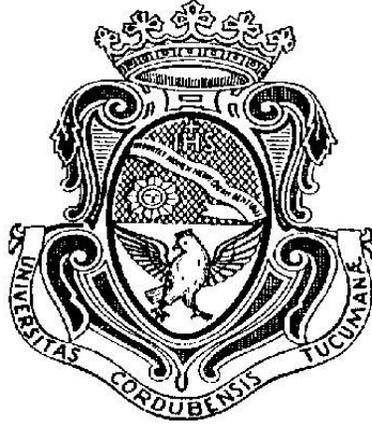


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y NATURALES



Informe Técnico Final de Práctica Supervisada

Estudio y Diseño de un Puente
con Tablero Metálico de Doble Acción Mixta

Autor: María Luz Gerbaudo

Tutor Interno: Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo

Supervisor externo: Ing. Mauricio Destéfanis

Córdoba, 7 de Diciembre 2020

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Carlos y Mercedes, por su apoyo incondicional y ser los pilares de mi vida.

A mi hermana, Sol, por su confianza y amor.

A mi familia por ser la compañía y darme todo el afecto necesario.

A mis amigos por su compañía.

A Guillermo y Mauricio, por su dedicación y la oportunidad que me brindaron.

Y a todos ellos porque a pesar de la situación sanitaria del presente año supieron estar.

RESUMEN

El presente Informe Técnico describe las tareas realizadas por el autor en el transcurso de la Práctica Supervisada, asignatura perteneciente al plan de estudios de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Córdoba.

En particular, las actividades se encuadraron en la participación en el estudio y diseño de un tablero para un puente de doble acción mixta, parte del proyecto del Puente sobre el Río Negro, en Picada de Oribe, República del Uruguay.

En el primer capítulo se describen los aspectos introductorios donde se explica la naturaleza del informe, los objetivos de la Práctica Supervisada y una descripción de los aspectos relevantes del proyecto en estudio.

En el segundo capítulo se presenta el estudio del conocimiento actual relativo al diseño y construcción de tableros metálicos de doble acción mixta, tanto en Europa como las aplicaciones implementadas en Argentina y países limítrofes. Se exponen las ventajas, atractivos y desventajas de estas soluciones y el surgimiento de la solución denominada “cajón estricto” que es una evolución del sistema de doble acción mixta.

En el tercer capítulo se desarrolla un procedimiento para el diseño preliminar de un tablero metálico de sección metálica de doble acción mixta y los resultados de un estudio sobre la utilización de rigidizadores que modifican la respuesta de la viga y la tornan más eficiente.

A continuación, en el capítulo cuatro, se presenta una aplicación práctica de verificación estructural a flexión y corte de una sección bijnágena de doble acción mixta siguiendo la norma de diseño AASTHO LRFD Desing Bridge, tomando de modelo el proyecto del nuevo puente sobre el Rio Negro en Picada de Oribe, República Oriental del Uruguay.

Finalmente, en el capítulo final de este informe se realizan una serie de recomendaciones de diseño y conclusiones respecto al comportamiento estructural de las secciones metálicas de doble acción mixta y las ventajas constructivas que presentan este tipo de soluciones para tableros de puentes. También se incluyen comentarios finales sobre las actividades realizadas y las aptitudes y conocimientos adquiridos durante la realización de la Práctica Supervisada.

ÍNDICE

| | |
|---|-----------|
| ÍNDICE..... | 4 |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | 6 |
| ÍNDICE DE FIGURAS ANEXO..... | 8 |
| INDICE DE TABLAS..... | 9 |
| INDICE DE TABLAS ANEXO | 9 |
| CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN | 10 |
| 1.1. INTRODUCCIÓN..... | 10 |
| 1.2. OBJETIVOS DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA | 11 |
| 1.3. ASPECTOS RELEVANTES DEL PROYECTO EN ESTUDIO..... | 12 |
| 1.3.1. <i>Justificación y objeto del proyecto</i> | 12 |
| 1.3.2. <i>Ubicación del proyecto del nuevo puente</i> | 12 |
| 1.4. PROCESO DE ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL TABLERO | 14 |
| 1.5. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE..... | 16 |
| 1.6. DESCRIPCIÓN DEL TABLERO METÁLICO DE DOBLE ACCIÓN MIXTA | 18 |
| 1.7. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO CONSTRUCTIVO DEL TABLERO..... | 20 |
| 1.8. DESARROLLO DEL INFORME | 23 |
| CAPÍTULO 2..... | 25 |
| ESTADO DEL ARTE DE LOS TABLEROS METÁLICOS CON DOBLE ACCIÓN MIXTA..... | 25 |
| 2.1. DEFINICIONES Y FUNDAMENTOS..... | 25 |
| 2.2. LA DOBLE ACCIÓN MIXTA EN SECCIONES BIJÁCENAS METÁLICAS..... | 29 |
| 2.3. SOLUCIÓN MIXTA DE CAJÓN ESTRICTO IMPLEMENTADA EN VIADUCTO ARROYO LAS PIEDRAS | 30 |
| 2.4. IMPLEMENTACIÓN DE TABLEROS MIXTOS DE PUENTES EN ARGENTINA..... | 34 |
| CAPÍTULO 3..... | 36 |
| ESTUDIO Y DISEÑO PRELIMINAR DE UNA VIGA METÁLICA DE ALMA LLENA DE SECCIÓN ABIERTA PARA UN TABLERO MIXTO DE PUENTE..... | 36 |
| 3.1. DEFINICIÓN DE SECCIÓN COMPACTA Y NO COMPACTA..... | 36 |
| 3.2. ESTUDIO DE LA MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE RIGIDIZADORES | 38 |
| 3.3. DISEÑO PRELIMINAR DE UNA VIGA METÁLICA DE ALMA LLENA DE SECCIÓN ABIERTA PARA UN TABLERO MIXTO DE PUENTE | 40 |

| | |
|--|------------|
| CAPÍTULO 4 ASPECTOS PARTICULARES DEL DISEÑO FINAL DE UN TABLERO METÁLICO MIXTO DE PUENTE..... | 43 |
| 4.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MECÁNICAS DE LA VIGA METÁLICA | 43 |
| 4.2. CÁLCULO DE SOLICITACIONES..... | 44 |
| 4.3. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA A MOMENTO FLECTOR POSITIVO | 45 |
| 4.4. VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA A MOMENTO FLECTOR NEGATIVO | 53 |
| 4.5. VERIFICACIÓN AL CORTE | 60 |
| CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS | 65 |
| ANEXO 1. | 67 |
| FACTORES DE RESISTENCIA | 67 |
| ANEXO 2. | 69 |
| APLICACIÓN PRÁCTICA DE VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN METÁLICA COMPUESTA SOMETIDA A MÁXIMO MOMENTO FLECTOR POSITIVO..... | 69 |
| ANEXO 3. | 85 |
| APLICACIÓN PRÁCTICA DE VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN METÁLICA COMPUESTA SOMETIDA A MÁXIMO MOMENTO FLECTOR NEGATIVO | 85 |
| ANEXO 4. | 95 |
| APLICACIÓN PRÁCTICA DE VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA DE LA SECCIÓN METÁLICA COMPUESTA SOMETIDA A ESFUERZO DE CORTE | 95 |
| BIBLIOGRAFÍA | 100 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1-1. Ubicación general del puente sobre el Río Negro, en Picada de Oribe..... | 13 |
| Figura 1-2. Esquema de ubicación del Puente sobre el Río Negro y su entorno cercano | 14 |
| Figura 1-3. Perfil longitudinal del Puente sobre el Río Negro | 17 |
| Figura 1-4. Sección transversal típica de tablero metálico de doble acción mixta..... | 20 |
| Figura 1-5 Tablero lanzado sobre el Río Colastiné-Argentina | 22 |
| Figura 1-6 Esquema de lanzamiento del tablero metálico del Puente sobre el Río Negro | 22 |
| Figura 2-1. Secciones con voladizos laterales..... | 28 |
| Figura 2-2 Tramos de sección y ensamblaje en obra..... | 28 |
| Figura 2-3 Sección bijácena | 29 |
| Figura 2-4 Sección transversal en centro de vano..... | 31 |
| Figura 2-5 Sección transversal en apoyos | 32 |
| Figura 2-6 Respuesta a torsión del sistema inferior de placas prefabricadas discontinuas con nervios laterales rasante..... | 33 |
| Figura 2-7 Viaducto sobre Arroyo las Piedras vistas de la prelosa superior..... | 33 |
| Figura 2-8 Viaducto sobre Arroyo las Piedras, vista interior..... | 34 |
| Figura 2-9 Complejo Ferroviaial Zarate Brazo Largo, sobre el Río Paraná..... | 35 |
| Figura 3-1. Clasificación para secciones en flexión y compresión axil con sus respectivos límites. | 37 |
| Figura 3-2. Distintas configuraciones de refuerzos longitudinales y dimensiones utilizadas | 38 |
| Figura 3-3. Carga final vs. Rigidez a flexión del refuerzo. a) refuerzo plano, b) múltiples refuerzos planos y c) refuerzo trapezoidal. | 39 |
| Figura 3-4. Sección transversal de la viga metálica I | 41 |
| Figura 4-1. Sección de la viga metálica principal compuesta..... | 43 |
| Figura 4-2. Modelo Numérico Global del Puente sobre el Río Negro..... | 45 |
| Figura 4-3. Diagrama de Flujo para el Estado Límite de Resistencia a Flexión..... | 46 |
| Figura 4-4. Diagrama de flujo para secciones compuestas en flexión positiva | 47 |
| Figura 4-5. Diagrama de flujo para secciones compuestas en flexión negativa | 54 |
| Figura 4-6. Continuación del diagrama de flujo de secciones compuesta en flexión negativa con ala compacta | 55 |

