | 39 |
| Tabla 3. Combinaciones de carga. | 40 |
| Tabla 4. Análisis Demanda / Capacidad de los elementos críticos del Puente Guillermo Gómez Ortiz. | 42 |
| Tabla 5. Resistencia de la conexión 1 | 44 |
| Tabla 6. Conexión tipo 1..... | 45 |
| Tabla 7. Resistencia de la conexión 2..... | 46 |
| Tabla 8. Conexión tipo 2..... | 46 |

LISTA DE ECUACIONES

pág.

| | |
|--|----|
| Ecuación 1. Porcentaje de Impacto [2]. | 35 |
| Ecuación 2. Presión dinámica del viento aplicada sobre la estructura del puente [15]. | 38 |
| Ecuación 3. Momento sobre la estructura ejercido por la presión del viento sobre el vehículo [3]. | 39 |

LISTA DE ANEXOS

| | pág. |
|--|------|
| Anexo A. Calculo de cargas en los nodos por areas aferentes | 52 |
| Anexo B. Mapas geológicos de la licitación del puente nuevo guillermo gómez ortiz elaborado por Ingetec. | 59 |
| Anexo C. Análisis demanda / capacidad de los elementos críticos del puente guillermo gómez ortiz..... | 60 |
| Anexo D. Evaluación de conexiones..... | 89 |

RESUMEN

TÍTULO: ESTUDIO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE PUENTES METÁLICOS. CASO ESTUDIO: PUENTE GÓMEZ ORTIZ, VÍA GIRÓN – ZAPATOCA. *

AUTOR: ANDERSON FABIÁN RODRÍGUEZ PÉREZ
JULIÁN ARIEL DÍAZ ROJAS. **

PALABRAS CLAVE: Puente metálico, conexiones, reforzamiento.

DESCRIPCIÓN:

Debido a la inundación que se va generar por la construcción del embalse de la hidroeléctrica Hidrosogamoso en Santander, se realizó la presente investigación aprovechando la infraestructura existente del puente metálico Guillermo Gómez Ortiz que está ubicado sobre la vía Girón – Zapatoca, el cual quedará fuera de servicio por el llenado del embalse; acontecimiento que vislumbra un laboratorio natural de excepcionales características que servirá como apoyo único para la profundización sobre análisis de comportamiento estructural y estudios de vulnerabilidad en puentes metálicos, estudios que contextualizan el interés enmarcado en fundar bases sólidas a una futura proposición de reforzamiento estructural sobre puentes metálicos. Cabe mencionar que el uso de la infraestructura mencionada está avalado por los permisos otorgados por la Gobernación de Santander, entidad propietaria de la vía en cuestión.

La presente investigación está enfocada en determinar la capacidad estructural del puente en estudio bajo la acción de las cargas indicadas según AASHTO 2012 LRFD por medio de un modelo numérico elaborado con el software MIDAS/CIVIL y a su vez teniendo en cuenta cada uno de los resultados se realizara un análisis de conexiones y una propuesta de reforzamiento de la estructura usando el camión de diseño colombiano C40 – 95. Ese es el objetivo de este proyecto para dejar académicamente bases sobre futuras investigaciones sobre estos temas tan importantes.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Álvaro Rey Soto, Ingeniero Civil Codirector: Álvaro Viviescas, Ingeniero Civil PhD.

ABSTRACT

TITLE: STUDY OF THE RESISTANT CAPACITY OF METALLIC BRIDGES. I
MARRY STUDY: BRIDGE GÓMEZ ORTIZ, ROUTE GIRÓN - ZAPATOCA.*

AUTOR: ANDERSON FABIÁN RODRÍGUEZ PÉREZ
JULIÁN ARIEL DÍAZ ROJAS. **

KEYWORDS: Metallic bridge, connections, reinforcement.

DESCRIPTION:

Due to the flood that is going to be held because of the construction of the reservoir of the hydroelectric Hidrosogamoso in Santander, this research was carried out taking advantage of the infrastructure that exists in the metal bridge Guillermo Gomez Ortiz, which is placed in the way Girón – Zapatoca, which will be out of service because of the reservoir filling, this event brings an outstanding natural lab that will be used as unique support for the deeping about structural behavior analysis and vulnerability studies about metallic bridges. We have to say that the use of this infrastructure is endorsed by the Gobernación de Santander, owner of the way spoken.

The present investigation is focused in determining the structural capacity of the bridge in study under the action of the charges indicated according to AASHTO 2012 LRFD based on a numeric model made up with MIDAS/CIVIL software, at the same time taking into account each one of the results we made a connection analysis and a reinforcement of the existing structure taking as a truck of design the Colombian C40 – 95. This it is the aim of this project to leave academic bases of future investigations on these so important topics.

* Graduate Project

** Physic-Mechanic Engineering Faculty. Department of Civil Engineering. Director: Álvaro Rey Soto, Ingeniero Civil Codirector: Álvaro Viviescas, Ingeniero Civil PhD.

INTRODUCCIÓN

Este proyecto de investigación nace fundamentalmente como una oportunidad de aprovechar la infraestructura existente del puente metálico Guillermo Gómez Ortiz ubicado sobre la vía Girón – Zapatoca, que quedará fuera de servicio como consecuencia de la inundación generada por el llenado del embalse del proyecto Hidrosogamoso, acontecimiento que vislumbra un laboratorio natural de excepcionales características que servirá como apoyo único para la profundización sobre análisis de comportamiento estructural y estudios de vulnerabilidad en puentes metálicos, estudios que contextualizan el interés enmarcado en fundar bases sólidas a una futura proposición de reforzamiento estructural sobre puentes metálicos. Cabe mencionar que el uso de la infraestructura mencionada está avalado por los permisos otorgados por la Gobernación de Santander, entidad propietaria de la vía en cuestión.

La validación del estudio está dada porque el acero presenta deterioro debido a la alta exposición al medio ambiente, de igual manera al incremento inesperado en las cargas de diseño enunciadas en la normatividad colombiana, y la poca o nula inspección y mantenimiento por parte de los entes gubernamentales en las redes viales.

Esta investigación se basa en las metodologías dadas por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 [1], por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-95 [2] y la Bridge Design Specifications AASTHO LRFD 2012 [3]. El objetivo fundamental del actual proyecto de investigación es determinar la capacidad estructural del puente en estudio bajo la acción de las cargas indicadas según [3], pero considerando el camión de diseño colombiano, hecho que se basará en la realización de un modelo numérico, enfocado a una futura y más amplia investigación aplicada a esta estructura.

1. MARCO TEÓRICO

Con el fin de estandarizar los procedimientos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de los puentes de la red vial nacional se ha definido una metodología general [4] la cual debe aplicarse en su totalidad en la medida de las posibilidades. La metodología definida a continuación incluye diversas actividades que fueron implementadas sobre varios puentes.

1. La recopilación de la información incluye: la topografía general de la zona de los estribos del puente, la información del suelo de fundación, el levantamiento geométrico, características estructurales, propiedades de materiales y demás información relacionada. Esta actividad incluye la reconstrucción de los planos estructurales cuando estos no están disponibles incluyendo el esquema de la cimentación.
2. Pruebas de comportamiento: con el fin de garantizar que los modelos analíticos que se utilicen representan de manera adecuada el comportamiento real de la estructura, se propone la realización de tres tipos de pruebas en el sitio que incluyen: aplicación de cargas verticales conocidas, registro de vibraciones ambientales o generadas por cargas cíclicas y registro del comportamiento ante efectos térmicos.
3. Inspección detallada: tiene por objetivo determinar la calidad del estado de los elementos estructurales principales. En el caso del acero se deben determinar las propiedades elásticas y de resistencia, pero se debe investigar de manera detallada el estado real de la estructura para lo cual deben definir los posibles estados de corrosión, fisuras, pandeo y torceduras.

4. Evaluación de vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga: incluye las actividades asociadas a la evaluación de la estabilidad global de la estructura y a la modelación analítica para determinar el efecto de diferentes hipótesis de carga sobre los elementos estructurales. La estabilidad global de la estructura por su parte, incluye la evaluación de las restricciones al movimiento longitudinales y transversales, el anchos de los apoyos para evitar la pérdida de soporte, la presencia de llaves de cortante, conexiones entre tramos estructurales. La modelación analítica permitirá contar con un modelo analítico que permitirá evaluar los factores de sobreesfuerzos en los diferentes elementos estructurales ante hipótesis de cargas gravitacionales e hipótesis de carga que incluyan la carga sísmica (vulnerabilidad sísmica estructural). Simultáneamente dicho modelo permite la evaluación de la demanda de deformación y en general las características del comportamiento estructural [5]. Con base en los análisis de vulnerabilidad y capacidad de carga se pueden establecer las medidas de reforzamiento necesarias para disminuir dicha vulnerabilidad y minimizar el nivel de daños esperado.

2. ALCANCE

La presente investigación se concentró en el puente Guillermo Gómez Ortiz donde se realizó un levantamiento topográfico con el escáner RieglVZ-400 [6], información suministrada por el grupo de investigación de Geomática. De igual manera se verificó la información en el sitio utilizando cinta y calibrador, aportando mayor precisión al levantamiento geométrico de los perfiles.

El objetivo del estudio del puente es realizar un análisis de los elementos que conforman la superestructura y sus respectivas conexiones. Debido a la antigüedad del puente y a la liquidación de la entidad que lo construyó, no fue posible la obtención de información correspondiente al diseño del puente. De igual forma, la limitación de recursos y el carácter académico del trabajo impidieron realizar ensayos de materiales, estudios geotécnicos e hidráulicos, los cuales son necesarios para acercar aún más a la realidad el modelo numérico de este proyecto

3. METODOLOGÍA

Inicialmente se hicieron visitas al puente Gómez Ortiz con el fin de realizar una inspección del estado de deterioro de la estructura, también se realizó una medición rigurosa de cada perfil para poder identificarlos y así poder tener información de ellos logrando tener un levantamiento geométrico general del puente.

Después de toda la recopilación de información se modeló el puente con el software de modelamiento, diseño y análisis estructural MIDAS/CIVIL [7]. Se crearon inicialmente las secciones reales del puente, luego se cargaron los nodos de la parte superior de la estructura con la carga muerta de la losa, barandales y los perfiles que transfieren la carga haciendo un análisis de áreas aferentes. Para la aplicación de las cargas móviles se tomó en cuenta el camión de diseño colombiano para puentes vehiculares mencionado según [2] que considera dos camiones de diseño para la red nacional de vías el camión C40-95 y el C30-95, así mismo las carga por sismo y viento se aplicaron considerando lo indicado en [1] y por último, según los mapas geológicos de la licitación del puente nuevo Guillermo Gómez Ortiz elaborado por INGETEC [8] para ISAGEN [9], se pudo obtener información geotécnica de las características del suelo para poder hacer un análisis más aproximado a la realidad.

Finalmente se realizó el análisis de los resultados del modelo numérico, se analizó la resistencia de las conexiones remachadas observando la relación Demanda/Capacidad de los elementos y se concluyó que los perfiles cuentan con un espesor suficiente en los elementos principales y secundarios de la estructura eso sin querer pasar en alto que el arriostramiento inferior se encuentra pandeado por las crecientes del río Sogamoso en épocas de invierno, por tal motivo, es recomendable su cambio y no su reparación en el sitio ya que el perfil pierde gran parte de su ductilidad [10] por realizar este proceso en frío.

4. PUENTE GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ

4.1 UBICACIÓN

El Puente Guillermo Gómez Ortiz se encuentra ubicado en el kilómetro 30 en la vía secundaria Girón–Zapatoca sobre el río Sogamoso como se muestra la Figura 1.

Figura 1. Mapa de la ubicación del puente gomez ortiz [11].



4.2 GENERALIDADES

El puente Guillermo Gómez Ortiz es una estructura metálica de armadura inferior con un tablero de 81 metros y un claro de 80 metros de longitud, el tablero está compuesto por una losa y barandas de concreto (ver Figura 2), que descansan sobre una estructura metálica que transfiere la carga a la armadura compuesta por cuatro vigas longitudinales, dos elementos cercha arriostrados horizontal y verticalmente en la parte superior e inferior de la estructura. Las cerchas se componen de una serie de vigas de diferente dirección y sección transversa (ver Figuras 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19 y 20).

Figura 2. Vista Lateral Puente Guillermo Gómez Ortiz.



4.3 PATOLOGÍA

Durante la visita de inspección se observó corrosión a nivel de oxidación [12] en algunos elementos sin presentar pérdidas de sección transversal que pueda poner en riesgo la estabilidad de la estructura.

En las Figuras 3, 4, 5 y 6 se observó pandeo en algunos elementos de arriostramiento horizontal en la parte inferior de la estructura, y abolladuras en la viga longitudinal inferior ubicada aguas arriba, tomando como referencia la posición del puente, posiblemente producido por el choque lateral de troncos arrastrados por la corriente del río Sogamoso en épocas de invierno donde las corrientes del río hacen contacto con el nivel inferior de la estructura.

Figura 3. Riostras del puente. **Figura 4.** Elemento inferior.



Época de invierno imagen suministrada por la gente de la región.

Figura 5. Pandeo.



Figura 6. Abolladura.



5. MODELO NUMÉRICO

5.1 LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO

En la visita realizada al Puente Guillermo Gómez Ortiz se le tomaron medidas a cada uno de los elementos del puente con cinta y calibrador. Se midieron los espesores de los perfiles que estaban al alcance y con ayuda de un levantamiento que ya existía, realizado con el Escáner [6] de Geomática se pudo corroborar los datos obtenidos en campo y encontrar las dimensiones de los perfiles como se muestra en las Figuras 7, 8 y 9 que no se encontraban a nuestro alcance, estas medidas se tomaron ya que nos fue imposible la recopilación de información del puente.

Una vez verificadas las medidas se procedió a realizar el modelo numérico con el software [7]. Inicialmente se crearon las secciones armadas mostradas en las Figuras 10, 11, 12, 13, 14, 15 y 16. A su vez se crearon las secciones simples del puente indicadas en las Figuras 17, 18, 19 y 20. Todas las secciones del puente son de acero A36.

Los elementos pertenecientes a las cerchas fueron creados tipo viga y se liberaron los grados de libertad correspondientes a los momentos (ver Figura 21).

Figura 7. Nube de puntos del puente Guillermo Gómez Ortiz.



Figura 8. Vista lateral

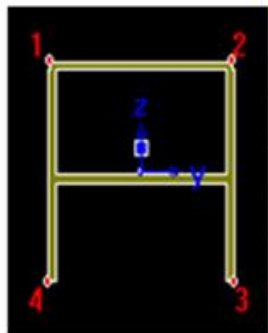


Figura 9. Vista inferior



SECCIONES ARMADAS

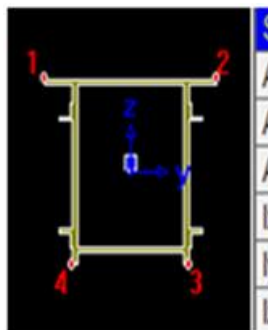
Figura 10. Viga 1.



The diagram shows a cross-section of a reinforced concrete beam (Viga 1). It is a rectangular section with a central horizontal reinforcement bar. The section is oriented vertically with a coordinate system (X, Y, Z) centered on the horizontal bar. The X-axis is horizontal, the Y-axis is vertical, and the Z-axis is out of the page.

| Section Properties | | |
|--------------------|--------------|----------------|
| Area | 2.50533e-002 | m ² |
| Asy | 1.12374e-002 | m ² |
| Asz | 9.33253e-003 | m ² |
| Ixx | 3.92887e-004 | m ⁴ |
| Iyy | 3.74984e-004 | m ⁴ |
| Izz | 6.75916e-004 | m ⁴ |

Figura 11. Viga 2.



The diagram shows a cross-section of a reinforced concrete beam (Viga 2). It is a rectangular section with a central horizontal reinforcement bar. The section is oriented vertically with a coordinate system (X, Y, Z) centered on the horizontal bar. The X-axis is horizontal, the Y-axis is vertical, and the Z-axis is out of the page.

| Section Properties | | |
|--------------------|--------------|----------------|
| Area | 3.48401e-002 | m ² |
| Asy | 1.25169e-002 | m ² |
| Asz | 1.42453e-002 | m ² |
| Ixx | 1.37187e-003 | m ⁴ |
| Iyy | 1.30450e-003 | m ⁴ |
| Izz | 1.20827e-003 | m ⁴ |

Figura 12. Viga 3.

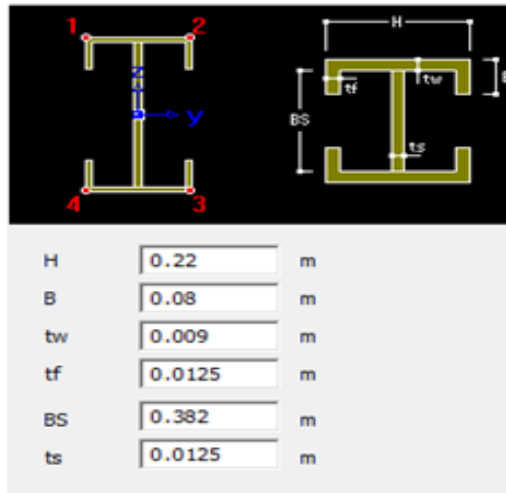


Figura 13. Viga 4.

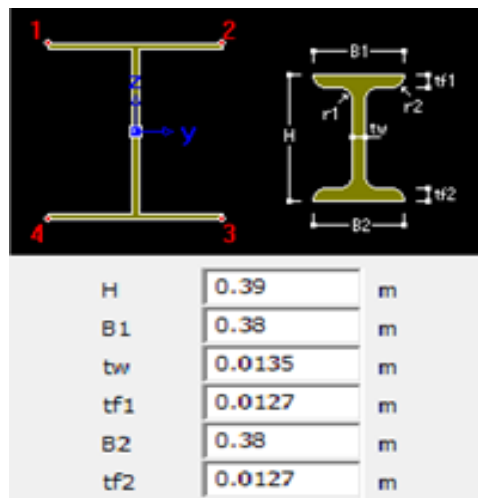


Figura 14. Viga 5.

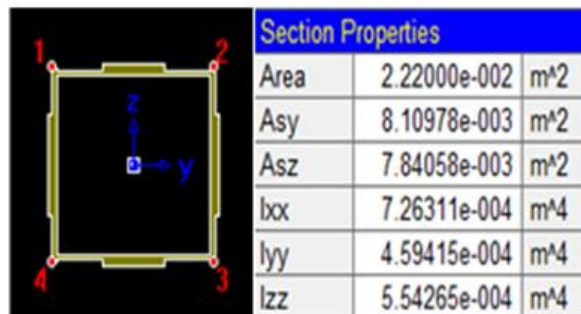


Figura 15. Riostra Vertical 1.

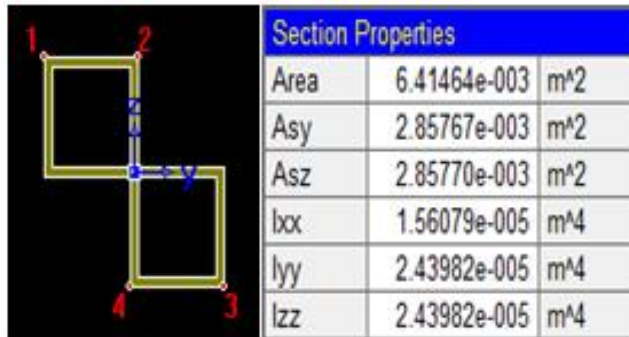
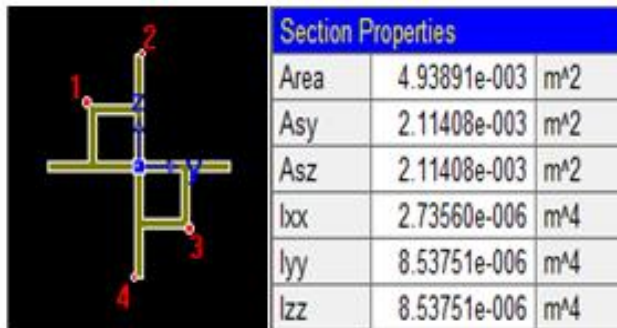


Figura 16. Riostra vertical 2.



SECCIONES SIMPLES

Figura 17. Viga 7.

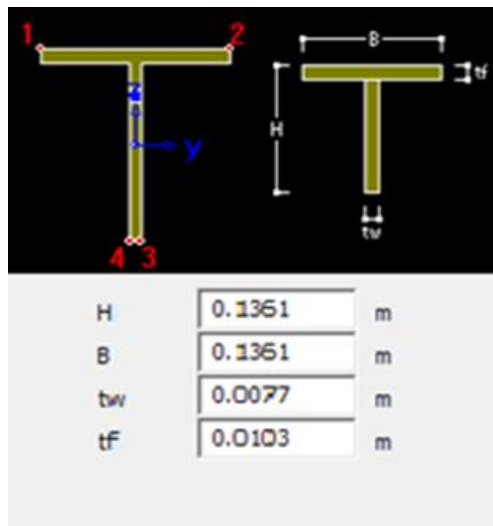


Figura 18. Viga de Apoyo.

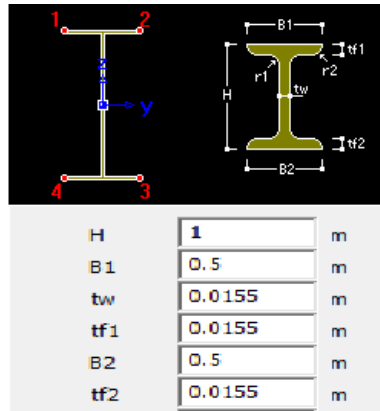


Figura 19. Riostra Horizontal 1.

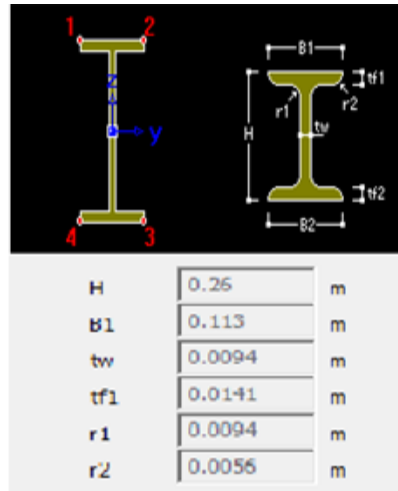


Figura 20. Riostra Horizontal 2.

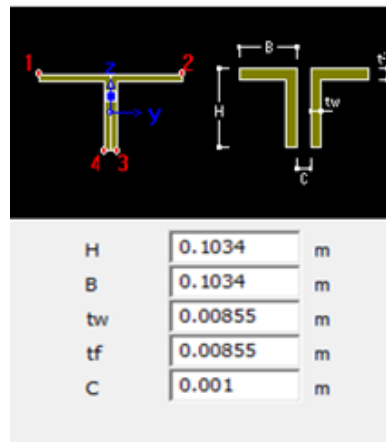
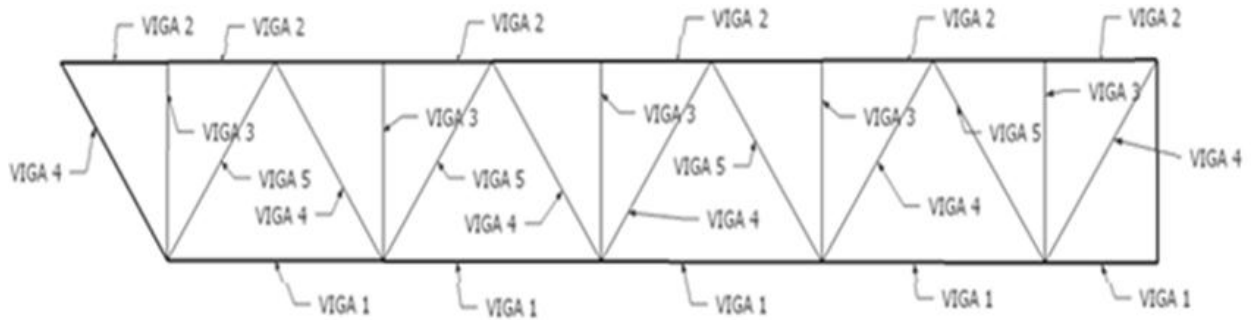


Figura 21. Vista lateral de la estructura.



Las condiciones de apoyo que se tomaron para hacer el modelo son las que se muestran en las Figuras 22, 23 y 24. En un extremo apoyo de primer grado y en el otro apoyo de segundo grado.

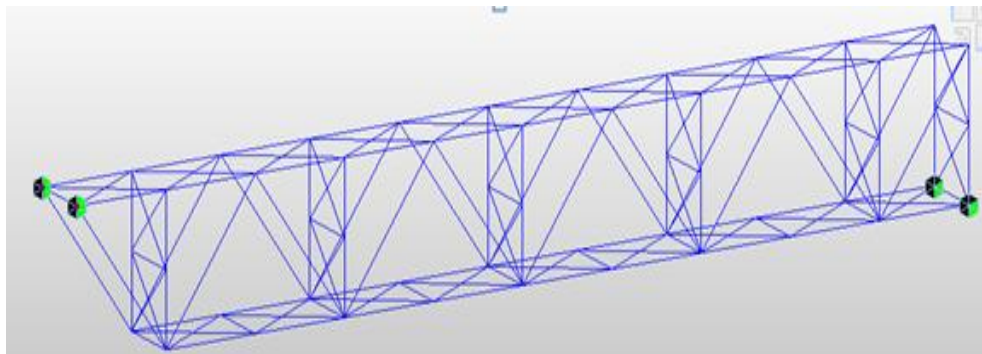
Figura 22. Apoyo 2^o.



Figura 23. Apoyo 1^o.



Figura 24. Condiciones de apoyo del modelo.



6. CARGAS

Las solicitaciones que actúan sobre un puente, se pueden clasificar según su naturaleza de la siguiente manera [13]:

6.1 CARGA MUERTA

Este tipo de carga es permanente, y es debida al peso propio de la estructura, incluyendo componentes no estructurales tales como barandas, andenes, bordillo y la capa de rodadura.

El cálculo de las cargas se muestran en la Tabla 1 que se realizaron por el método de áreas aferentes teniendo en cuenta el sardinel, barandas y losa de concreto existentes en el puente como se muestra en la Figura 25.

Tabla 1. Calculo de la carga muerta [ver Anexo 1].

| | Areas Tipo | | |
|--|------------|--------|--------|
| | Area 1 | Area 2 | Area 3 |
| Concreto [m ³] | 3.9 | 6.81 | 6.81 |
| Perfil IPN 500 [m ³] | 0.19 | 0.34 | 0.39 |
| γ Concreto [kN/m ³] | 24 | 24 | 24 |
| γ Acero [kN/m ³] | 78.6 | 78.6 | 78.6 |
| Pu total [kN] | 111.15 | 196.16 | 199.93 |

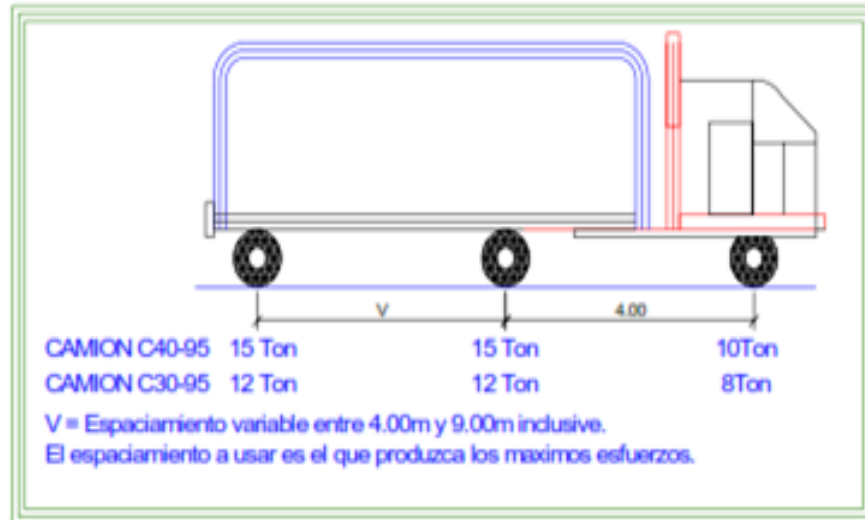
Para realizar el análisis se tomó en cuenta el camión de diseño colombiano para puentes vehiculares mencionado según [2] que considera dos camiones de diseño para la red nacional de vías el camión C40-95 y el C30-95.

Para vías secundarias se tiene el camión C30-95 con cargas que corresponden al 75% de las producidas por el camión C40-95. Para el análisis se tomaron los datos del camión C40-95 en contrariedad a lo estipulado en [2], asumiendo que cuando se presenta daños en la vía nacional Bucaramanga–Barrancabermeja, como lo ocurrido en la vereda la Renta donde se produjo un deslizamiento de la montaña y agrietamiento de la tierra, que destruyó total e irreparablemente un tramo de la vía, en diciembre del 2010 como se ve en la Figura 26. Esta situación provocó el gran desplazamiento involuntario de comunidades y perjudicó gravemente el abastecimiento de alimentos en la región, por lo cual la Gobernación de Santander habilitó la vía Girón – Zapatoca - San Vicente de Chucuri – Barrancabermeja como vía alterna. Por esto se toma el camión de diseño C40-95 y su respectiva línea de carga como se indica en las Figuras 27, 28 y 29.