Figura 4-7. Forma básica de todas las ecuaciones para determinar la resistencia a flexión de las alas en compresión de las secciones I..... 57

Figura 4-9. Diagrama de flujo para el diseño al cortante de las secciones I..... 60

ÍNDICE DE FIGURAS ANEXO

| | |
|--|----|
| Figura Anexo 2-1 Diagrama de flujo para el estado límite de resistencia a flexiona positiva | 70 |
| Figura Anexo 2-2 Diagrama de flujo para el estado límite de resistencia a flexiona positiva | 71 |
| Figura Anexo 2-3 Sección analizada para la flexión positiva | 72 |
| Figura Anexo 2-4 Secciones análisis del puente | 81 |
| Figura Anexo 3-1 Diagrama de flujo para secciones en flexión negativa del proyecto Puente sobre Río Negro | 85 |
| Figura Anexo 3-2 Sección transversal para flexión negativa | 86 |
| Figura Anexo 4-1 Diagrama de flujo para secciones solicitadas a esfuerzo cortante para proyecto Puente Río Negro..... | 95 |

INDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 3-1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante | 41 |
| Tabla 4-1 Calculo de Y y Mp para secciones en flexión positiva..... | 52 |

INDICE DE TABLAS ANEXO

| | |
|--|----|
| Tabla Anexo 1-1 Factores de resistencia para cada estado último de resistencia | 68 |
| Tabla Anexo 2-1 Combinaciones para los distintos estados de carga según la AASHTO LRFD Desing Bridge | 80 |
| Tabla Anexo 2-2 Momentos solicitantes en distintas secciones y para distintos estados de carga | 80 |
| Tabla Anexo 2-3 Momentos Flectores Últimos | 81 |
| Tabla Anexo 4-1 Solicitaciones de corte para las secciones del Proyecto Puente sobre Río Negro..... | 99 |
| Tabla Anexo 4-2 Esfuerzos de corte último para las distintas combinaciones de las secciones del proyecto Puente sobre Rio Negro | 99 |

Capítulo 1

Introducción

1.1. Introducción

En el presente Informe Técnico se describen las tareas realizadas por el autor en el marco del régimen de Práctica Supervisada, instancia final para la obtención del título de Ingeniero Civil de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

Las actividades se han desarrollado en la oficina de proyectos *INGROUP*, especializada en el proyecto, asesoría y consultoría de obras de infraestructuras tales como Puentes, Viaductos, Obras Viales, Puertos y Estructuras Especiales.

La empresa ha designado como supervisor externo al Ing. Mauricio Destéfanis, mientras que el tutor interno por parte de la facultad es el Ing. Guillermo Gerbaudo.

El tema principal de la presente práctica supervisada es el estudio y diseño de un Puente con Tablero Metálico de Doble Acción Mixta.

La solución de tableros metálicos con esquema estático de viga continua de sección cajón o sección bijácena de doble acción mixta es muy utilizada y conveniente en puentes y viaductos carreteros y ferroviarios de luces medias, ya que presenta una serie de ventajas estructurales al aprovechar la aptitud de resistir tracciones del acero estructural y la capacidad de resistir compresión por parte del hormigón, como así también numerosas ventajas constructivas tales como la fabricación en taller de las piezas metálicas en tramos o partes que son relativamente livianas, lo que facilitan su transporte, montaje en la obra y rapidez de ejecución.

El concepto estructural del tablero metálico de doble acción mixta se centra en la clásica solución bijácena, que consiste en dos vigas principales metálicas de alma llena con una losa superior de hormigón armado, incluyendo una losa inferior de hormigón armado en la zona de momento negativo sobre las pilas, que le confiere, en primer término una optimización en la cuantía de acero a compresión de las vigas metálicas, y asimismo le proporciona una respuesta estructural muy eficiente más propia de las secciones cajón, ya

que la losa superior e inferior cierran el circuito de corte, manteniendo las ventajas constructivas de ejecución de las vigas metálicas armadas que pueden ser fabricadas en taller y de montaje por su bajo peso en relación a una solución tradicional de sección cajón de hormigón pretensado.

Las estructuras mixtas tienen como filosofía una disposición óptima de los materiales que les forman tanto por su resistencia, aspecto constructivo, funcional y formal. El acero y el hormigón trabajan de forma solidaria, aprovechando su máxima capacidad resistente del hormigón a compresión y el acero estructural a tracción y compresión, disponiendo los materiales en forma racional teniendo en cuenta la distribución de los esfuerzos y solicitaciones en un tablero de puente carretero.

Por tal motivo, se decide enfocar este Informe Técnico en el estudio, análisis y aplicación práctica de la solución estructural de tablero metálico de doble acción mixta debido al gran potencial de este tipo de solución para el proyecto y diseño de viaductos y puentes de luces medias.

1.2. Objetivos de la Práctica Supervisada

El objetivo general de la presente práctica supervisada es el estudio y análisis de los viaductos carreteros con tablero metálico de doble acción mixta, que consiste en una solución innovadora en el proyecto de puentes mixtos en Argentina y países limítrofes.

Para lograr el objetivo general se plantean los siguientes objetivos particulares, los cuales se alcanzaran mediante una participación activa en un equipo de trabajo de una oficina de proyectos interactuando con distintos profesionales en los distintos pasos y tareas que involucran al proyecto del nuevo Puente sobre el Río Negro, en Picada de Oribe:

- Estudio y análisis de antecedentes.
- Estudio del Estado del Arte de los tableros metálicos de puentes con doble acción mixta.
- Diseño preliminar de un tablero metálico de sección bijnágena de doble acción mixta.
- Interpretación del comportamiento estructural de un tablero metálico de sección bijnágena de doble acción mixta, identificación de los aspectos relevantes del diseño y aspectos constructivos a tener en cuenta para el diseño.

- Desarrollo de un Informe Técnico que incluye el estudio de los criterios de diseño, los requerimientos de diseño de la norma de aplicación y la aplicación práctica de la verificación estructural a flexión y corte de las secciones críticas de un tramo típico de tablero metálico del puente sobre el Río Negro en Picada de Oribe, Uruguay.

1.3. Aspectos relevantes del proyecto en estudio

1.3.1. Justificación y objeto del proyecto

El proyecto del nuevo Puente sobre el Río Negro, en Picada de Oribe, tiene por objeto lograr la conectividad entre la Ruta 42 y 43 atravesando el Río Negro que es uno de los ríos principales de Uruguay.

La justificación del proyecto se basa en la necesidad de mejorar la infraestructura vial de la región requerida principalmente por el transporte forestal a una nueva planta de celulosa ubicada en el departamento de Durazno (pueblo Centenario), que implicará un aumento de tránsito pesado tanto por vías de jurisdicción nacional como departamental, con la circulación permanente entre las plantaciones y la planta. Las plantaciones se ubicarán principalmente en los departamentos de Rivera, Tacuarembó, Durazno y Cerro Largo, a una distancia de hasta 100 km del lugar de instalación de la planta.

Es importante destacar que el cruce actual del Río Negro se realiza por balsa. Desde el Sur el acceso es por Ruta 43 cruzando en la balsa de Puerto Romero, que comunica San Gregorio de Polanco con Durazno. El otro servicio de balsa se encuentra al Este en la Picada de Oribe, y comunica el departamento de Durazno con un camino vecinal que termina en la ruta 43 al Norte de San Gregorio de Polanco, en este sitio es donde se ubicará el nuevo puente sobre el Río Negro. En ambos casos el servicio es gratuito y gestionado por la Dirección Nacional de Hidráulica, y el peso de los vehículos se encuentra limitado a una capacidad máxima de carga de las balsas de 10 toneladas.

1.3.2. Ubicación del proyecto del nuevo puente

El proyecto se desarrolla uniendo los departamentos de Durazno y Tacuarembó a través de un nuevo puente sobre el Río Negro, en la cola del embalse de la Central Hidroeléctrica Dr. Gabriel Terra (conocida comúnmente como Lago Rincón del Bonete) al noreste del poblado San Gregorio de Polanco, conectando la Ruta 43 y la Ruta 42, integrando el

denominado “Corredor Centro” del Plan de Obras del MTOP de la República Oriental del Uruguay, formando parte de la conexión de intercambio de la carga forestal actual y futura.

En la Figura 1-1 se muestra la ubicación general del nuevo puente sobre el Río Negro y en la Figura 1-2 se muestra un esquema de la ubicación del puente, la conexión de las rutas y en entorno cercano a la ubicación del puente.



Figura 1-1. Ubicación general del puente sobre el Río Negro, en Picada de Oribe.

Fuente: Elaboración propia (2020)

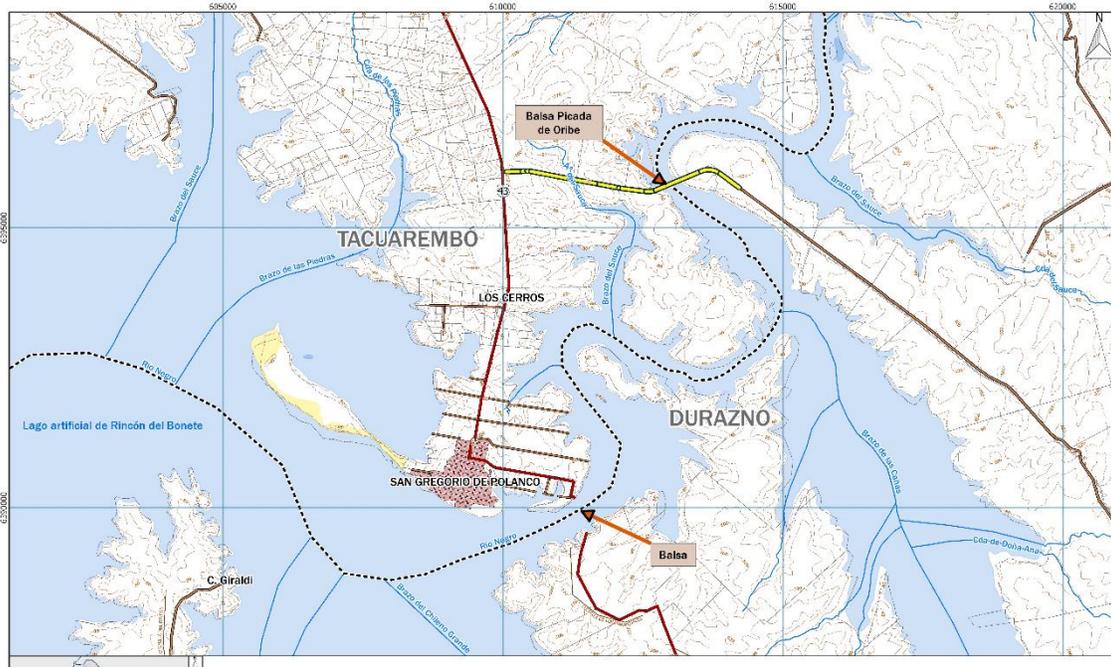


Figura 1-2. Esquema de ubicación del Puente sobre el Río Negro y su entorno cercano

Fuente: Elaboración propia (2020)

1.4. Proceso de elección del sistema estructural del tablero

El proceso de elección del sistema estructural del tablero finalmente adoptado en el Proyecto Ejecutivo del Puente sobre el Río Negro, fue realizado siguiendo todas las etapas de desarrollo que corresponden a la elaboración de un proyecto de ingeniería, y que se describen a continuación:

Diseño preliminar, evaluación y selección de alternativas: en esta fase se desarrollaron a nivel de diseño preliminar posibles soluciones y se definieron diversas alternativas para el puente en estudio, teniendo en cuenta los condicionantes de diseño y los requerimientos del Pliego de Licitación de la obra.

La primera alternativa analizada corresponde al diseño propuesto en el Pliego de Licitación, que consistía en un puente de 375 m de longitud total formado por quince (15) tramos de 25 m de luz parcial, con una solución de tablero convencional de múltiples vigas de sección doble te de hormigón postensado con una losa superior de hormigón armado.

Teniendo en cuenta la configuración geológica y geotécnica del lugar de emplazamiento que define una fundación profunda en roca, y las condiciones hidráulicas que muestra un nivel medio del agua relativamente alto determinado por el nivel de la cola del lago, que implica construir todas las pilas con equipos pesados embarcados, se consideró conveniente aumentar la luz parcial de los tramos a valores comprendidos entre 40 m y 50 m, de forma de reducir la cantidad de pilas a ejecutar en agua. De esta manera se definieron un conjunto de alternativas a nivel de diseño preliminar que se detallan a continuación:

Alternativa 1: Proyecto oficial de puente con tablero convencional de múltiples vigas postensadas, de sección doble te, con luces parciales de 25 m, montadas con viga de lanzamiento, con losa superior de hormigón armado con prelosas, pilas tipo pórtico transversal y estribos abiertos con contrafuertes.

Alternativa 2: Puente con tablero convencional de múltiples vigas postensadas, de sección doble te, con luces parciales del orden de 40 m montadas con viga de lanzamiento, con losa superior de hormigón armado con prelosas, pilas tipo pórtico transversal y estribos abiertos con contrafuertes.

Alternativa 3: Puente con tablero de múltiples vigas postensadas de sección tipo U, con luces del orden de 40 m montadas con viga de lanzamiento, con losa superior de hormigón armado con prelosas, pilas tipo pórtico transversal y estribos abiertos con contrafuertes.

Alternativa 4: Puente con tablero de sección cajón unicelular, de hormigón pretensado, construido por la técnica de empuje o arrastre del tablero ejecutado con dovelas de puente a pie de obra, con luces parciales del orden de 50 m, pilas tipo pórtico transversal y estribos abiertos con contrafuertes.

Alternativa 5: Puente con tablero metálico de doble acción mixta, formado por dos (2) vigas metálicas de alma llena, de sección doble te, una losa superior de hormigón armado con prelosas, una losa inferior de hormigón armado en zonas de momento negativo, con luces parciales del orden de 45 m, pilas tipo pórtico transversal y estribos abiertos con contrafuertes.

Los estudios y análisis realizados para la selección de alternativas, que incluyen factores técnicos, sociales, económicos, financieros, ambientales y estéticos, demostraron que para el caso en estudio las soluciones estructurales más convenientes resultaron la **Alternativa**

2 de tablero de cuatro (4) vigas postensadas con losa superior, formado por diez (10) tramos de 37.5 m y la **Alternativa 5** de tablero metálico de doble acción mixta con luces parciales típicas de 45 m, resultando un puente de 375 m de longitud total, formado por siete (7) tramos de 45 m y dos (2) tramos inicial y final de 30 m.

A continuación, se desarrolló el **Anteproyecto** de cada una de las dos alternativas elegidas, utilizando datos de campos, en particular, estudios topográficos, geológicos, geotécnicos e hidráulicos, y detallando los cálculos de materiales y costos unitarios de manera de obtener un presupuesto más realista. También se incluye en esta etapa el estudio de método constructivo, evaluando costos, ventajas y desventajas de cada sistema. Finalmente, el resultado de esta etapa arrojó como solución estructural más conveniente la Alternativa 5 que fue desarrollada a nivel de proyecto ejecutivo.

Finalmente se desarrolló el **Proyecto Ejecutivo e Ingeniería de Detalle** del Puente que se describe a continuación.

1.5. Descripción del puente

En función de los requerimientos del Pliego de Licitación y los condicionantes viales, funcionales, topográficos, hidráulicos y geotécnicos del lugar de emplazamiento de la obra, el diseño resultante del nuevo puente sobre el Río Negro de planta recta de 375,00 m de longitud total, está compuesto por nueve (9) tramos de tablero continuo: dos (2) tramos extremos de 30,00 m de luz parcial cada uno y siete (7) tramos centrales de 45,00 m de luz parcial cada uno. Los tramos continuos del tablero se apoyan sobre apoyos dispuestos en los estribos y pilas de altura variable, previéndose la colocación de juntas de dilatación especiales en los extremos libres del tablero en correspondencia con los estribos.

De acuerdo a lo indicado en el Pliego de Licitación, se respetó el valor de la cota de fondo de viga de +85,05 que asegura un resguardo o “revancha” de 1,20 m respecto al nivel máximo del agua establecido en +83,85 para una recurrencia $T=100$ años.

En la Figura 1-3 se presenta un perfil longitudinal del puente sobre el Río Negro de 375 m de longitud total.

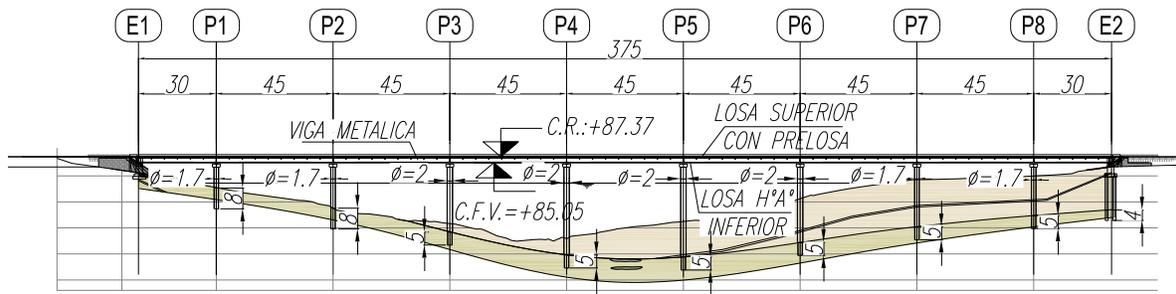


Figura 1-3. Perfil longitudinal del Puente sobre el Río Negro

Fuente: Proyecto Puente sobre Río Negro. INGROUPO oficina de proyecto (2020)

El Estribo E1 es un estribo convencional de hormigón armado del tipo abierto, cuya estructura espacial está compuesta por dos (2) contrafuertes de canto constante vinculados a nivel superior por una viga dintel sobre la cual se apoyan las vigas principales de tablero. La fundación de este estribo es del tipo directa y consta de una base rectangular con un hormigón de nivelación apoyado sobre el techo de roca. La estructura del estribo se completa con muros frontales y muros de ala laterales para la contención del suelo del terraplén de acceso al puente, mientras que el Estribo E2 también es abierto, de similares características estructurales que el E1, pero su fundación es del tipo profunda y consta de dos pares de pilotes de 1,20/1,10 m conectados por sendos cabezales vinculados por dos vigas riostras.

El puente sobre el Río Negro cuenta con un total de ocho (8) pilas denominadas P1 a P8. En función de los requerimientos resistentes, geotécnicos y de funcionalidad del puente se han adoptado dos diferentes tipologías de pilas que se describen a continuación.

La estructura de las Pilas P1, P2, P7 y P8 consisten en un pórtico transversal de hormigón armado compuesto por dos (2) pilotes columna de sección circular, vinculados a nivel superior por una viga dintel, sobre la que apoyan las vigas principales del tablero. Las columnas son de 1,70 m de diámetro, fundadas mediante pilotes de 1,60 m de diámetro empotrados en la roca con una longitud de penetración de 5,00 m, con la excepción de la pila P1, que presenta un empotramiento de 8,00 m en la roca.