Figura 26. Vía Barrancabermeja-Bucaramanga sector la Renta [14].

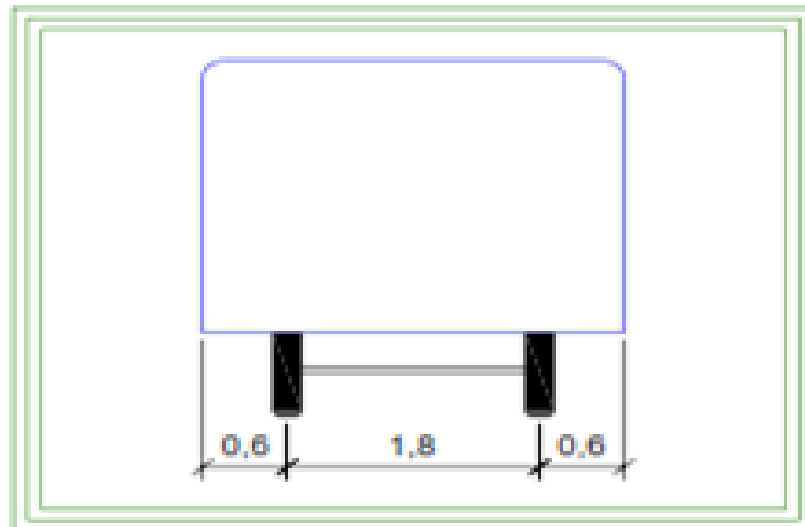


Figura 27. Camión de diseño.



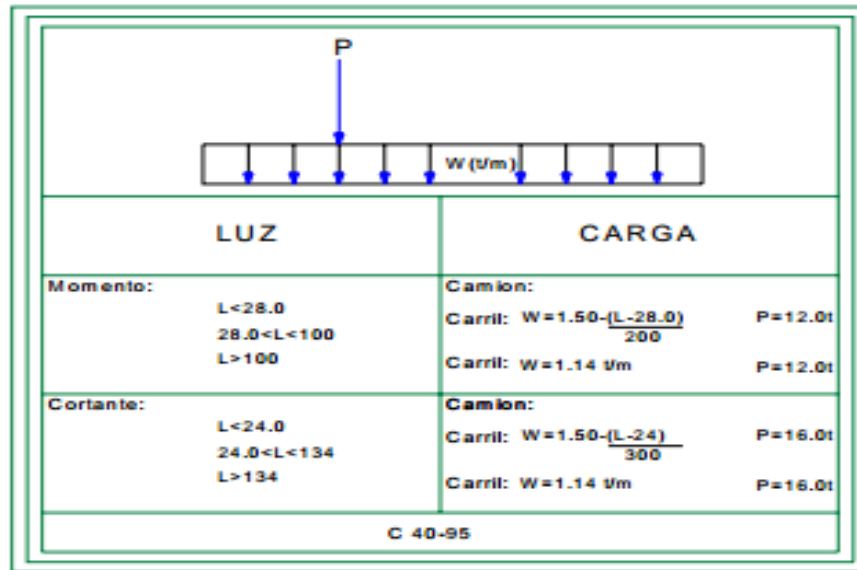
Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes [2].

Figura 28. Sección longitudinal y transversal del camión de diseño.



Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes [2].

Figura 29. Líneas de carga camión C40-95.



Fuente: Código Colombiano De Diseño Sísmico De Puentes Fig. A.3.4B [2].

De acuerdo con lo consultado en [2] los efectos dinámicos de las cargas móviles sobre los puentes se toman como una fracción de carga viva aplicando la Ecuación 1.

$$I = \frac{16}{40 + L} \leq 0.30$$

Ecuación 1. Porcentaje de Impacto [2].

Calculó específico para el puente Gómez Ortiz.

$$I = \frac{16}{40 + 80} = 0.13$$

6.3 CARGA POR SISMO

La carga de sismo se analizó de acuerdo a [1]. Los parámetros a tener en cuenta para el diseño del espectro de aceleración son los asignados por el Apéndice A-4

de [1] para el municipio de Zapatoca ya que el puente se encuentra en su jurisdicción.

Según los mapas geológicos de la licitación del puente nuevo Guillermo Gómez Ortiz elaborado por INGETEC [8] para ISAGEN [9] definen el suelo donde se localiza el puente como un suelo cuaternario de depósitos aluviales compuestos por gravas, arena y limos con bloques de 2 *m* de diámetro, localizados en barras y terrazas. Con un espesor 10 a 20 *m*; y depósitos coluviales compuesto por bloques de roca sedimentaria de hasta 5 *m* de diámetro, en matriz arenolimosa, con un espesor de 5 a 50 *m* [ver Anexo 2].

Con la información según [8] se puede clasificar como un perfil de suelo D, según la clasificación de los perfiles de suelo de la tabla A.2.4-1 de [1].

Haciendo una evaluación al grupo de uso de la estructura, tomando en cuenta la sección A 3.5.1.3 de [2] donde se clasifica como Grupo I (Puentes esenciales), ya que la estructura sirve como acceso a obras de importancia tales como proyectos hidroeléctricos. Asimismo consultando la sección A.2.5.1 de [1] se podría dar una clasificación como Grupo IV (Edificaciones indispensables) ya que en su párrafo (b) menciona sistemas masivos de transporte. Por lo anterior, se asigna un coeficiente de importancia de 1.5 de acuerdo a la tabla A.2.5.1 de [1].

Aa = Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva.

Av = Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva.

Fa = Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de periodos cortos del espectro.

F_v = Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de periodos intermedios del espectro.

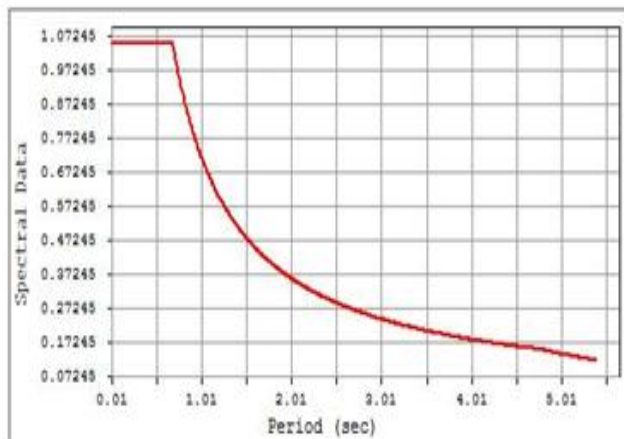
I = Coeficiente de importancia.

$$\mathbf{A_a = 0.2} \qquad \mathbf{A_v = 0.2}$$

$$\mathbf{F_a = 1.4} \qquad \mathbf{F_v = 2.0} \qquad \mathbf{I = 1.5}$$

A continuación se procedió a construir el espectro de aceleración siguiendo lo señalado en A.2.6.1 de [1] para luego ser importado al modelo como se muestra en la Figura 30.

Figura 30. Espectro de aceleración Introducido al modelo numérico.



6.4 CARGA DE VIENTO

Las presiones ejercidas por el viento son causadas, según [3] por una velocidad de viento de diseño de 100 millas por hora. Para este proyecto con base a la figura B.6.4-1 de [1], se toma una velocidad de diseño de 100 Km/h ya que la

ubicación del puente se encuentra dentro de la zona 3 de amenaza eólica de Colombia.

Con la carga de viento calculada y las áreas expuestas de las secciones, se calcula la carga puntual ejercida en cada elemento. Para una velocidad de diseño de 100 Km/h la presión dinámica se calculó con la Ecuación 2 y nos dio de $0.386 \frac{kN}{m^2}$. Sin embargo el [2] la carga debe ser según A.3.6.1.1.1 para cerchas y arcos de $370 \frac{Kgf}{m^2}$.

$$Presión = \frac{1}{2} \gamma_{aire} \times V_{diseño}^2$$

Ecuación 2. Presión dinámica del viento aplicada sobre la estructura del puente [15].

$$\begin{aligned}
 Presión &= \frac{1}{2} \times 1 \frac{Kg}{m^3} \times \left(100 \frac{Km}{h} \right)^2 \\
 &= \left[100^2 \frac{Km^2}{h^2} \right] \times \left[\frac{1000m}{1Km} \right]^2 \times \left[\frac{1h}{3600 Seg} \right]^2 = 771.605 \frac{m^2}{Seg^2} \\
 Presión &= \frac{1}{2} \times 1 \frac{Kg}{m^3} \times 771.605 \frac{m^2}{Seg^2} = 385.803 \frac{N}{m^2} \\
 Presión &= 0.386 \frac{kN}{m^2}
 \end{aligned}$$

$$370 \frac{Kgf}{m^2} = 3.628 \frac{kN}{m^2}$$

Tabla 2 cálculo de la carga de viento.

| | Area [m ²] | Presion dinamica [kN/m ²] | Presion minima [kN/m ²] CCDSP - 95 | Fuerza [kN] | Longuitud [m] | W [kN/m] |
|--------|------------------------|---------------------------------------|---|-------------|---------------|----------|
| Viga 1 | 3.2 | | | 11.6096 | 8 | 1.45 |
| Viga 2 | 4.16 | | | 15.09248 | 8 | 1.89 |
| Viga 3 | 2.2 | 0.386 | 3.628 | 7.9816 | 10 | 0.80 |
| Viga 4 | 4.86 | | | 17.63208 | 12.8 | 1.38 |
| Viga 5 | 4.86 | | | 17.63208 | 12.8 | 1.38 |

Cuando los vehículos están presentes se aplica una presión de viento adicional sobre ellos formando un ángulo de 90° grados con el eje longitudinal de la estructura ver Ecuación 3, que será representada por un momento producido por una fuerza de 0.4 kN a una distancia de 1.82 m sobre la calzada según lo estipulado en la sección 3.8.1.3 [3].

$$M = F \times d$$

Ecuación 3. Momento sobre la estructura ejercido por la presión del viento sobre el vehículo [3].

$$M = 0.4 \text{ kN} \times 1.82 \text{ m} = 0.728 \text{ kN.m}$$

6.5 COMBINACIÓN DE CARGA

Según lo estipulado en la tabla 3.4.1-1 [3] las combinaciones de carga están presentadas en la Tabla 3.

Tabla 3. Combinaciones de carga.

| No | Nombre | Descripción |
|-----|------------|-------------------------------------|
| I | sLC B1 | 1.25D + 1.75MV + 1.75L |
| II | sLC B2 | 1.25D + 1.35MV + 1.35L |
| III | sLC B3 | 1.25D + 1.4W |
| III | sLC B4 | 1.25D - 1.4W |
| IV | sLC B5 | 1.5D |
| V | sLC B6 | 1.25D + 1.35MV + 1.35L + 0.4W + 1WL |
| V | sLC B7 | 1.25D + 1.35MV + 1.35L + 0.4W - 1WL |
| V | sLC B8 | 1.25D + 1.35MV + 1.35L - 0.4W + 1WL |
| V | sLC B9 | 1.25D + 1.35MV + 1.35L - 0.4W - 1WL |
| i | sLCB10 | 1.25D + 0.5MV + 0.5L + 1Qx |
| i | sLCB11 | 1.25D + 0.5MV + 0.5L - 1Qx |
| i | sLCB12 | 1.25D + 0.5MV + 0.5L + 1Qy |
| i | sLCB13 | 1.25D + 0.5MV + 0.5L - 1Qy |
| I | sLCB14 | 1D + 1MV + 1L + 0.3W + 1WL |
| I | sLCB15 | 1D + 1MV + 1L + 0.3W - 1WL |
| I | sLCB16 | 1D + 1MV + 1L - 0.3W + 1WL |
| I | sLCB17 | 1D + 1MV + 1L - 0.3W - 1WL |
| II | sLCB18 | 1.D + 1.3MV + 1.3L |
| III | sLCB19 | 1.D + 0.8MV + 0.8L |
| IV | sLCB20 | 1.D + 0.7W - 1WL |
| IV | sLCB21 | 1.D + 0.7W + 1WL |
| IV | sLCB22 | 1.D - 0.7W + 1WL |
| IV | sLCB23 | 1.D - 0.7W - 1WL |
| I | sLCB24 | 1.5L |
| I | sLCB25 | 1.5MV + 1.5L |
| II | sLCB26 | 0.75L |
| II | sLCB27 | 0.75MV + 0.75L |
| 1 | ENVOLVENTE | Steel Strength Envelope |
| 2 | ENVOLVENTE | Steel Serviceability Envelope |

Control de deflexión del puente Guillermo Gómez Ortiz.

Sabiendo que la deflexión máxima del puente es de 0.065 m

L = 80 m

$$\frac{L}{1000} = 0.08 \text{ m} > 0.065 \text{ Cumple.}$$

7. ANÁLISIS DEMANDA / CAPACIDAD

Mediante el software [7] se elaboró el modelo del puente teniendo en cuenta las características reales de cada uno de los perfiles de sección simple como los de las secciones armadas que componen el puente tomando como referencia las condiciones de carga según [3]. Se analizó cada elemento, para saber en qué estado se encuentra y saber si las solicitaciones que actúan sobre el puente ponen en riesgo la estructura (ver Figura 31).

Para esto se hace un análisis Demanda/Capacidad como se muestra en la Tabla 4, para saber qué elementos están soportando más carga a la que debe estar sometidos y con esto identificar qué perfil necesita un reforzamiento [ver Anexo 3].

Figura 31. Deformación del puente bajo la envolvente 1 [7].

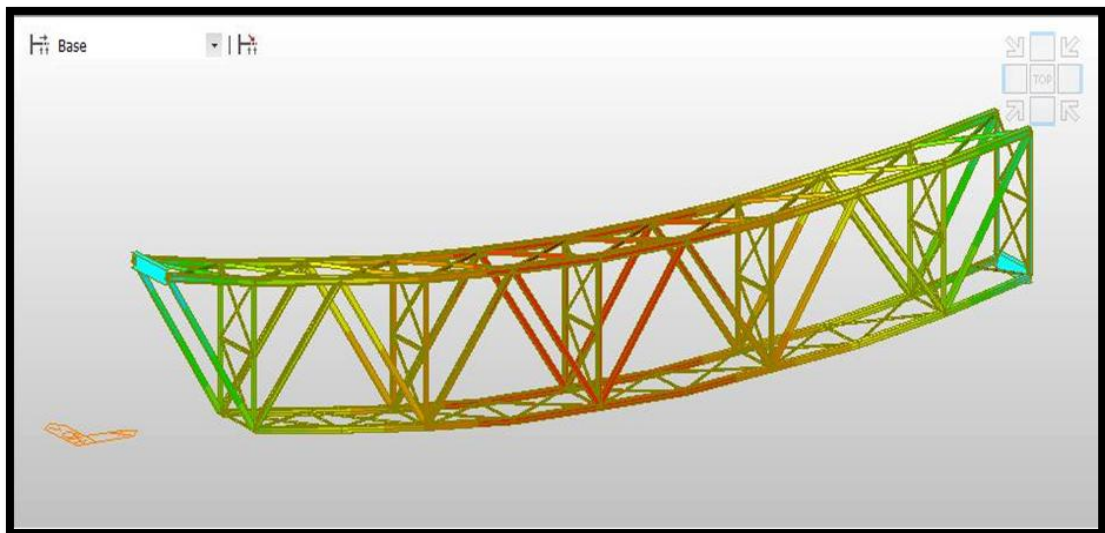


Tabla 4. Análisis Demanda / Capacidad de los elementos críticos del Puente
Guillermo Gómez Ortiz.

| No. Elemento | Sección | Demanda | | Capacidad | | | Chequeo | |
|--------------|----------------------|------------|----------------|------------|-----------|----------------|----------------------|---|
| | | Axial [kN] | Momento [kN-m] | Axial [kN] | Fcr [MPa] | Momento [kN-m] | Análisis de Esbeltez | |
| 51 | Viga 1 | 3292.54 | 5.45 | 5704.57 | | 648.18 | NE | C |
| 17 | Viga 2 | -2267.01 | 152.17 | 8495.76 | 243.85 | 1489.89 | NE | C |
| 68 | Viga 3 | -298.56 | 0 | 2828.25 | 230.22 | 401.55 | NE | C |
| 70 | Viga 4 | 482.59 | 0 | 3396.6 | | 305.85 | NE | C |
| 71 | Viga 5 | -350.97 | 0 | 5013.204 | 225.82 | 816.61 | NE | C |
| 230 | Riostra Horizontal 1 | 102.02 | 117.69 | 1221.73 | | 141.55 | NE | C |
| 110 | Riostra Horizontal 2 | 231.17 | -0.05 | 771.92 | | 21.38 | NE | C |
| 163 | Riostra Vertical 1 | -94.54 | -0.14 | 656.25 | 204.61 | 84.86 | NE | C |
| 94 | Viga 7 | -159.11 | 0 | 388.02 | 163.68 | 11.72 | NE | C |

NE = No esbelta - **C** = Sección compacta

8. CONEXIONES

En el levantamiento geométrico aplicado al puente Guillermo Gómez Ortiz se identificaron dos conexiones tipo las cuales conectan los elementos principales de la cercha. También se observó que las conexiones tipo 2 se encuentran a una altura de 10 m que exige equipos y personal certificado para realizar el respectivo trabajo en alturas para la recaudación de información fue necesario el escáner [6]. Después de realizar el modelo numérico de la estructura se verificó la capacidad resistente de las conexiones, analizando el estado límite de fluencia, la resistencia por aplastamiento, la resistencia por bloque de cortante, la resistencia por cortante de los remaches y el análisis de deslizamiento crítico.

El acero utilizado para el análisis de las conexiones fue A36 con un $F_y=253 \text{ MPa}$ y un $F_u=408 \text{ MPa}$ ya que es el de menor resistencia para el uso en estructuras metálicas. Con los datos obtenidos en el levantamiento geométrico se concluyó que los remaches tiene un diámetro $d=25.4 \text{ mm}$ y una perforación de $d_o = 27 \text{ mm}$. Debido a la ausencia de un estudio se asumió la menor resistencia a cortante de los remaches como la del perno A325 sin rosca en los planos de corte con $F_{nv}=457 \text{ MPa}$ según la tabla F.2.10.3-2 de [1].

8.1 CONEXIÓN TIPO 1

La conexión tipo 1 está conformada por cinco elementos de la cercha, de los cuales se analizan tres elementos (viga 3, viga 4 y viga 5) que se conectan a una cartela que transmite la carga a la viga 1, ver Figuras 32(a) y 32(b). Dando como resultado los valores de las Tablas 5 y 6.

Figura 32 (a) Conexión tipo 1.



Figura 32 (b). Conexión tipo 1.

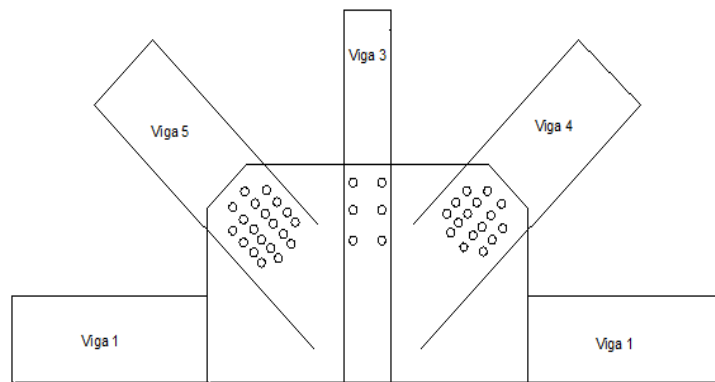


Tabla 5. Resistencia de la conexión 1 [ver Anexo 4].

| | Viga 3 ΦP_n [kN] | Viga 4 ΦP_n [kN] | Viga 5 ΦP_n [kN] |
|------------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Estado limite de fluencia | 4257.3 | 5112.7 | 7546.2 |
| Estado limite de rotura | 3331.4 | 3870.16 | 5795.7 |
| Resistencia por cortante | 1253.64 | 2507.28 | 2820.69 |
| Resistencia por aplastamiento | 2014.14 | 3581.5 | 4029.2 |
| Resistencia por bloque de cortante | 3316.62 | 2270.14 | 2879.4 |

Chequeo tipo 1

Tabla 6. Conexión tipo 1.

| Tipo 1 | Demanda | Capacidad | Chequeo |
|--------|---------|-----------|---------|
| Viga 3 | 298.56 | 1253.64 | OK |
| Viga 4 | 482.59 | 2270.14 | OK |
| Viga 5 | 350.97 | 2820.69 | OK |

8.2 CONEXIÓN TIPO 2

Está conformada por cuatro elementos de los cuales se analizan dos (viga 4 y viga 5) que se conectan a una cartela que transmite la carga a la viga 2, ver Figuras 33(a) y 33(b). Dando como resultado los valores de las Tablas 7 y 8.

Figura 33 (a). Conexión tipo 2.



Figura 33 (b). Conexión tipo 2.

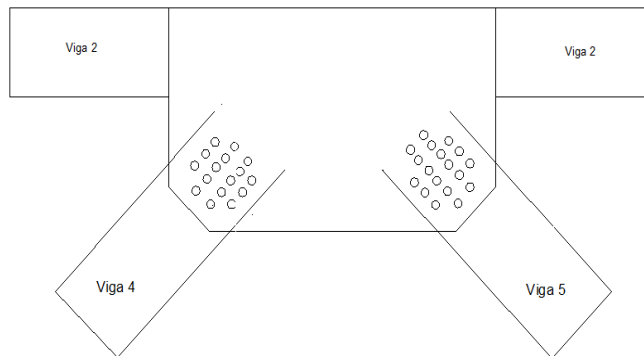


Tabla 7. Resistencia de la conexión 2 [ver Anexo 4].

| | Viga 4 ΦP_n [kN] | Viga 5 ΦP_n [kN] |
|------------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Estado limite de fluencia | 5112.7 | 7546.2 |
| Estado limite de rotura | 3870.16 | 5765.96 |
| Resistencia por cortante | 2507.28 | 3134.1 |
| Resistencia por aplastamiento | 3581.5 | 3357.67 |
| Resistencia por bloque de cortante | 2270.14 | 2879.4 |

Chequeo tipo 2

Tabla 8. Conexión tipo 2.

| Tipo2 | Demanda | Capacidad | Chequeo |
|-------|---------|-----------|---------|
| viga4 | 482.56 | 2270.14 | OK |
| viga5 | 350.97 | 2857.4 | OK |

9. REFORZAMIENTO

De acuerdo con el análisis de Demanda/Capacidad realizado, se pudo determinar que ningún elemento principal ni secundario de la estructura del puente Guillermo Gómez Ortiz requiere reforzamiento puesto que la relación de esbeltez en todos sus elementos principales, según lo estipulado en el numeral F.2.4.1 de [1] donde limita que la relación de esbeltez no sea mayor a 300. Mediante este análisis se concluyó que la capacidad estructural del puente es suficiente para resistir las condiciones de carga según la [3]. En vista de ello el puente no necesitó una propuesta de reforzamiento. Se recomienda el remplazo de las riostras horizontales inferiores, que presentan deterioro debido a las crecientes del río Sogamoso.

También vale recalcar que el puente no tenía daños en la estructura como pérdidas considerables de sección por corrosión o fallas en los elementos principales de la estructura que provocara un inminente riesgo de falla al puente.

10. CONCLUSIONES

- El análisis realizado se determinó que ninguno de los elementos estructurales del puente Guillermo Gómez Ortiz requiere algún tipo de fuerza.
- Se propone reemplazar los elementos que hacen parte de las riostras horizontales inferiores que presentan daños causados por la creciente del río.
- El puente en general no presenta pérdida de sección transversal por corrosión a pesar que este no ha sido objeto de mantenimiento.
- Las conexiones analizadas no requieren ningún tipo de reforzamiento puesto que soportan la carga solicitada.
- Se determina que el puente antiguo Guillermo Gómez Ortiz es apto para ser utilizado como parte de una vía alterna en caso de eventuales daños en la vía principal Bucaramanga – Barrancabermeja.
- Se recomienda realizar la caracterización de materiales del puente para calibrar con mayor precisión el modelo numérico y ajustar los análisis sobre el mismo.

CITAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Bogotá Colombia.

[2] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. (1995). Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, Bogotá, Colombia: AIS.

[3] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO. (2012). Design Specification, Washington DC, EU.

[4] Universidad de los Andes, Centro de investigación en Materiales y Obras Civiles (CIMOC).Informe Final de la Fase III: Caso de aplicación de evaluación, diagnostico, reforzamiento y rehabilitación de tres puentes característicos. Preparado para el Instituto Nacional de Vías (INVIAS). Diciembre de 2000.

[5] Universidad de los Andes, Centro de investigación en Materiales y Obras Civiles (CIMOC).Manual para la evaluación de la capacidad de carga y fatiga de elementos estructurales de puentes en acero. Preparado para el Instituto Nacional de Vías (INVIAS). Diciembre de 2000.

[6] Escáner RieglVZ-400; WWW.Riegl.com (Consultado 15 de Agosto de 2014).

[7] On-line Manual - Civil structure design system.WWW.MidasUser.com. (Consultado el 20 junio).

[8] Diseños detallados, apoyo técnico y asesoría durante la construcción. INGETEC INGENIERÍA Y DISEÑO - INGETEC I&D. Carrera 6A No. 30 A - 30 Teléfono: 1 - 287 74 29 Fax: 1 - 288 45 31 Bogotá, D.C.

[9] Vías sustitutivas proyecto hidroeléctrico Sogamoso. ISAGEN S.A. E.S.P. - Medellín – Colombia <http://www.isagen.com.co> (consultado 1 de Septiembre de 2014).

[10]<http://www.ecured.cu/index.php/Ductilidad> (consultado el 4 de septiembre de 2014).

[11]<http://lapaleontologiaencolombia.blogspot.com/2014/09/rescate-paleontologico-en-el-rio.html> (Consultado 3 de Octubre de 2014).

[12] Raymond Chang 2002 Ed 7 Mc Graw-Hill Interamericana Pág 633.

[13] Diseño simplificado de puentes Transporte y Vías <http://virtual.uptc.edu.co/drupal/files/45.pdf> (Consultado 20 de Septiembre de 2014).

[14] Barrancabermeja seguirá incomunicada indefinidamente con Bucaramanga. <http://www.vanguardia.com> (Publicado lunes 20 de diciembre de 2010 11:53 AM).

[15] Irving H. Shames Mecánica de fluidos 1995 Ed 3 Mc Graw-Hill Interamericana Pág. 249.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO. The Manual for Bridge Evaluation whit 2011 and 2013 interim revisions. 2ª Edición. Washington D.C. AASHTO Publications 2010.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica - AIS. Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición. AIS. Bogotá D.C, AIS 1995.

ANEXOS

Anexo A. CALCULO DE CARGAS EN LOS NODOS POR AREAS AFERENTES

Figura 1. Vista Superior del Puente.

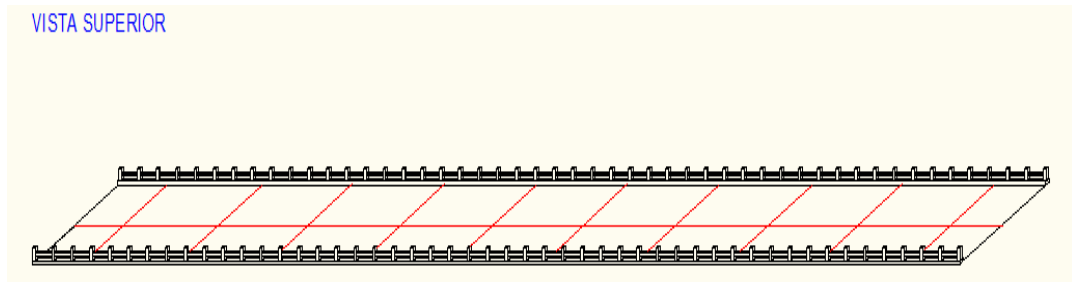


Figura 2. Vista Inferior del Puente.

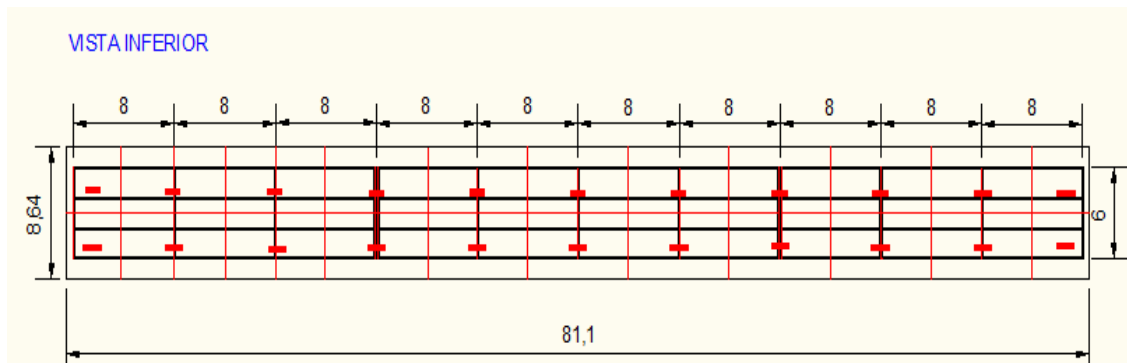


Figura 3. Vista Superior.