Las pilas P3, P4, P5 y P6 de igual configuración estructural tipo pórtico transversal, están constituidas por dos (2) columnas de 2,00 m de diámetro, fundadas mediante pilotes de

1,80 m de diámetro empotrados en la roca con una longitud de penetración de 5,00 m, con una viga dintel superior sobre la que apoyan las vigas principales del tablero.

La sección transversal del tablero del puente tiene un ancho total de 11,00 m, donde se ubican dos carriles de circulación de 3,60 m de ancho cada uno, dos banquetas laterales de 1,00 m de ancho, dos defensas vehiculares de hormigón armado de 0,40 m de ancho cada una y dos cañeros laterales de 0,50 m de ancho total, ubicados en forma externa a cada lado de las defensas.

El proyecto del puente incluye las losas de aproximación y los terraplenes de acceso con una capa superior de suelo-cemento y un revestimiento de enrocado de los taludes y solera del terraplén de acceso al puente diseñado para la protección contra la erosión, de acuerdo a los requerimientos del Pliego de Licitación.

1.6. Descripción del tablero metálico de doble acción mixta

El tablero metálico de doble acción mixta está constituido por dos (2) vigas metálicas de sección doble te de alma llena, vinculadas entre sí por vigas metálicas transversales dispuestas cada 5.0 m, con una losa maciza superior de hormigón armado de espesor variable, y una losa inferior de hormigón armado dispuesta en las zonas de momento negativo, de una longitud de desarrollo de 8.35 m a ambos lados del eje de cada pila, que le confiere la propiedad al tablero de doble acción mixta.

La viga metálica de sección doble te está conformada por una chapa de alma de 1931/1956 mm de altura, según el subtramo de viga, y 12,7 mm de espesor, con una platabanda inferior de 800 mm de ancho y una platabanda superior de 600 mm de ancho, ambas de espesor variable escalonado de 19 mm a 51 mm según los requerimientos estructurales, y está provista de una celda inferior cerrada triangular, un sistema de rigidizadores transversales soldados al alma y un rigidizador longitudinal colocado en el tercio superior del alma, ubicándose todos los rigidizadores del lado interior de la viga metálica y, en coincidencia con las vigas transversales VT1 y los apoyos del tablero, también se disponen de rigidizadores transversales del lado externo.

La losa superior del tablero tiene un espesor variable con un valor mínimo de 0,23 m en el extremo del voladizo y un valor máximo de 0,28 m en el eje del tablero, lo que permite materializar la pendiente transversal del tablero, y está constituida por un sistema de

prelosas estructurales premoldeadas de hormigón armado con fondo plano, y un hormigón de segunda etapa colado in situ convenientemente vinculado con conectores de corte a la viga metálica y a las prelosas, con sus correspondientes armaduras que completan la losa del tablero.

La losa inferior de 0,15 m de espesor constante y de una longitud de desarrollo de 8,35 m a ambos lados del eje de cada pila, será hormigonada in situ, y estará vinculada a las vigas metálicas mediante conectores de corte.

El tablero se completa con una carpeta de rodamiento de concreto asfáltico de 0,04 m de espesor mínimo, una defensa vehicular de hormigón de 0,40 m de ancho y 0,85 m de altura en ambos laterales, los drenajes de tablero de 0,10 m de diámetro separados cada 3.0 m y dos cañeros laterales de 0,50 m de ancho total, con sus respectivos desagües y tapas de inspección, ubicados en forma externa a las defensas, en un todo de acuerdo a los requerimientos del Pliego de Licitación.

En la Figura 1-4. se presenta una sección transversal del tablero metálico de doble acción mixta.

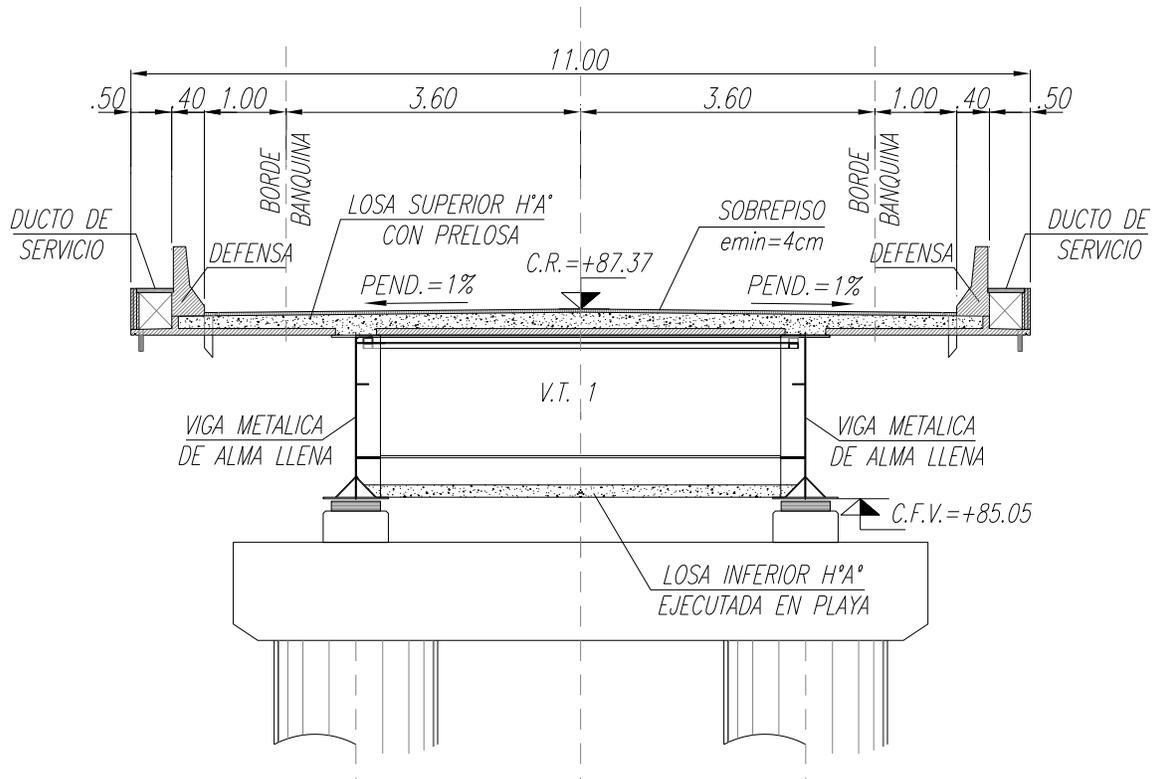


Figura 1-4. Sección transversal típica de tablero metálico de doble acción mixta
 Fuente: Proyecto Puentes sobre Río Negro. INGROUP Oficina de Proyecto (2020)

1.7. Descripción del método constructivo del tablero

El desplazamiento y montaje del tablero del Puentes sobre el Río Negro a su posición definitiva sobre los apoyos de los estribos y pilas se ha previsto mediante la técnica constructiva de lanzamiento del tablero metálico previamente ensamblado sobre la playa de maniobra que se ubicará inmediatamente por detrás del Estribo E1.

El lanzamiento del tablero metálico se realizará por empuje o arrastre, mediante un sistema de cables, barras y gatos hidráulicos, utilizando el ala inferior de la viga metálica de sección doble te como patín deslizante.

Las unidades hidráulicas de tiro se instalarán en posición horizontal en la parte frontal del estribo E1, reaccionando contra una estructura metálica diseñada para tal fin que se apoya contra el propio estribo. La fuerza de tiro se transmite a las vigas metálicas mediante un sistema de cables o barras de acero de alta resistencia, vinculados a la viga a través de una pieza especial metálica de conexión.

A los fines de optimizar la maniobra de lanzamiento, se utilizará una nariz de lanzamiento con nariz curva, compuesta por una viga reticulada metálica de 2,0 m de canto en la unión con la viga de alma llena, y en su parte delantera con perfil inferior curvo, de forma de garantizar una contraflecha del cordón inferior de la viga igual a 1.5 veces la flecha esperada durante la operación de lanzamiento de la viga en voladizo antes de alcanzar la pila, de manera que no es necesario la utilización de gatos hidráulicos de recuperación de flecha.

El empuje del tablero metálico se realiza deslizando la platabanda inferior de la viga metálica sobre un apoyo provisional tipo basculante, de forma de copiar la pendiente inferior del tablero debido a su configuración contraflechada, el apoyo dispone de una superficie de acero rectificadado y pulido, y la cara inferior de la platabanda de la viga metálica se engrasa antes de cada apoyo para disminuir el rozamiento durante el lanzamiento.

En cada apoyo de pila se dispone una guía lateral con un sistema de placa de acero pulido o rodillos para evitar el desvío transversal del tablero durante el lanzamiento.

En la Figura 1-5 se muestra una fotografía aérea de la construcción del Puente sobre el Río Colastiné en Argentina, Proyecto Ejecutivo de INGROUPOficina de Proyectos, donde se utilizó un sistema de lanzamiento del tablero similar al propuesto para el Puente sobre el Río Negro, mientras que en la Figura 1-6 se muestra un esquema del sistema de lanzamiento del tablero que se utilizará en la construcción del Puente sobre el Río Negro.

1.8. Desarrollo del informe

En el presente Informe Técnico se organiza la información en cinco capítulos. En el primer capítulo se describen los aspectos introductorios donde se explica la naturaleza del informe, los objetivos de la Práctica Supervisada, una descripción de los aspectos relevantes del proyecto en estudio y una breve descripción de los capítulos que conforman el informe.