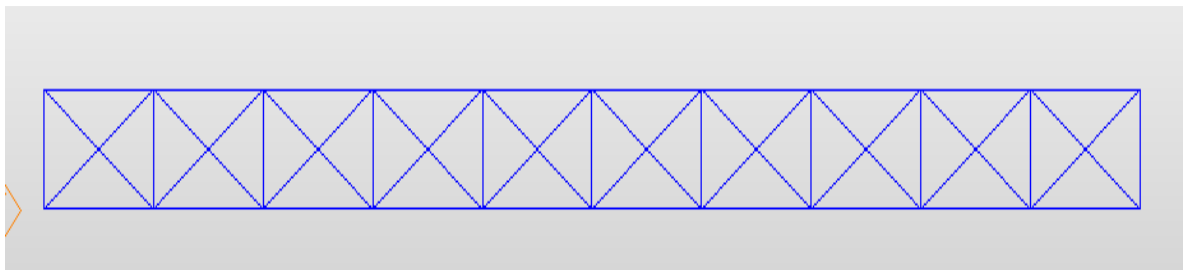
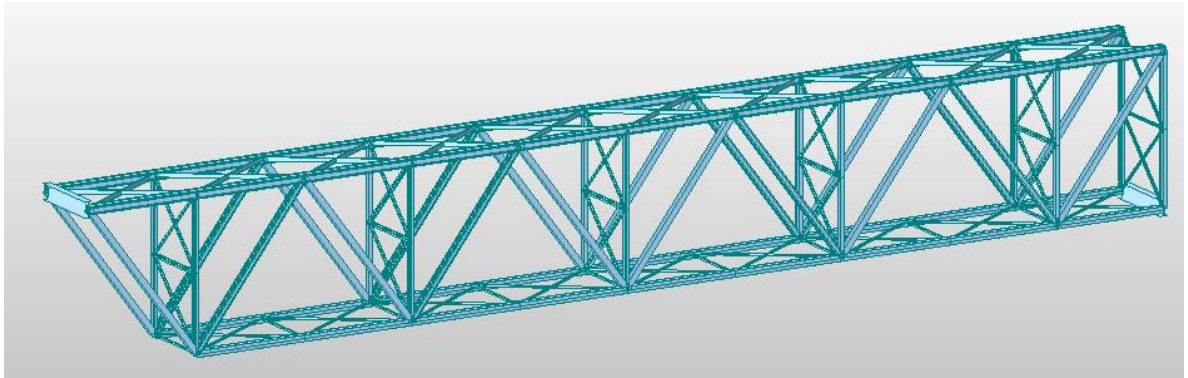


Figura 4. Vista del Modelo en 3D.



PERFIL IPN 500

$Area = 0.0179m^2$

Figura 5. Perfil IPN 500.

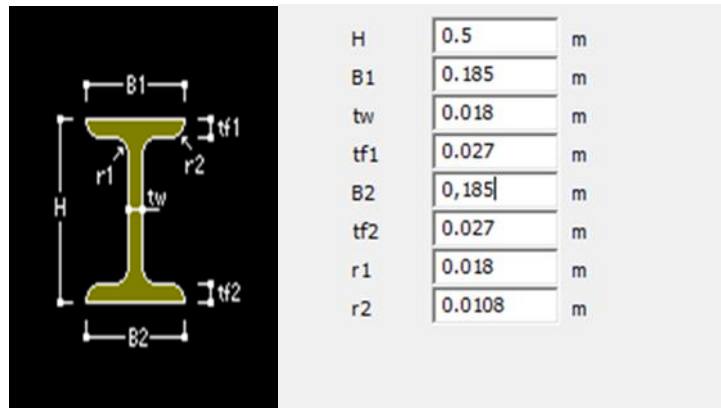


Figura 6. Datos IPN 500.

| | |
|---|-------------------------------|
| Steel | |
| Modulus of Elasticity : | 1.9995e+008 kN/m ² |
| Poisson's Ratio : | 0.3 |
| Thermal Coefficient : | 6.5000e-006 1/[F] |
| Weight Density : | 77.09 kN/m ³ |
| <input checked="" type="checkbox"/> Use Mass Density: | 7.861 kN/m ³ /a |

AREA TIPO 1.

Figura 7. Vista Inferior.

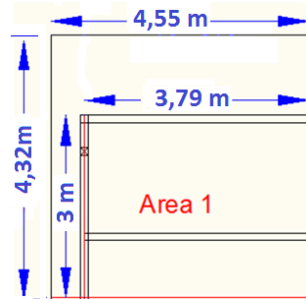
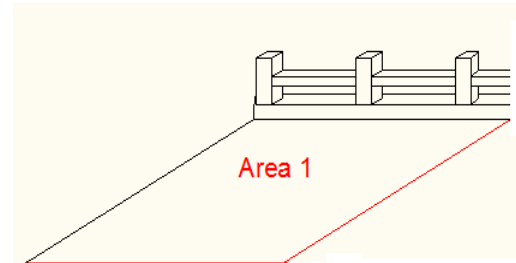


Figura 8. Vista Superior.



PLACA

$$Volumen = 4.32m \times 4.55m \times 0.18m = 3.54 m^3$$

$$Pu = 3.54 m^3 \times 24 \frac{kN}{m^3} = 84.96 kN$$

PERFIL IPN 500

$$Volumen = 10.58m \times 0.0179m^2 = 0.189 m^3$$

$$Pu = 0.189 m^3 \times 77.09 \frac{kN}{m^3} = 14.57 kN$$

BARANDA

ELEMENTOS VERTICALES

$$Volumen = 0.7m \times 0.2m \times 0.25 = 0.035 m^3$$

$$Pu = 3 \times 0.035 m^3 \times 24 \frac{kN}{m^3} = 2.52 kN$$

ELEMENTOS HORIZONTALES

$$Volumen = 0.15m \times 0.15m \times 1.40 = 0.0315 m^3$$

$$Pu = 2.5 \times 0.0315 m^3 \times 24 \frac{kN}{m^3} = 1.89 kN$$

SARDINEL

$$Volumen = 0.22m \times 0.3m \times 4.55 = 0.3 m^3$$

$$Pu = 0.3 m^3 \times 24 \frac{kN}{m^3} = 7.21 kN$$

CARGA TIPO 1

$$PU_{Total} = 84.96 kN + 14.57 kN + 2.52kN + 1.89kN + 7.21 kN = 111.15 kN$$

ÁREA TIPO 2.

Figura 9. Vista Inferior

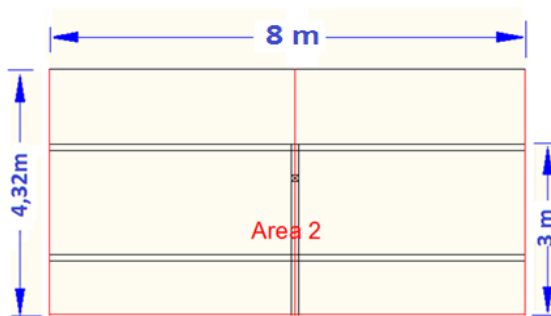
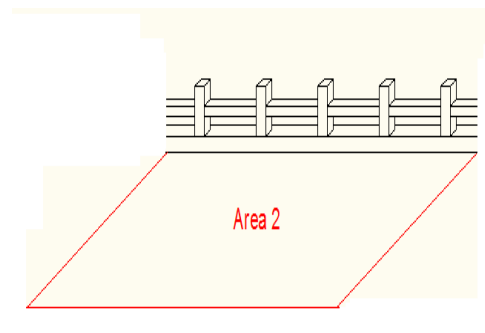


Figura 10. Vista Superior



PLACA

$$Volumen = 4.32m \times 8m \times 0.18m = 6.22 m^3$$

$$Pu = 6.22 m^3 \times 24 \frac{kN}{m^3} = 149.29 kN$$

PERFIL IPN 500

$$Volumen = 19m \times 0.0179m^2 = 0.3401 m^3$$

$$Pu = 0.3401 \text{ m}^3 \times 77.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 26.22 \text{ kN}$$

BARANDA

ELEMENTOS VERTICALES

$$Volumen = 0.7\text{m} \times 0.2\text{m} \times 0.25 = 0.035 \text{ m}^3$$

$$Pu = 5 \times 0.035 \text{ m}^3 \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.2 \text{ kN}$$

ELEMENTOS HORIZONTALES

$$Volumen = 0.15\text{m} \times 0.15\text{m} \times 1.40 = 0.0315 \text{ m}^3$$

$$Pu = 5 \times 0.0315 \text{ m}^3 \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.78 \text{ kN}$$

SARDINEL

$$Volumen = 0.22\text{m} \times 0.3\text{m} \times 8 = 0.528 \text{ m}^3$$

$$Pu = 0.528 \text{ m}^3 \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 12.67 \text{ kN}$$

CARGA TIPO 2

$$PU_{Total} = 149.29 \text{ kN} + 26.22 \text{ kN} + 4.2 \text{ kN} + 3.78 \text{ kN} + 12.67 \text{ kN} = 196.16 \text{ kN}$$

ÁREA TIPO 3.

Figura 11. Vista inferior

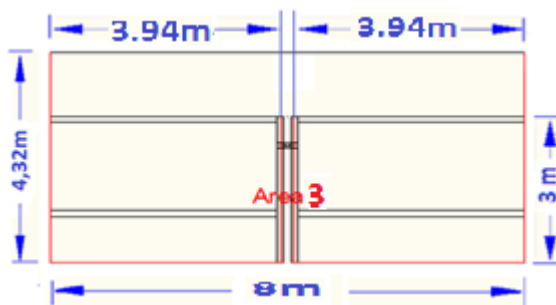
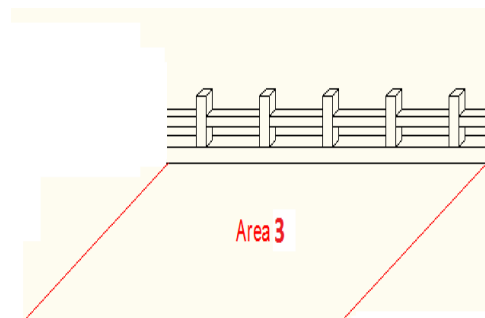


Figura 12. Vista superior



PLACA

$$Volumen = 4.32m \times 8m \times 0.18m = 6.22 m^3$$

$$Pu = 6.22 m^3 \times 24 \frac{kN}{m^3} = 149.29 kN$$

PERFIL IPN 500

$$Volumen = 21.76m \times 0.0179m^2 = 0.389 m^3$$

$$Pu = 0.389 m^3 \times 77.09 \frac{kN}{m^3} = 29.99 kN$$

BARANDA

ELEMENTOS VERTICALES

$$Volumen = 0.7m \times 0.2m \times 0.25 = 0.035 m^3$$

$$Pu = 5 \times 0.035 m^3 \times 24 \frac{kN}{m^3} = 4.2 kN$$

ELEMENTOS HORIZONTALES

$$Volumen = 0.15m \times 0.15m \times 1.40 = 0.0315 m^3$$

$$Pu = 5 \times 0.0315 m^3 \times 24 \frac{kN}{m^3} = 3.78 kN$$

SARDINEL

$$Volumen = 0.22m \times 0.3m \times 8 = 0.528 m^3$$

$$Pu = 0.528m^3 \times 24 \frac{kN}{m^3} = 12.67 kN$$

CARGA TIPO 3

$$PU_{Total} = 149.29 kN + 29.99 kN + 4.2 kN + 3.78kN + 12.67 kN = 199.93 kN$$

Anexo C. ANÁLISIS DEMANDA / CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS CRÍTICOS DEL PUENTE GUILLERMO GÓMEZ ORTIZ.

ANÁLISIS DE ESBELTEZ

Propiedades de las secciones

Clasificación de las secciones para pandeo local:

- Secciones sin elementos esbeltos $\frac{b}{t} \leq \lambda_r$
- Secciones con elementos esbeltos $\frac{b}{t} > \lambda_r$

Elementos no atiesados: con un borde libre paralelo a la dirección de la fuerza.

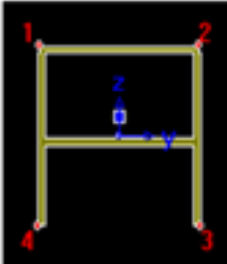
Elementos atiesados: con soporte a lo largo de ambos bordes paralelos a la fuerza.

Tabla F.2.2.4.1a NSR 10: Valores límite de la relación ancho espesor.

Viga 1

Figura 1. Viga 1

| No. Elemento | Sección |
|--------------|---------|
| 51 | Viga 1 |



| Section Properties | | |
|--------------------|--------------|----|
| Area | 2.50533e-002 | m² |
| Asy | 1.12374e-002 | m² |
| Asz | 9.33253e-003 | m² |
| Ixx | 3.92687e-004 | m⁴ |
| Iyy | 3.74984e-004 | m⁴ |
| Izz | 6.75916e-004 | m⁴ |

Atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{410}{15.5} = 26.45$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{200000MPa}{253 MPa}} = 39.36$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto}$$

No atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{192.25}{15.5} = 12.41$$

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{200000MPa}{253 MPa}} = 12.65$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto.}$$

CAPACIDAD AXIAL

Según el numeral **F.2.4.2** y la ecuación para fluencia por tensión sobre el área bruta **F.2.4.2-1** de la NSR-10 Se analiza los elementos críticos.

$$P_n = F_y \times A_g$$

$$\phi_t = 0.9$$

Diseño de miembros a tensión

Caso

F.2.4.2 — Resistencia de diseño a tensión — La resistencia de diseño para miembros solicitados por tensión.