En el segundo capítulo se presenta el estudio del estado del arte del diseño y construcción de tableros metálicos de doble acción mixta, tanto en Europa como aplicaciones en Argentina y países limítrofes. Se exponen las ventajas, atractivos y desventajas de estas soluciones y el surgimiento de la solución denominada “cajón estricto” que es una evolución de la doble acción mixta. Se presenta el estudio del primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad españolas, el puente sobre Arroyo las Piedras, ubicado entre Córdoba y Málaga, con una longitud total de 1208,9 m, siendo en el momento de su construcción, el viaducto con mayor luz de su tipología en el ámbito de los puentes ferroviarios. Finalmente, se menciona brevemente el Complejo Ferrovial Zarate Brazo Largo, siendo el puente mixto más importante construido en Argentina.

En el tercer capítulo se desarrolla un procedimiento para el diseño preliminar de un tablero metálico de sección bijácena de doble acción mixta y los resultados de un estudio sobre la utilización de rigidizadores que modifican la respuesta de la viga y la tornan más eficiente.

A continuación, en el capítulo cuatro, se presenta una aplicación práctica de verificación estructural a flexión y corte de una sección bijácena de doble acción mixta siguiendo la norma de diseño AASTHO LRFD Desing Bridge, tomando de modelo el proyecto de un nuevo puente sobre el Rio Negro en Picada de Oribe, República Oriental del Uruguay. Este proyecto marcará un nuevo concepto constructivo de puentes de luces medias en la República Oriental del Uruguay, siendo una de sus mayores ventajas la posibilidad de lograr luces parciales importantes y reducidos plazos de construcción con un método constructivo de lanzamiento del tablero que no requiere equipos pesados de alta complejidad. El puente de tablero mixto sobre el Río Negro tendrá una longitud total de 375 m, con luces parciales típicas de 45 m.

Finalmente, en el capítulo final de este informe se realizan una serie de recomendaciones de diseño y conclusiones respecto al comportamiento estructural de las secciones metálicas

de doble acción mixtas y ventajas constructivas que presentan este tipo de soluciones de tableros de puentes. También se incluyen comentarios finales sobre las actividades realizadas y las aptitudes y conocimientos adquiridos durante la realización de la Práctica Supervisada.

Capítulo 2

Estado del arte de los tableros metálicos con doble acción mixta

En el presente capítulo se presenta un estudio del estado del arte del diseño y construcción de tableros metálicos de doble acción mixta, que surge como una solución para que los materiales componentes, acero y hormigón, trabajen bajo esfuerzos para los cuales son más eficientes y por la versatilidad que presentan en los procesos constructivos.

2.1. Definiciones y fundamentos

Las estructuras mixtas tienen como filosofía de diseño una disposición óptima de los materiales que constituye la estructura del tablero, tanto por el aporte a la resistencia, como también lo relacionado al aspecto constructivo, funcional y formal. Los materiales constitutivos de una estructura mixta que son el acero y el hormigón trabajan de forma solidaria, constituyendo lo que se denomina una sección compuesta.

El hormigón es un material que garantiza una alta resistencia a bajo costo ante esfuerzos de compresión, sin embargo, es frágil y poco resistente para tensiones de tracción. Por otro lado, el acero desarrolla completamente su resistencia cuando trabaja a tracción, pudiendo alcanzar la plasticidad de todas las fibras que componen la sección traccionada, pero trabajando a compresión se verá afectado por los efectos de inestabilidad global o local.

Las primeras ideas de tableros de puentes de acción mixta consistieron en sistemas estáticos simplemente apoyados de vigas metálicas con una losa superior de hormigón armado que constituía la plataforma del tablero.

Luego, con la utilización de puentes de viga continua, surgió el concepto de doble acción mixta que consiste en la incorporación de una losa de hormigón conectada en la parte inferior de las vigas metálicas continuas, en las zonas de momento flector negativo.

La aplicación en Europa de soluciones mixtas en el ámbito de puentes de carretera y ferroviarios resulta muy despareja, debido a las características del sector de la construcción, de las dificultades topográficas, de los sistemas de evaluación de costos, conservación y mantenimiento, y también por el apoyo de las propias “Administraciones del Gobierno”, que implicadas en la toma de decisión de obras de infraestructuras vial, continúan prefiriendo las soluciones tradicionales de hormigón armado y pretensado.

El desarrollo y aplicación de las soluciones metálicas y mixtas se relaciona con el esfuerzo realizado por el sector siderúrgico en la elaboración de textos y difusión de cursos. La tasa de construcción de puentes metálicos en Europa es muy baja, del orden del 3,5%, Francia constituye un caso excepcional, siendo en la década de los 70 prácticamente inexistente, y ha llegado a triplicar las toneladas de acero en 1990 y continua en expansión actualmente.

El aumento de competitividad de las soluciones mixtas frente a las de hormigón se debe a las siguientes razones:

- Mejores posibilidades y economías derivadas de los nuevos materiales y productos siderúrgicos.
- Los avances en los métodos numéricos y criterios normativos que han permitido economizar y racionalizar cuantías y diseños.
- Aumento en la capacidad de los medios de transporte y montaje permitiendo aprovechar la industrialización en taller.
- Mejor respuesta frente el ruido.
- La revitalización y optimización de la sección bijnácena en el rango de las luces comprendidas entre 30,0 m y 60,0 m.
- Equipos de lanzamiento más livianos y económicos.

Actualmente en España, las soluciones mixtas constituyen un recurso habitual en soluciones para singulares enlaces sobre carreteras gracias a su facilidad y rapidez de montaje, así como su adaptabilidad a trazados con geometría complicada o fuertes curvaturas, además son consideradas con una estética cuidada y atractiva.

En cambio, en el ámbito de los puentes convencionales, las soluciones mixtas figuran en contadas ocasiones. Algunas circunstancias que llevan a esta situación son:

- El mayor costo de la elaboración de los puentes mixtos debido a la ausencia de normativa, especialización de profesionales y complejidad de los detalles y cálculos.
- Dificultad de plasmar y objetivar las ventajas del carácter industrializado y tecnológico de las soluciones metálicas:
 - Mejor control de calidad,
 - Reducción de riesgos de desvíos en costos y plazos,
 - Reducción de costos indirectos y financieros de la obra.
- Poca familiaridad de la Administración con este tipo de soluciones y la necesidad de recurrir a especialistas para tareas de ejecución y control de calidad.

La mayor parte de las soluciones mixtas proyectadas y construidas hasta la última década en España utilizaban secciones cajón, con simple o doble acción mixta y losa armada superior. Estas soluciones tienen buenas prestaciones resistentes y estéticas.

En el caso de las luces por debajo de los 40,0 m, las fuertes esbelteces que permiten las soluciones mixtas dan lugar a cajones mixtos con elevadas relaciones (ancho/canto), muy sensibles a la distorsión, por lo que precisan costosos diafragmas y sistemas de arriostramiento transversal internos para brindar rigidez torsional a la sección. Es por esto que las soluciones en cajón metálico unicelular no se adaptan fácilmente a estas luces cortas, siendo preciso ejecutar un cajón de menor ancho y recurrir a la disposición de fuertes voladizos metálicos laterales según se observa en la Figura 2.1, efectuando el transporte de secciones longitudinales de elementos cajón, las ménsulas de voladizo por separado y su posterior ensamblaje y soldado en obra, según se muestra en la Figura 2.2., lo que resulta complejo y antieconómico.



Figura 2-1. Secciones con voladizos laterales

Fuente: Construir en acero los puentes de luces medias. Millanes Mato F. (2004)



Figura 2-2 Tramos de sección y ensamblaje en obra

Fuente: Construir en acero los puentes de luces medias. Millanes Mato F. (2004)

La alternativa de tablero de puente con solución bijácena, desarrollada en Francia, muchas veces denominada en la literatura especializada como solución bijácena francesa, consiste en dos vigas metálicas con una losa superior de hormigón armado, tal como se muestra en la Figura 2-3, y presenta importantes atractivos que se detallan a continuación:

- Construcción en taller fuertemente industrializada.
- Transporte aislado de cada viga, fácil y rápido ensamblaje en obra.
- Buena adaptación a los montajes con grúa o sistemas de empuje.
- Máximo aprovechamiento de alas inferiores.
- Supresión de rigidizadores longitudinales y transversales de fondo de cajón muy costosos de ejecutar.

- Facilidad y rapidez de las uniones en taller y obra.
- Reducción de las cartelas al simplificar las celosías transversales.

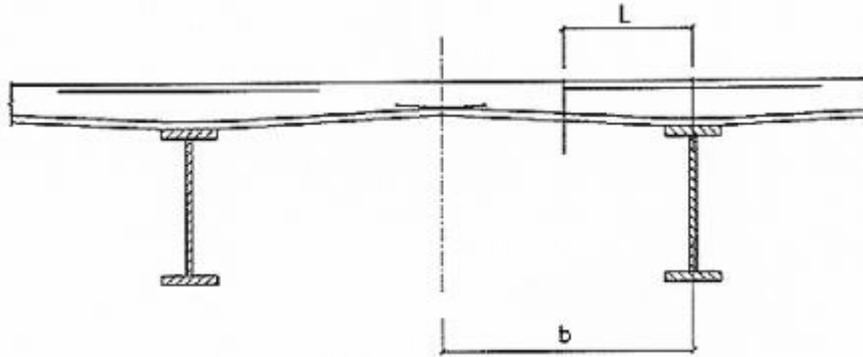


Figura 2-3 Sección bijnágena

Fuente: Puentes mixtos. Extraído de http://loki.udc.es/info/asignaturas/622/contenido_publico/recursos/P2_04_puentes_mixtos.pdf

Este tipo de solución también es muy adaptable a la doble acción mixta, tal como se describe en el siguiente apartado.

2.2. La doble acción mixta en secciones bijnágenas metálicas

Tal como se mencionó, las soluciones bijnágenas se han desarrollado muy rápidamente gracias a su competitividad debido a su economía, rapidez y facilidad de montaje.

Estas soluciones tienen algunas desventajas como las siguientes:

- Duplicación del frente de viento.
- Defectuosa respuesta resistente por reparto transversal frente al vehículo pesado, sobrecargas excéntricas, curvaturas y esviajes en planta.
- Incremento del costo de la pintura por la protección total de la sección.
- Dificultades para un fácil mantenimiento e inspección.
- Menores potencialidades estéticas para el diseño integrado del tablero con las pilas y estribos.
- Baja rigidez o torsión que implica la necesidad de recurrir a costosos arriostramientos transversales internos.

A partir de las desventajas mencionadas, surge la alternativa de solución denominada de “cajón estricto” la cual consta de múltiples ventajas, tales como, sencillez constructiva y respuesta estructural, con la consiguiente reducción de cuantías y costos unitarios respecto a otras alternativas.

La idea de la solución de “cajón estricto” consiste en transformar una sección bijácena en un cajón cerrado, otorgando una forma externa análoga a los cajones mixtos, manteniendo las ventajas estructurales derivadas del recurso a la doble acción mixta en la zona de flexiones negativas, y otorgando rigidez torsional a lo largo de todo el tablero. Esta solución aprovecha las ventajas economía de la solución bijácena francesa, y le agrega ventajas constructivas en relación al transporte y la simplificación de tareas en obra.

Esta tipología consiste en la disposición de sección resistente metálica concentrada en dos vigas de alma llena laterales, con una concentración del acero del ala inferior en dos gruesas platabandas, logrando una optimización del ancho eficaz y eliminación prácticamente completa de la rigidización. Para la materialización de la doble acción mixta en las zonas de apoyo se logra mediante placas autoportantes prefabricadas y posterior hormigonado del resto del hormigón de fondo, debidamente conectado a las células laterales y alas inferiores. Para el cierre formal del cajón se emplean prelosas prefabricadas estrictas, que permiten eventualmente el acceso al interior y, adecuadamente selladas, reducen las exigencias de pintura de las superficies internas metálicas. En función de las exigencias de reparto transversal y torsión, pueden plantearse celosías transversales de arriostamiento para el montaje, de esta forma, el pandeo lateral en las zonas de apoyo queda eliminado por la doble acción mixta.

2.3. Solución mixta de cajón estricto implementada en Viaducto Arroyo las Piedras

Un ejemplo de tablero de solución mixta de cajón estricto que se materializó a partir de una sección tipo bijácena es el Viaducto del Arroyo Las Piedras cuyas características más relevantes se describen a continuación.

El viaducto Arroyo las Piedras tiene una longitud total de 1208,9 m, pilas de 92,0 m en una zona de intensidad sísmica alta y condiciones geotécnicas difíciles. El viaducto está

formado con un tablero continuo de 20 vanos con una luz tipo de 63,5 m. Debido a los condicionantes, tales como la peligrosidad sísmica, la altura de las pilas, la longitud total del viaducto y el terreno de cimentación: el menor peso de una solución mixta resulta técnicamente aconsejable.

La solución finalmente proyectada es una adaptación de la tipología de sección cajón estricto, como se puede observar en la Figura 2-4 y 2-5.

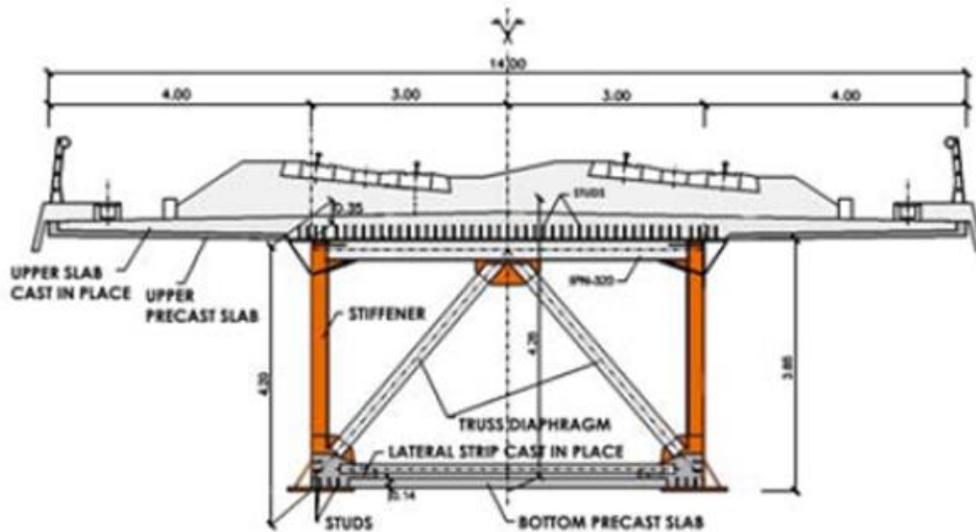


Figura 2-4 Sección transversal en centro de vano

Fuente: Construir en acero los puentes de luces medias. Millanes Mato F. (2004)

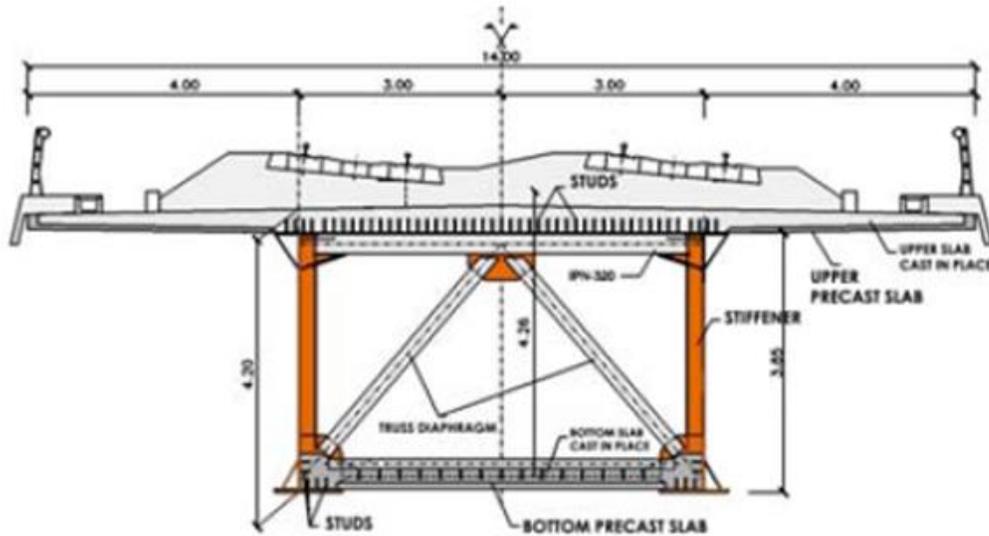


Figura 2-5 Sección transversal en apoyos

Fuente: Construir en acero los puentes de luces medias. Millanes Mato F. (2004)

Esta alternativa presenta las siguientes ventajas:

- La disposición de los arriostramientos verticales triangulares permite reducir el peso total del acero y facilitar las tareas de ensamblaje en obra.
- Los rigidizadores longitudinales son remplazados por células triangulares adyacentes a las alas permitiendo eliminar las superficies horizontales susceptibles a la corrosión, mejorar la compacidad y estabilidad lateral de las alas, colaborar con la respuesta a flexión, mejorar la respuesta al pandeo local y facilitar la ejecución sistemática en taller.
- La doble acción mixta presenta ventajas estructurales como la mayor rigidez a flexión, mejorando la distribución de los momentos flectores y reducir las deformaciones bajo el paso de cargas móviles, también una reducción de las aceleraciones dinámicas debido al aumento de masa, rigideces a flexión y torsión. Otra ventaja es la reducción de las deformaciones globales de origen térmico, fluencia y retracción, como así también la reducción de las cuantías de acero comprimido en las zonas de apoyo.
- La resistencia a la torsión se logra mediante triangulaciones metálicas, con el cierre de una losa inferior comprimida en la zona de apoyos, mientras que en las zonas de centro de vano se proyectan unas losas sencillas prefabricadas. De esta forma se crea un mecanismo "Vierendeel" suficiente para cerrar el circuito a torsión, se reduce

el peso del acero, se puede materializar una amplia plataforma visitable para posterior mantenimiento de la estructura y eliminación del doble frente de viento.

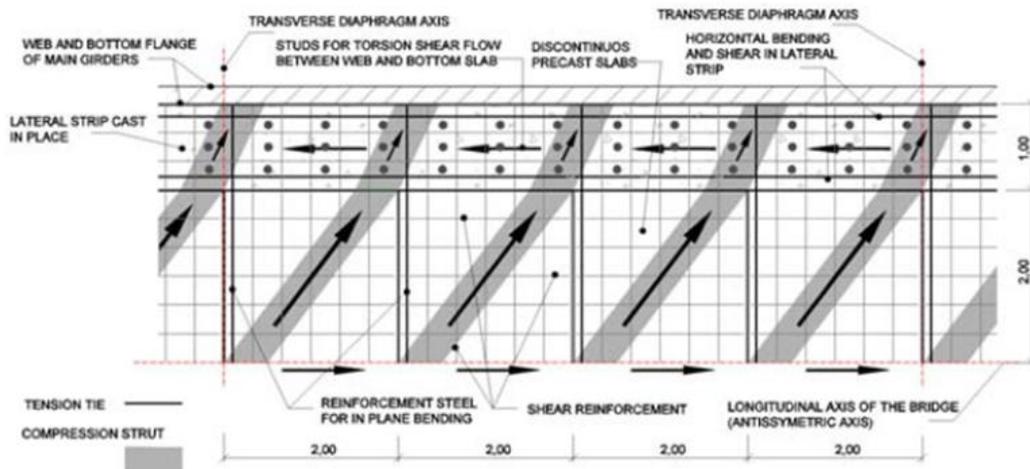


Figura 2-6 Respuesta a torsión del sistema inferior de placas prefabricadas discontinuas con nervios laterales rasante.