(a) Para fluencia por tensión sobre el área bruta:

$$P_n = F_y \times A_g$$

$$P_n = 0.9 \times 253 \text{ MPa} \times 25053.0083 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 5704.57 \text{ kN}$$

CAPACIDAD MOMENTO

Caso

F.2.6.7 — Perfiles tubulares estructurales (PTE.) cuadrados o rectangulares y miembros de sección en cajón

F.2.6.7.1 — Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_n = M_p = F_y \times Z$$

Dónde:

Z_x = Modulo de la sección plástico sobre el eje de flexión, mm^3 .

$$M_n = 253 \text{ MPa} \times 2561982.303 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 648.18 \text{ kN.m}$$

Viga 2

Figura 2. Viga 2

| No. Elemento | Sección |
|--------------|---------|
| 17 | Viga 2 |

| Section Properties | | |
|--------------------|--------------|----------------|
| Area | 3.48401e-002 | m ² |
| Asy | 1.25169e-002 | m ² |
| Asz | 1.42453e-002 | m ² |
| I _{ox} | 1.37187e-003 | m ⁴ |
| I _{yy} | 1.30450e-003 | m ⁴ |
| I _{zz} | 1.20827e-003 | m ⁴ |

Atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{420}{15.5} = 27.09$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{253 \text{ MPa}}} = 39.36$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto.}$$

No atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{100}{15.5} = 6.45$$

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{253 \text{ MPa}}} = 12.65$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelto.}$$

CAPACIDAD AXIAL

Diseño de miembros a compresión

Caso

F.2.5.3 — Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos — Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión.

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

Donde el esfuerzo de pandeo por flexión, F_{cr} , se calcula como sigue:

Empotrado $K = 0.65$.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1.37187 \times 10^{-3}}{3.48401 \times 10^{-2}}} = 0.1984 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1.30450 \times 10^{-3}}{3.48401 \times 10^{-2}}} = 0.1935 \text{ m}$$

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 \times 8}{0.1984} \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{253}}$$

$$26.21 \leq 132.42$$

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

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{(26.21)^2} = 2873.39 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{253}{2873.39} \right] \times 253$$

$$F_{cr} = 243.85 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 243,85 \text{ MPa} \times 34.8401 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$:P_n = 8495.76 \text{ kN}$$

CAPACIDAD MOMENTO

Caso

F.2.6.7 — Perfiles tubulares estructurales (PTE.) cuadrados o rectangulares y miembros de sección en cajón

F.2.6.7.1 — Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_n = M_p = F_y \times Z$$

Dónde:

Z_x = Modulo de la sección plástica sobre el eje de flexión, mm^3 .

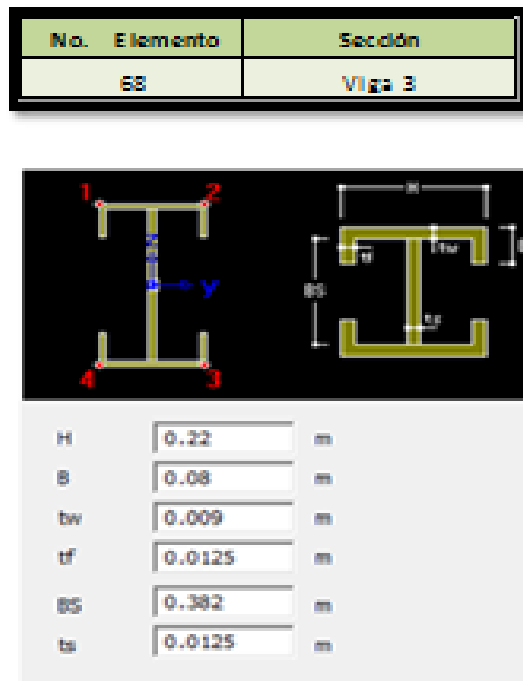
$$M_n = F_y \times Z_x$$

$$M_n = 253 \text{ MPa} \times 5889268.051 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 1489.98 \text{ kN.m}$$

Viga 3

Figura 3. Viga 3



Atiesado

$$\frac{h}{tw} = \frac{382}{12.7} = 30.08$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{253 \text{ MPa}}} = 41.89$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

No atiesado

$$\frac{h}{tw} = \frac{110}{9} = 12.22$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000MPa}{253 MPa}} = 15.76$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

CAPACIDAD AXIAL

Diseño de miembros a compresión

Caso

F.2.5.3 — Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos — Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión.

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

Donde el esfuerzo de pandeo por flexión, F_{cr} se calcula como sigue:

Empotrado $K= 0.65$.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.296775695 \times 10^{-3}}{12.285 \times 10^{-3}}} = 0.155427 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.54292820 \times 10^{-3}}{12.285 \times 10^{-3}}} = 0.0664789 \text{ m}$$

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 \times 10}{0.155427} \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{253}}$$

$$41.94 \leq 132.43$$

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

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{(41.94)^2} = 1122.21 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{253}{1122.21} \right] \times 253$$

$$F_{cr} = 230.22 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 230.22 \text{ MPa} \times 12.285 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$:P_n = 2828.2527 \text{ kN}$$

F.2.5.4 — Pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión de miembros sin elementos esbeltos. Este numeral se aplica a miembros de simetría simple y miembros no simétricos, y a algunos miembros de simetría doble como aquellos en forma de cruz o columnas armadas.

(i) para miembros con simetría doble:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 276151367.5 \text{ MPa}$$

$$C_w = I_y \frac{h^2}{4} = 5.4292820.3125 \times \frac{391^2}{4} = 2075085166 \times 10^3 \text{ mm}^6$$

$$J = \frac{2b e^3 + b_1 e_1^3}{3} = 367747.43 \text{ mm}^4$$

G = módulo de elasticidad a cortante del acero = 77200 MPa

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y = 252.999 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 252.999 \text{ MPa} \times 12285 \text{ mm}^2$$

$$:P_n = 3108.10 \text{ kN}$$

CAPACIDAD MOMENTO

F.2.6.2 — Miembros de sección compacta en *i* con simetría doble y canales, solicitados por flexión alrededor de su eje mayor — Este numeral se aplica a miembros de sección en **I** de simetría doble y canales flexionados alrededor de su eje mayor, con alma compacta y aletas compactas según se definen en el numeral F.2.2.4.

F.2.6.2.1 — Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_n = M_p = F_y \times Z$$

F.2.6.2.2 — Pandeo lateral-torsional

$$L_b = 5 m$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.29 m$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J C}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J C}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 656.6745 mm$$

$$S_x = \frac{I_x}{y} = 1483878.48 mm^3$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 2.0644 \times 10^{12}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}} = 7.553320556 \times 10^3 mm$$

$$r_{ts} = \frac{bf}{\sqrt{12\left(1 + \frac{h t_w}{6 bf t_f}\right)}} = 53.51 mm$$

$$J = \frac{2be^3 + b_1 e_1^3}{3} = 367747.4353 \text{ mm}^4$$

(C) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{JC}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 270.612 \text{ MPa}$$

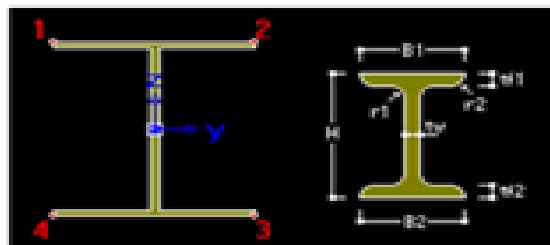
$$M_n = F_{cr} \times S_x \leq M_p$$

$$M_n = 401.555 \leq 452.747 \text{ kN.m}$$

Viga 4

Figura 4. Viga 4

| No. Elemento | Sección |
|--------------|---------|
| 70 | Viga 4 |



| | | |
|-----|--------|---|
| H | 0.39 | m |
| B1 | 0.38 | m |
| tw | 0.0135 | m |
| tf1 | 0.0127 | m |
| B2 | 0.38 | m |
| tf2 | 0.0127 | m |

Atiesado

$$\frac{h}{tw} = \frac{364.6}{13.5} = 27.01$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{200000MPa}{253 MPa}} = 41.89$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

No atiesado

$$\frac{h}{tw} = \frac{190}{12.7} = 14.96$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000MPa}{253 MPa}} = 15.76$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

CAPACIDAD AXIAL

Diseño de miembro a tensión

$$P_n = F_y \times A_g$$

$$P_n = 0.9 \times 253 \text{ MPa} \times 14916.996 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 3396.60 \text{ kN}$$

CAPACIDAD MOMENTO

F.2.6.2.1 — Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_n = M_p = F_y \times Z$$

F.2.6.2.2 — Pandeo lateral-torsional

$$L_b = 12.81 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.4189 \text{ m}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J C}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J C}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 656.6745 \text{ mm}$$

$$S_x = \frac{I_x}{y^-} = 2041840.536 \text{ mm}^3$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} = 4.136150308 \times 10^{12}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}} = 15343646.79 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \frac{bf}{\sqrt{12\left(1 + \frac{h t_w}{6 bf t_f}\right)}} = 108.8008 \text{ mm}$$

$$J = \frac{2be^3 + b_1 e_1^3}{3} = 809740.0183 \text{ mm}^4$$

(a) Cuando $L_p < L_b < L_r$

$$M_p = F_y \times Z$$

$$M_p = 253 \text{ MPa} \times 2269499.215 \text{ mm}^3 = 574.18 \text{ MPa}$$

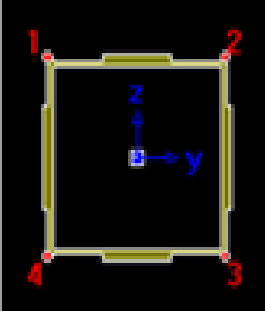
$$M_n = C_b \left[M_n - (M_n - 0.70 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 305.85 \text{ kN.m} \leq M_p$$

Viga 5

Figura 5. Viga 5

| No. Elemento | Sección |
|--------------|---------|
| 71 | Viga 5 |

| Section Properties | | |
|--------------------|--------------|----------------|
| Area | 2.22000e-002 | m ² |
| Asy | 8.10978e-003 | m ² |
| Asz | 7.84058e-003 | m ² |
| I _{xy} | 7.26311e-004 | m ⁴ |
| I _{yy} | 4.59415e-004 | m ⁴ |
| I _{zz} | 5.54265e-004 | m ⁴ |



Atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{379.4}{10.3} = 36.83$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{253 \text{ MPa}}} = 39.36$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

CAPACIDAD AXIAL

Diseño de miembro a compresión

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

Donde el esfuerzo de pandeo por flexión, F_{cr} se calcula como sigue:

Empotrado $K= 0.65$.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{7.26311 \times 10^{-4}}{2.22000 \times 10^{-2}}} = 0.1809 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{4.59415 \times 10^{-4}}{2.22000 \times 10^{-2}}} = 0.1439 \text{ m}$$

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 \times 12.81}{0.1809} \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{253}}$$

$$46.03 \leq 132.43$$

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

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{(46.03)^2} = 931.64 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{253}{931.64} \right] \times 253$$

$$F_{cr} = 225.82 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 225.82 \text{ MPa} \times 2.22000 \text{ mm}^2$$

$$:P_n = 5013.204 \text{ kN}$$

CAPACIDAD MOMENTO

$$M_n = F_y \times Z_x$$

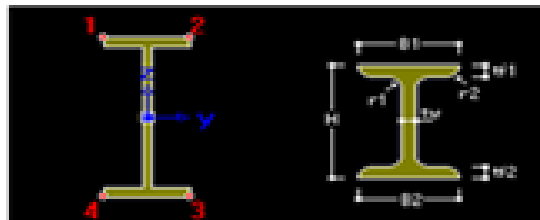
$$M_n = 253 \text{ Mp} \times 3227692.254 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 816.61 \text{ kN.m}$$

Riostra Horizontal 1

Figura 6. Riostra Horizontal 1

| No. Elemento | Sección |
|--------------|----------------------|
| 230 | Riostra Horizontal 1 |



| | | |
|-----|--------|---|
| H | 0.26 | m |
| B1 | 0.113 | m |
| tf1 | 0.0094 | m |
| tf2 | 0.0141 | m |
| r1 | 0.0094 | m |
| r2 | 0.0056 | m |

Atiesada

$$\frac{b}{t} = \frac{56.5}{14.1} = 4.01$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000MPa}{253 MPa}} = 15.76$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

No atiesada

$$\frac{h}{tw} = \frac{231.8}{9.4} = 24.66$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{200000MPa}{253 MPa}} = 41.89$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

CAPACIDAD AXIAL

Diseño de miembro a tensión

$$P_n = F_y \times A_g$$

$$P_n = 0.9 \times 253 \text{ Mpa} \times 5365.52 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 1221.73 \text{ kN}$$

CAPACIDAD MOMENTO

F.2.6.2.1 — Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_n = M_p = F_y \times Z$$

F.2.6.2.2 — Pandeo lateral-torsional

$$L_b = 4 \text{ m}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.14 \text{ m}$$

(a) Cuando $L_b \leq L_p$ no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

$$M_n = M_p = F_y \times Z$$

$$M_n = M_p = 253 \text{ MPa} \times 559505.108 \text{ mm}^3 = 141.55 \text{ kN.m}$$

Riostra Horizontal 2

Figura 7. Riostra Horizontal 2

| No. Elemento | Sección |
|--------------|----------------------|
| 110 | Riostra Horizontal 2 |



| | | |
|----|---------|---|
| H | 0.1034 | m |
| B | 0.1034 | m |
| tw | 0.00855 | m |
| tf | 0.00855 | m |
| C | 0.001 | m |

No atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{103.4}{8.55} = 10.83$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000 \text{MPa}}{253 \text{MPa}}} = 15.75$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

CAPACIDAD AXIAL

Diseño de miembro a tensión

$$P_n = F_y \times A_g$$

$$P_n = 0.9 \times 253 \text{ MPa} \times 3390.08 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 771.92 \text{ KN}$$

CAPACIDAD MOMENTO

F.2.6.9 — Secciones en T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría — Este numerales. Se aplica a secciones en T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría.

La resistencia nominal a la flexión, M_n se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local de la aleta. F_{vn} .

F.2.6.9.1 — Plastificación de la sección (momento plástico)

$$M_n = M_p$$

Dónde:

$$M_p = F_y \times Z_x \leq 1.6M_y \quad \text{Cuando el alma está a tensión.}$$

$$M_p = F_y \times Z_x \leq M_y \quad \text{Cuando el alma está a compresión.}$$

$$M_p = 253 \text{ MPa} \times 84507.46289 \text{ mm}^3 = 21.38 \text{ kN.m} \quad \text{Cumple}$$

$$L_b = 4m$$

F.2.6.9.2 — Pandeo lateral-torsional

$$J = \frac{2be^3 + b_1 e_1^3}{3} = 201175.1559 \text{ mm}^4$$

G = módulo de elasticidad a cortante del acero = 77200 MPa

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{E I_y G J}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] = 25.96 \text{ kN.m}$$

Dónde

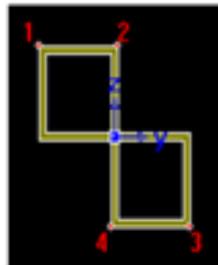
$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} = 0.055 \text{ mm}$$

B es positivo cuando el alma está a tensión y negativo cuando el alma está a compresión. Si la fibra extrema del alma está sometida a compresión en algún punto sobre la longitud no arriostrada, se usará el valor negativo de B.