Fuente: Construir en acero los puentes de luces medias. Millanes Mato F. (2004)



Figura 2-7 Viaducto sobre Arroyo las Piedras vistas de la prelosa superior
Fuente: Construir en acero los puentes de luces medias. Millanes Mato F. (2004)



Figura 2-8 Viaducto sobre Arroyo las Piedras, vista interior
Fuente: Construir en acero los puentes de luces medias. Millanes Mato F. (2004)

2.4. Implementación de tableros mixtos de puentes en Argentina

En general, no se ha difundido en Argentina la utilización de tableros de puentes de sección mixta, principalmente por una tradición muy marcada en el proyecto y construcción de puentes de hormigón pretensado, y también por el alto precio relativo del material y mano de obra del acero estructural en relación al hormigón pretensado.

Sin embargo, existen números puentes con tablero de acero y soluciones mixtas en Argentina, y una de las más importantes son los tableros metálicos de los dos puentes atirantados del Complejo Ferroviario Zárate Brazo Largo, proyectado por el estudio Leonhardt de Alemania, que brinda la principal vía de comunicación entre la región Mesopotámica con el Norte de Buenos Aires, cuya vista general se muestra en la Figura 2.9.

El proyecto y construcción de los Puentes Atirantados del Complejo Ferroviario Zárate Brazo Largo, que cruzan dos brazos del Río Paraná, denominados Paraná de las Palmas y Paraná Guazú, marcó un hito en el diseño y construcción de puentes atirantados en el país. La concepción y el diseño comenzó en la década del 60 y su construcción en la década del 70, inaugurándose al tránsito en 1977.



Figura 2-9 *Complejo Ferrovial Zarate Brazo Largo, sobre el Río Paraná*
Fuente: Rozenzon, Daniel (2018). Extraído de
<https://www.flickr.com/photos/danr19f/40181935852>

Los dos puentes atirantados tienen el mismo diseño estructural y poseen una longitud total de 550 m, con un tramo central de 330 m de luz y dos tramos laterales simétricos de 110 m de luz cada uno.

Una de las características más importantes de los puentes son el sistema estructural del tablero metálico del puente, de un ancho total de 22.6 m, construido con chapas y perfiles de acero St 52.3 ($f_y=350$ MPa y $f_u=450/680$ MPa), formado por dos vigas principales longitudinales tipo cajón de sección trapezoidal, vinculadas por una losa de perfiles armados de chapa en la parte superior, transversalmente por vigas de alma llena en coincidencia con los anclajes de los cables, e inferiormente por una viga reticulada metálica horizontal. Finalmente se colocó una capa de hormigón superior vinculada con conectores de corte que funciona como superficie de rodamiento del puente. El tablero funciona como una viga continua apoyado elásticamente en los obenques anclados en los sillines del extremo superior de las pilas de hormigón armado, aproximadamente a 70 m de altura de la superficie del tablero

Capítulo 3

Estudio y diseño preliminar de una viga metálica de alma llena de sección abierta para un tablero mixto de puente

En el capítulo actual se presenta, en primer término, un estudio y análisis de la respuesta estructural de secciones abiertas metálicas de alma llena en relación al comportamiento frente a pandeo local, en segundo lugar, se presenta un estudio sobre la utilización de rigidizadores que modifican la respuesta de la viga metálica, mejorando sensiblemente su comportamiento frente a pandeo local, y finalmente se desarrolla un procedimiento simplificado para el diseño preliminar de un tablero metálico con vigas principales de alma llena, de sección abierta, de doble acción mixta.

3.1. Definición de sección compacta y no compacta

El diseño de componentes estructurales compuestos formados por acero y hormigón que se aplican en tableros de puentes mixtos, frente al estado límite de resistencia y funcionamiento, puede resultar crítico en cada etapa de la construcción y vida útil de puente, que incluye secuencia constructiva, manipulación, transporte y montaje, y la etapa de operación del puente en servicio.

Tal como se mencionó, todos los elementos de la estructura del puente deberán satisfacer los requisitos correspondientes a estado límite último y servicio.

Se puede establecer una clasificación de las secciones metálicas abiertas en función de su comportamiento al pandeo local y los límites de relación de esbeltez ancho-espesor. En la Figura 3.1 se esquematiza la clasificación anterior.

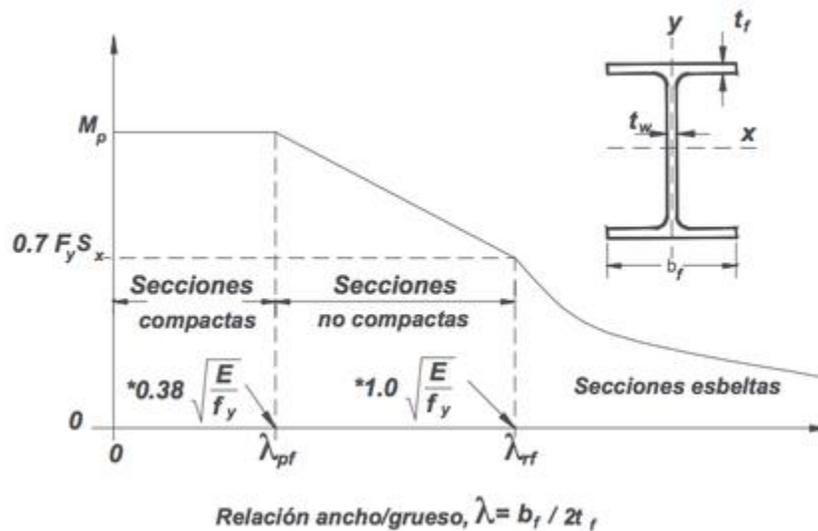


Figura 3-1. Clasificación para secciones en flexión y compresión axial con sus respectivos límites.

Fuente: Estructuras metálicas. Ing. Gabriel R. Troglia (2017)

Para secciones sometidas a flexión existen tres categorías:

- Sección compacta
- Sección no compacta
- Sección con elementos esbeltos

Una sección es “compacta” si las alas están unidas de forma continua al alma o alas y si la relación ancho-espesor de sus elementos comprimidos es menor o igual al límite λ_p . Esta sección va a estar capacitada para desarrollar el Momento Plástico M_p sin que se produzca el pandeo local.

La segunda clasificación de las secciones sometidas a flexión es “no compacta”, en este rango se encuentran todas las secciones que tengan al menos uno de sus elementos comprimidos con una relación ancho-espesor mayor a λ_p , pero que a su vez todos sus elementos sean menor al límite λ_r . Este tipo de secciones pueden alcanzar la tensión de fluencia en sus elementos comprimidos sin que ocurra el pandeo local pero no van a poder desarrollar el Momento Plástico.

Sera una “sección con elementos esbeltos” si al menos uno de sus elementos comprimidos tiene una relación ancho-espesor mayor al límite λ_r . Esta se caracteriza porque al menos

Gerbaudo, María Luz

uno de sus elementos comprimidos pandea localmente antes de alcanzar la tensión de fluencia.

3.2. Estudio de la modificación de la respuesta mediante la utilización de rigidizadores

La definición de estructura metálica de acción mixta o doble acción mixta consiste en vigas principales de alma llena formada por placas de acero y una losa superior de hormigón armado para la acción mixta y el agregado de una losa inferior en la zona de momento negativo para la doble acción mixta.

En general, las vigas de alma llena presentan almas delgadas que se refuerzan ocasionalmente con refuerzos longitudinales y transversales para aumentar la resistencia a flexión y al corte y también proporcionan una mejor resistencia al pandeo local. A lo largo de varios estudios se ha demostrado que la resistencia final al pandeo local depende en gran medida del tamaño, posición y forma del refuerzo longitudinal. Por lo tanto, es necesario realizar un estudio, análisis y comparación de los rigidizadores longitudinales para determinar la configuración óptima.

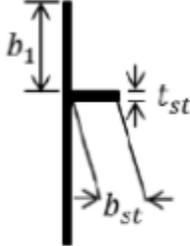
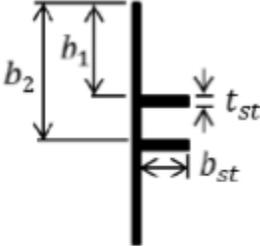
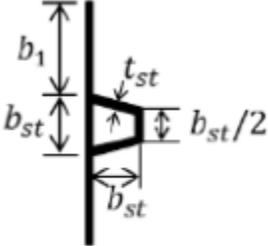
| | Refuerzo único | Múltiple refuerzo | Refuerzo Trapezoidal |
|------------------|---|--|---|
| |  |  |  |
| t_{st} [mm] | 3,4,5,6,8 | 3,4,5,6,8 | 3,4,5,6 |
| b_{st} [mm] | 15 t_{st} | | |
| b_1 [mm] | 120, 240, 360 | | |
| $b_2 - b_1$ [mm] | - | 500 | - |

Figura 3-2. Distintas configuraciones de refuerzos longitudinales y dimensiones utilizadas
Fuente: A comparative analysis of longitudinal stiffener cross-section for slender I-girders subjected to patch loading. N. Loaiza; C. Graciano; R. Chacón; E. Casanova (2017)