Riostra vertical 1

Figura 8. Riostra vertical 1

| No. Elemento | Sección |
|--------------|--------------------|
| 163 | Riostra Vertical 1 |



| Section Properties | | |
|--------------------|--------------|----|
| Area | 6.41464e-003 | m² |
| Asy | 2.85767e-003 | m² |
| Asz | 2.85770e-003 | m² |
| I _{bx} | 1.56079e-005 | m⁴ |
| I _{yy} | 2.43982e-005 | m⁴ |
| I _{zz} | 2.43982e-005 | m⁴ |

Atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{86.3}{8.55} = 10.09$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{253 \text{ MPa}}} = 39.36$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

CAPACIDAD AXIAL

Diseño de miembro a compresión

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

Donde el esfuerzo de pandeo por flexión, F_{cr} , se calcula como sigue:

Empotrado $K= 0.65$.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1.56079 \times 10^{-5}}{6.41464 \times 10^{-3}}} = 0.049 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2.43982 \times 10^{-5}}{6.41464 \times 10^{-3}}} = 0.062 \text{ m Cuple}$$

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 \times 6}{0.062} \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{253}}$$

$$62.91 \leq 132.43$$

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

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{(62.91)^2} = 498.76 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{253}{498.76} \right] \times 253$$

$$F_{cr} = 204.61 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 204.61 \text{ MPa} \times 3207.32 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 656.25 \text{ kN}$$

CAPACIDAD DE MOMENTO

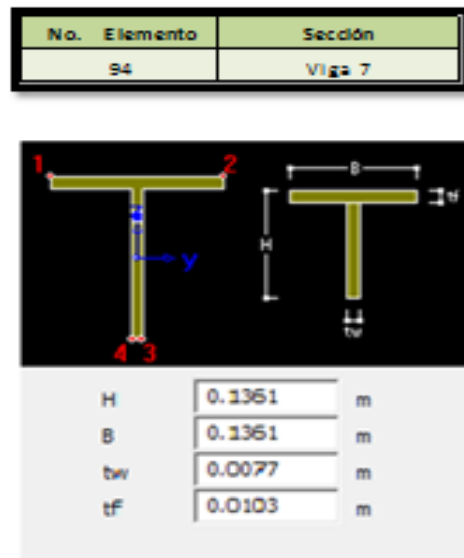
$$M_n = F_y \times Z_X$$

$$M_n = 253 \text{ MPa} \times 335416.158 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 84.86 \text{ kN.m}$$

Viga 7

Figura 9. Viga 7



No atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{146.4}{7.7} = 19.01$$

$$\lambda_r = 0.75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.75 \sqrt{\frac{200000MPa}{253 MPa}} = 21.08$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

No atiesado

$$\frac{b}{t} = \frac{68.05}{10.3} = 6.61$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000MPa}{253 MPa}} = 17.76$$

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r \quad \text{No esbelta}$$

CAPACIDAD AXIAL

Diseño de miembros a compresión

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

Donde el esfuerzo de pandeo por flexión, F_{cr} , se calcula como sigue:

Empotrado $K= 0.65$.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{3942545.2886}{2370.49}} = 40.7821 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2168651.9438}{2370.49}} = 30.2466 \text{ m}$$

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{0.65 \times 5}{0.047} \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{253}}$$

$$69.15 \leq 132.43$$

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

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{(69.15)^2} = 412.81 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \times F_y$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{253}{412.81} \right] \times 253$$

$$F_{cr} = 195.76 \text{ MPa}$$

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 195.76 \text{ MPa} \times 2370.49 \text{ mm}^2$$

$$:P_n = 464.04 \text{ kN}$$

F.2.5.4 — Pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión de miembros sin elementos esbeltos Este numeral se aplica a miembros de simetría simple y miembros no simétricos, y a algunos miembros de simetría doble como aquellos en forma de cruz o columnas armadas.

(ii) Para miembros de simetría simple donde "y" es el eje de simetría, incluidos ángulos doble distanciados de manera que la constante de alabeo C_w no es despreciable:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} F_{crz} H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] = 163.68 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g r_0^2} = 515.44 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = F_{cr} = 195.76 \text{ MPa}$$

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2} = 0.5$$

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_X + I_Y}{A_g} = 4449.46 \text{ mm}^2$$

$$J = \frac{b e^3 + b_1 e_1^3}{3} = 70284.762$$

G = módulo de elasticidad a cortante del acero = 77200 MPa

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 163.68 \text{ MPa} \times 2370.49 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 388.02 \text{ kN}$$

CAPACIDAD MOMENTO

F.2.6.9 — Secciones en T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría — Este numerales. Se aplica a secciones en T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría.

La resistencia nominal a la flexión, M_n se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de plastificación de la sección (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local de la aleta. F_{vn} .

F.2.6.9.1 — Plastificación de la sección (momento plástico).

$$M_n = M_p$$

Dónde:

$$M_p = F_y \times Z_x \leq 1.6M_y \quad \text{Cuando el alma está a tensión.}$$

$$M_p = F_y \times Z_x \leq M_y \quad \text{Cuando el alma está a compresión.}$$

$$M_p = 253 \text{ MPa} \times 67803.47236 \text{ mm}^3 = 17.15 \text{ kN.m}$$

$$L_b = 5m$$

F.2.6.9.2 — Pandeo lateral-torsional

$$J = \frac{2be^3 + b_1 e_1^3}{3} = 68717.3320 \text{ mm}^4$$

G = módulo de elasticidad a cortante del acero = 77200 MPa

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{E I_y G J}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] = 11.72 \text{ kN.m}$$

Dónde

$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} = 0.019 \text{ mm}$$

B es positivo cuando el alma está a tensión y negativo cuando el alma está a compresión. Si la fibra extrema del alma está sometida a compresión en algún punto sobre la longitud no arriostrada, se usará el valor negativo de B.

Figura 10. Deformación del puente bajo la envolvente 1 [7].

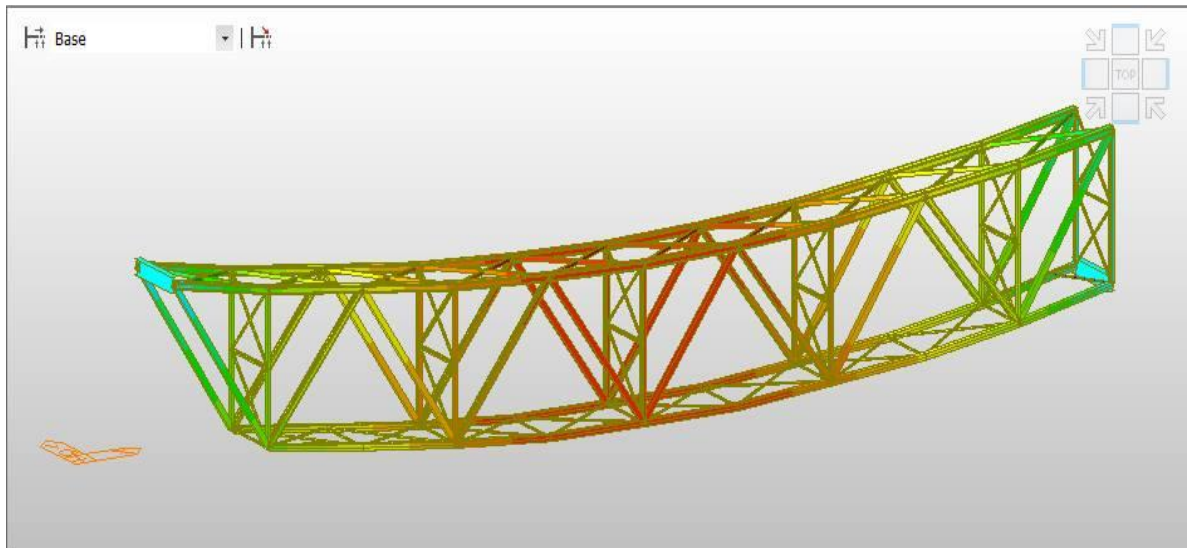


Tabla 11. Análisis demanda / capacidad de los elementos críticos del Puente Guillermo Gómez Ortiz.

| No. Elemento | Sección | Demanda | | Capacidad | | | Chequeo | |
|--------------|----------------------|------------|----------------|------------|-----------|----------------|----------------------|---|
| | | Axial [KN] | Momento [KN-m] | Axial [KN] | Fcr [Mpa] | Momento [KN-m] | Análisis de Esbeltez | |
| 51 | Viga 1 | 3292.54 | 5.45 | 5704.57 | | 648.18 | NE | C |
| 17 | Viga 2 | -2267.01 | 152.17 | 8495.76 | 243.85 | 1489.89 | NE | C |
| 68 | Viga 3 | -298.56 | 0 | 2828.25 | 230.22 | 401.555 | NE | C |
| 70 | Viga 4 | 482.59 | 0 | 3396.6 | | 305.85 | NE | C |
| 71 | Viga 5 | -350.97 | 0 | 5013.204 | 225.82 | 816.61 | NE | C |
| 230 | Riostra Horizontal 1 | 102.02 | 117.69 | 1221.73 | | 141.55 | NE | C |
| 110 | Riostra Horizontal 2 | 231.17 | -0.05 | 771.92 | | 21.38 | NE | C |
| 163 | Riostra Vertical 1 | -94.54 | -0.14 | 656.25 | 204.61 | 84.86 | NE | C |
| 94 | Viga 7 | -159.11 | 0 | 388.02 | 163.68 | 11.72 | NE | C |

NE = No esbelta - C = Sección compacta

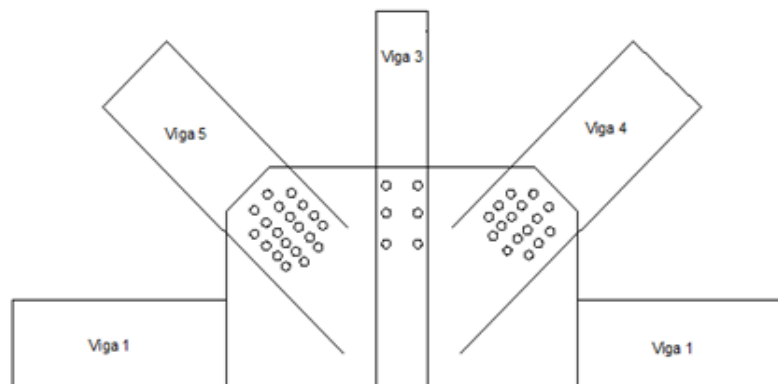
Anexo D. EVALUACIÓN DE CONEXIONES

CONEXIONES TIPO 1

Figura 1 (a) Conexión tipo 1.



Figura 1 (b) Conexión tipo 1.



Viga 3.

Remaches A-325 $F_{nt}=620 \text{ MPa}$ $F_{nv}= 457 \text{ MPa}$ $d_o= 25.4 \text{ mm}$

$A_g= 12420.9 \text{ mm}^2$

$P_n= 298.56 \text{ kN}$

Distancia entre remaches.

$$\text{Min} = 3 \text{ diam} \rightarrow 3 \cdot 25.4 = 76.2 \text{ mm}$$

$$\text{Max} = 8 \text{ diam} \rightarrow 8 \cdot 25.4 = 203.2 \text{ mm}$$

$$R_p = 0.75 \cdot 457 \cdot 12420.9 = 4257.3 \text{ kN}$$

- **Estado límite de fractura por tracción.**

$$A = 12420.9 \cdot 2(6) (27) = 12096.9 \text{ kN}$$

$$\Phi \cdot f_u \cdot A_e$$

$$A_e = U \cdot \frac{x}{l} = 0.9$$

$$S = 76.2 \text{ mm}$$

$$L_e = 1.5 d_b = 38.1 \text{ mm}$$

$$A_e = 0.9 \cdot 12096.9 = 10887.2$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 10887.2 \cdot 408 = 3331.4 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

- **Desgarramiento en bloque de cortante**

$$A_{gt} = (L_e \cdot t) \cdot n = (38.1 \cdot 9) \cdot 4 = 1371.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = n \cdot t \left(L_e - \frac{d_o}{2} \right) = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 - 12.5) = 921.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = n \cdot t \cdot (L_e + L) = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 + 500) = 19371.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = n \cdot t \cdot (L_e + L) - (n - 0.5) \cdot d_o = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 + 500) - (3 - 0.5) \cdot 25.4 = 19308.1 \text{ mm}^2$$

$$R_1 = (A_{gt} \cdot F_y) + (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}) = (1371.6 \cdot 253) + (0.6 \cdot 408 \cdot 19308.1) = 5073.6 \text{ kN}$$

$$R_2 = (A_{nt} \cdot F_u) + (0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}) = (921.6 \cdot 408) + (0.6 \cdot 253 \cdot 19371.6) = 3316.62 \text{ kN}$$

ok

- **Deslizamiento crítico**

$$R_n = \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s = 1 \cdot 1.13 \cdot 205 \cdot 1 \cdot 12 = 2779.8 \text{ kN}$$

- **Resistencia a cortante en los remaches**

$$\phi R_n = \phi \cdot f_{nv} \cdot A_b \cdot \# \text{remaches}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 457 \cdot 12(25.4 \cdot 9) = 1253.64 \text{ kN}$$

- **Aplastamiento**

$$R_{n1} = (1.2 \cdot d \cdot \sum L_r) \cdot f_u$$

$$\sum L_r = 2 \cdot 25.4 + 6 \cdot 2 = 62.8$$

$$R_{n1} = (1.2 \cdot 25.4 \cdot 62.8) \cdot 408 = 780.9 \text{ kN}$$

$$R_{n2} = (2.4 \cdot d \cdot t \cdot F_u) \cdot N = 2.4 \cdot 25.4 \cdot 9 \cdot 408 \cdot 12 = 2686.14 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 2686.14 = 2014.6 \text{ kN}$$

Viga 4

Remaches A-325 $F_{nt} = 620 \text{ MPa}$ $F_{nv} = 457 \text{ MPa}$ $d_o = 25.4 \text{ mm}$

$$A_g = 14916.9 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 482.59 \text{ kN}$$

Distancia entre remaches.

$$\text{Min} = 3 \text{ diam} \rightarrow 3 \cdot 25.4 = 76.2 \text{ mm}$$

$$\text{Max} = 8 \text{ diam} \rightarrow 8 \cdot 25.4 = 203.2 \text{ mm}$$

$$R_p = 0.75 \cdot 457 \cdot 14916.9 = 4257.3 \text{ Kn}$$

- **Estado límite de fractura por tracción.**

$$A = 14916.9 \cdot -2(16) (27) = 14052.9 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot f_u \cdot A_e$$

$$A_e = U - \frac{x}{l} = 0.9$$

$$S = 76.2 \text{ mm}$$

$$L_e = 1.5 d_b = 38.1 \text{ mm}$$

$$A_e = 0.9 * 14052.9 = 3870.16 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 12647.6 * 408 = 3870.16 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

- **Desgarramiento en bloque de cortante**

$$A_{gt} = (L_e * t) * n = (38.1 * 9) * 4 = 1371.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = n * t * (L_e - \frac{d_o}{2}) = 4 * 9 * (38.1 - 12.5) = 921.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = n * t * (L_e + L) = 4 * 9 * (38.1 + 400) = 15771.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = n * t * (L_e + L) - (n - 0.5) * d_o = 4 * 9 * (38.1 + 400) - (8 - 0.5) * 25.4 = 15581.1 \text{ mm}^2$$

$$R_1 = (A_{gt} * F_y) + (0.6 * F_u * A_{nv}) = (1371.6 * 253) + (0.6 * 408 * 15581.1) = 4161.26 \text{ kN}$$

$$R_2 = (A_{nt} * F_u) + (0.6 * F_y * A_{gv}) = (921.6 * 408) + (0.6 * 253 * 15771.6) = 2770.14 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

- **Deslizamiento crítico**

$$R_n = \mu * D_u * h_f * T_b * n_s = 1 * 1.13 * 205 * 1 * 32 = 7412.8 \text{ kN}$$

- **Aplastamiento**

$$R_{n1} = (1.2 * d * \sum L_r) * f_u$$

$$\sum L_r = 2 * 25.4 * 6 * 2 = 82.8$$

$$R_{n1} = (1.2 * 25.4 * 62.8) * 408 = 1029.68 \text{ kN}$$

$$R_{n2} = (2.4 * d * t * f_u) * N = 2.4 * 25.4 * 9 * 408 * 12 = 3581.5 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 3581.5 = 2686.1 \text{ kN}$$

- **Resistencia a cortante en los remaches**

$$\phi R_n = \phi * f_{nv} * A_b * \# \text{remaches}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 457 * 32(25.4 * 9) = 2507.28 \text{ kN}$$

Viga 5

Remaches A-325 $F_{nt} = 620 \text{ MPa}$ $F_{nv} = 457 \text{ MPa}$ $d_o = 25.4 \text{ mm}$

$$A_g = 22016.7 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 350.97 \text{ kN}$$

Distancia entre remaches.

$$\text{Min} = 3 \text{ diam} \rightarrow 3 * 25.4 = 76.2 \text{ mm}$$

$$\text{Max} = 8 \text{ diam} \rightarrow 8 * 25.4 = 203.2 \text{ mm}$$

$$R_p = 0.75 * 457 * 22016.7 = 7546.2 \text{ kN}$$

- **Estado límite de fractura por tracción.**

$$A = 22016.7 * 2(18)(27) = 21044.7 \text{ kN}$$

$$\phi * F_u * A_e$$

$$A_e = U - \frac{x}{l} = 0.9$$

$$S = 76.2 \text{ mm}$$

$$L_e = 1.5 d_b = 38.1 \text{ mm}$$

$$A_e = 0.9 * 21044.7 = 18940.23 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 18940.23 * 408 = 5975.7 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

- **Desgarramiento en bloque de cortante**

$$Agt = (Le \cdot t) \cdot n = (38.1 \cdot 9) \cdot 4 = 1371.6 \text{ mm}^2$$

$$Ant = n \cdot t \left(Le - \frac{do}{2} \right) = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 - 12.5) = 921.6 \text{ mm}^2$$

$$Agv = n \cdot t \cdot (Le + L) = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 + 420) = 16491.6 \text{ mm}^2$$

$$Anv = n \cdot t \cdot (Le + L) - (n - 0.5) \cdot do = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 + 420) - (9 - 0.5) \cdot 25.4 = 16275.7 \text{ mm}^2$$

$$R1 = (Agt \cdot Fy) + (0.6 \cdot Fu \cdot Anv) = (1371.6 \cdot 253) + (0.6 \cdot 408 \cdot 16275.7) = 4331.3 \text{ kN}$$

$$R2 = (Ant + Fu) + (0.6 \cdot Fy \cdot Agv) = (921.6 \cdot 408) + (0.6 \cdot 253 \cdot 16491.6) = 2879.4 \text{ kN ok}$$

- **. Deslizamiento crítico**

$$Rn = \mu \cdot Du \cdot hf \cdot Tb \cdot ns = 1 \cdot 1.13 \cdot 205 \cdot 1 \cdot 36 = 8339.4 \text{ kN}$$

- **Aplastamiento**

$$Rn1 = (1.2 \cdot d \cdot \sum Lr) \cdot fu$$

$$\sum Lr = 2 \cdot 25.4 + 18 \cdot 4 = 122.8$$

$$Rn1 = (1.2 \cdot 25.4 \cdot 122.8) \cdot 408 = 1527.12 \text{ kN}$$

$$Rn2 = (2.4 \cdot d \cdot t \cdot fu) \cdot N = 2.4 \cdot 25.4 \cdot 9 \cdot 408 \cdot 18 = 4029.2 \text{ kN}$$

$$\phi Rn = 0.75 \cdot 4029.2 = 3021.9 \text{ kN}$$

- **. Resistencia a cortante en los remaches**

$$\phi Rn = \phi \cdot fnv \cdot Ab \cdot \# \text{remaches}$$

$$\phi Rn = 0.75 \cdot 457 \cdot 36 \cdot (25.4 \cdot 9) = 2820.69 \text{ kN}$$

Análisis:

Tabla 1. Resistencia de la conexión 1 [ver Anexo 4].

| | Viga 3 ΦP_n [KN] | Viga 4 ΦP_n [KN] | Viga 5 ΦP_n [KN] |
|------------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Estado limite de fluencia | 4257.3 | 5112.7 | 7546.2 |
| Estado limite de rotura | 3331.4 | 3870.16 | 5795.7 |
| Resistencia por cortante | 1253.64 | 2507.28 | 2820.69 |
| Resistencia por aplastamiento | 2014.14 | 3581.5 | 4029.2 |
| Resistencia por bloque de cortante | 3316.62 | 2270.14 | 2879.4 |

Chequeo:

Tabla 2. Conexión tipo 1.

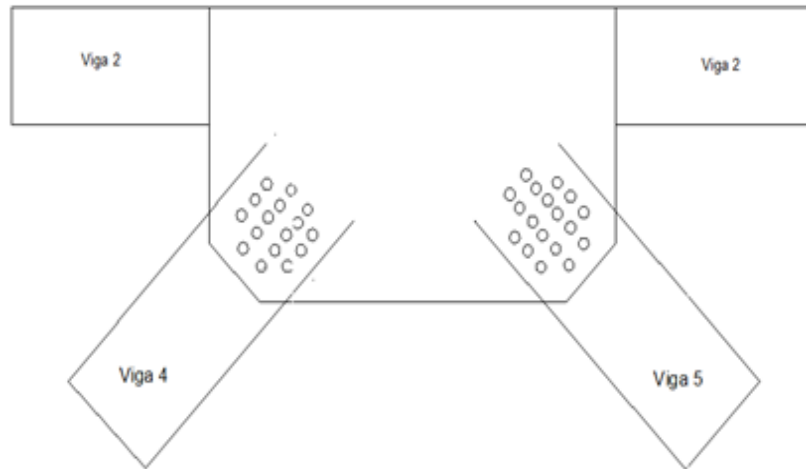
| Tipo 1 | Demanda | Capacidad | Chequeo |
|--------|---------|-----------|---------|
| Viga 3 | 298.56 | 1253.64 | OK |
| Viga 4 | 482.59 | 2270.14 | OK |
| Viga 5 | 350.97 | 2820.69 | OK |

CONEXIÓN TIPO 2

Figura 2 (a). Conexión tipo 2.



Figura 2 (b). Conexión tipo 2.



Viga 5

Remaches A-325 $F_{nt}=620 \text{ MPa}$ $F_{nv}= 457 \text{ MPa}$ $d_o= 25.4 \text{ mm}$
 $A_g= 22016.7 \text{ mm}^2$
 $P_n= 350.97 \text{ kN}$

Distancia entre remaches.

Min= 3 diam $\rightarrow 3*25.4= 76.2 \text{ mm}$

Max= 8 diam $\rightarrow 8*25.4= 203.2 \text{ mm}$

$R_p= 0.75*457*22016.7 = 7546.2 \text{ kN}$

- **Estado límite de fractura por tracción.**

$A= 22016.7 * -2(20) (27) = 20936.7 \text{ kN}$

$\Phi*fu*A_e$

$A_e= U-\frac{x}{l} = 0.9$

$$S = 76.2 \text{ mm}$$

$$L_e = 1.5 d_b = 38.1 \text{ mm}$$

$$A_e = 0.9 \cdot 20936.7 = 18843.03 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 18843.03 \cdot 408 = 5765.96 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

- **Desgarramiento en bloque de cortante**

$$A_{gt} = (L_e \cdot t) \cdot n = (38.1 \cdot 9) \cdot 4 = 1371.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = n \cdot t \left(L_e - \frac{d_o}{2} \right) = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 - 12.5) = 921.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = n \cdot t \cdot (L_e + L) = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 + 420) = 16491.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = n \cdot t \cdot (L_e + L) - (n - 0.5) \cdot d_o = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 + 420) - (9 - 0.5) \cdot 25.4 = 16275.7 \text{ mm}^2$$

$$R_1 = (A_{gt} \cdot F_y) + (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}) = (1371.6 \cdot 253) + (0.6 \cdot 408 \cdot 16275.7) = 4331.3 \text{ kN}$$

$$R_2 = (A_{nt} \cdot F_u) + (0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}) = (921.6 \cdot 408) + (0.6 \cdot 253 \cdot 16491.6) = 2879.4 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

- **Deslizamiento crítico**

$$R_n = \mu \cdot D_u \cdot h_f \cdot T_b \cdot n_s = 1 \cdot 1.13 \cdot 205 \cdot 1 \cdot 40 = 9266 \text{ kN}$$

- **Aplastamiento**

$$R_{n1} = (1.2 \cdot d \cdot \sum L_r) \cdot f_u$$

$$\sum L_r = 2 \cdot 25.4 \cdot 4 + 20 \cdot 4 = 130.8$$

$$R_{n1} = (1.2 \cdot 25.4 \cdot 130.8) \cdot 408 = 1626.6 \text{ kN}$$

$$R_{n2} = (2.4 \cdot d \cdot t \cdot f_u) \cdot N = 2.4 \cdot 25.4 \cdot 9 \cdot 408 \cdot 20 = 4476.9 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 4476.9 = 3357.67 \text{ kN}$$

- **Resistencia a cortante en los remaches**

$$\phi R_n = \phi \cdot f_{nv} \cdot A_b \cdot \# \text{remaches}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 457 \cdot 40(25.4 \cdot 9) = 3134.1 \text{ kN}$$

Viga 4

Remaches A-325 $F_{nt}=620 \text{ MPa}$ $F_{nv}= 457 \text{ MPa}$ $d_o= 25.4 \text{ mm}$

$$A_g = 14916.9 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 482.59 \text{ kN}$$

Distancia entre remaches.

$$\text{Min} = 3 \text{ diam} \rightarrow 3 \cdot 25.4 = 76.2 \text{ mm}$$

$$\text{Max} = 8 \text{ diam} \rightarrow 8 \cdot 25.4 = 203.2 \text{ mm}$$

$$R_p = 0.75 \cdot 457 \cdot 14916.9 = 4257.3 \text{ kN}$$

- **Estado límite de fractura por tracción.**

$$A = 14916.9 \cdot 2(16)(27) = 14052.9 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot f_u \cdot A_e$$

$$A_e = U \cdot \frac{x}{l} = 0.9$$

$$S = 76.2 \text{ mm}$$

$$L_e = 1.5 d_b = 38.1 \text{ mm}$$

$$A_e = 0.9 \cdot 14052.9 = 3870.16 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 12647.6 \cdot 408 = 3870.16 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

- **Desgarramiento en bloque de cortante**

$$A_{gt} = (L_e \cdot t) \cdot n = (38.1 \cdot 9) \cdot 4 = 1371.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = n \cdot t \left(L_e - \frac{d_o}{2} \right) = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 - 12.5) = 921.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = n \cdot t \cdot (L_e + L) = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 + 400) = 15771.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = n \cdot t \cdot (L_e + L) - (n - 0.5) \cdot d_o = 4 \cdot 9 \cdot (38.1 + 400) - (8 - 0.5) \cdot 25.4 = 15581.1 \text{ mm}^2$$

$$R_1 = (A_{gt} \cdot F_y) + (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}) = (1371.6 \cdot 253) + (0.6 \cdot 408 \cdot 15581.1) = 4161.26 \text{ kN}$$

$$R2 = (Ant+Fu) + (0.6*Fy*Agv) = (921.6*408)+(0.6*253*15771.6)= 2770.14 \text{ kN ok}$$

- **Deslizamiento crítico**

$$Rn = \mu * Du * hf * Tb * ns = 1 * 1.13 * 205 * 1 * 32 = 7412.8 \text{ kN}$$

- **Aplastamiento**

$$Rn1 = (1.2 * d * \sum Lr) * fu$$

$$\sum Lr = 2 * 25.4 * 6 * 2 = 82.8$$

$$Rn1 = (1.2 * 25.4 * 62.8) * 408 = 1029.68 \text{ kN}$$

$$Rn2 = (2.4 * d * t * fu) * N = 2.4 * 25.4 * 9 * 408 * 12 = 3581.5 \text{ kN}$$

$$\phi Rn = 0.75 * 3581.5 = 2686.1 \text{ kN}$$

- **Resistencia a cortante en los remaches**

$$\phi Rn = \phi * fnv * Ab * \#remaches$$

$$\phi Rn = 0.75 * 457 * 32 * (25.4 * 9) = 2507.28 \text{ kN}$$

Análisis:

Tabla 3. Resistencia de la conexión 2 [ver Anexo 4].

| | Viga 4 ΦPn [KN] | Viga 5 ΦPn [KN] |
|------------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Estado limite de fluencia | 5112,7 | 7546,2 |
| Estado limite de rotura | 3870,16 | 5765,96 |
| Resistencia por cortante | 2507,28 | 3134,1 |
| Resistencia por aplastamiento | 3581,5 | 3357,67 |
| Resistencia por bloque de cortante | 2270,14 | 2879,4 |

Chequeo:

Tabla 4. Conexión tipo 2.

| Tipo2 | Demanda | Capacidad | Chequeo |
|-------|---------|-----------|---------|
| viga4 | 482.56 | 2270.14 | OK |
| viga5 | 350.97 | 2857.4 | OK |