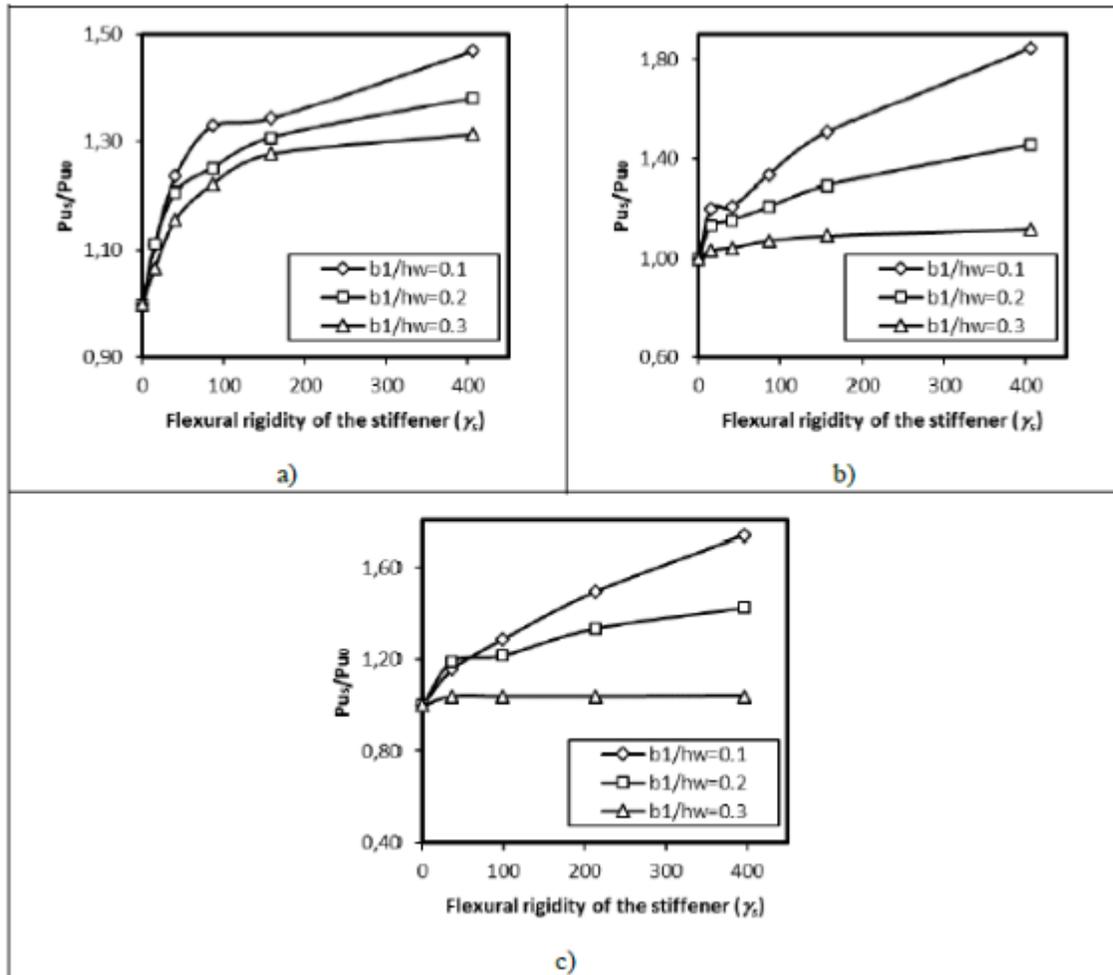


Figura 3-3. Carga final vs. Rigidez a flexión del refuerzo. a) refuerzo plano, b) múltiples refuerzos planos y c) refuerzo trapezoidal.

Fuente: A comparative analysis of longitudinal stiffener cross-section for slender I-girders subjected to patch loading. N. Loaiza; C. Graciano; R. Chacón; E. Casanova (2017)

La resistencia al pandeo local de las vigas de chapa de acero se puede aumentar usando: un refuerzo único, un refuerzo trapezoidal o usando varios refuerzos (múltiple refuerzo).

En todos los casos la resistencia aumenta cuando se coloca un refuerzo longitudinal en el alma, además se observa que, para cualquier configuración del refuerzo, la mejor posición es cerca del ala comprimida ($b_1 / hw = 0,1$). Con respecto a la mejor configuración de los refuerzos longitudinales, son los múltiples refuerzos planos, esto se observa en la contribución, para un γ_s (rigidez relativa a flexión) alrededor de 400, es 1,80 la resistencia de una viga de placa no rígida.

En general, los rigidizadores transversales consisten en placas o ángulos soldados o pernados a uno o ambos lados del alma.

3.3. Diseño preliminar de una viga metálica de alma llena de sección abierta para un tablero mixto de puente

En la fase de diseño preliminar de una viga metálica de alma llena para el diseño de un puente mixto, es sin dudas, una de las etapas más importantes del proyecto donde se plantean diseños aproximados y se trabaja con la información disponible, con el objeto de evaluar varias alternativas y seleccionar la más conveniente.

El caso del proyecto en estudio corresponde al Puente sobre el Rio Negro en Picada de Oribe, República del Uruguay, y a continuación se describen los parámetros y datos que son necesarios para desarrollar un diseño básico, que luego pasa a la etapa de diseño final que se detalla en el siguiente capítulo.

La longitud efectiva de la luz es la distancia entre los centros de los apoyos, la cual es 45 m. Con este valor es posible dimensionar la altura de la viga metálica en función de relación de esbelteces típicas.

La profundidad mínima para la viga de acero para tramos continuo se obtiene de la Tabla 3-1 del Reglamento AASTHO LRFD Desing Bridge, y el valor es 0.032 L para la altura total incluida la losa y 0,027 L para la altura de la viga metálica sola, entonces las alturas mínimas resultan:

$$H_{v_{\min}} = 0,027 L = 0,027 \times 45 \text{ m} = 1,215 \text{ m} = 1215 \text{ mm.}$$

Donde la altura que se adopto es 2000mm. Y la altura total de la viga es

$$H_{\text{total min}} = 0,032 L = 0,032 \times 45 \text{ m} = 1,44 \text{ m} = 1440 \text{ mm.}$$

La altura de la sección compuesta adoptada en el Proyecto Ejecutivo es 2000 mm para la viga metálica de alma llena y de 2250 mm para la altura total de la sección mixta, que cumple con los requisitos de esbeltez mínima del reglamento.

| Superestructura | | Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo. | |
|---------------------|--|--|---|
| Material | Tipo | Tramos simples | Tramos continuos |
| Hormigón Armado | Losas con armadura principal paralela al tráfico | $\frac{1,2(S + 3000)}{30}$ | $\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$ |
| | Vigas T | $0,070 L$ | $0,065 L$ |
| | Vigas cajón | $0,060 L$ | $0,055 L$ |
| | Vigas de estructuras peatonales | $0,035 L$ | $0,033 L$ |
| Hormigón Pretensado | Losas | $0,030 L \geq 165 \text{ mm}$ | $0,027 L \geq 165 \text{ mm}$ |
| | Vigas cajón coladas in situ | $0,045 L$ | $0,040 L$ |
| | Vigas doble T prefabricadas | $0,045 L$ | $0,040 L$ |
| | Vigas de estructuras peatonales | $0,033 L$ | $0,030 L$ |
| | Vigas cajón adyacentes | $0,030 L$ | $0,025 L$ |
| Acero | Profundidad total de una viga doble T compuesta | $0,040 L$ | $0,032 L$ |
| | Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta | $0,033 L$ | $0,027 L$ |
| | Cerchas | $0,100 L$ | $0,100 L$ |

Tabla 0-1 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante. Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

Se continua el prediseño definiendo los componentes de la sección metálica, tanto las dimensiones de las alas como le espesor del alma.

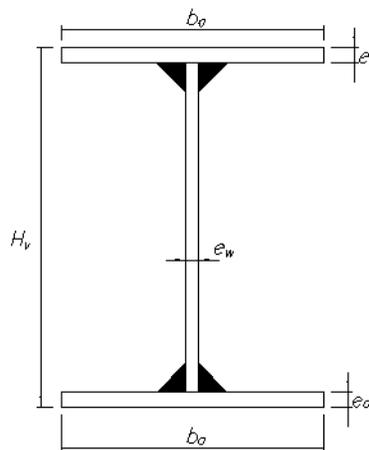


Figura 3-4. Sección transversal de la viga metálica I
Fuente: Elaboración propia (2020)

Consideraciones para el Alma:

La altura del alma adoptada D_w [mm]= 1956

La ecuación $\frac{D}{tw} \leq 300$ establece un límite superior para la esbeltez de las almas con rigidizadores longitudinales. Mediante esta ecuación resulta sencillo definir el espesor para la etapa de diseño preliminar.

$$tw = \frac{D_w}{300} = \frac{1956 \text{ mm}}{300} = 6,5 \text{ mm.}$$

El espesor que se adoptó en Proyecto Ejecutivo es de 12,7 mm que cumple con el requisito de espesor mínimo.

Consideraciones las Alas:

La relación $bf \geq \frac{D}{6}$ afecta la resistencia, el valor máximo es de 6, un numero limite adoptado a partir de los ensayos experimentales que se han realizado.

$$bf = \frac{D_w}{6} = \frac{1956 \text{ mm}}{6} = 326 \text{ mm.}$$

El ancho superior de ala que se adoptó en el Proyecto Ejecutivo es 600 mm, mientras el ancho inferior adoptado fue de 800 mm. Los dos anchos adoptados satisfacen la relación anterior.

La relación para el espesor de las alas en compresión y tracción es: $tf \geq 1,1 tw$ entonces:
 $tf = 1,1 \times 12,7 \text{ mm.} = 14 \text{ mm.}$

El espesor mínimo que se adoptó en el Proyecto Ejecutivo es de 19 mm para el ala superior y 22 mm para el ala inferior, que cumplen con las recomendaciones del reglamento.

Finalmente, el prediseño resultante de la viga metálica de alma llena fue considerado a nivel de diseño básico, y en la próxima etapa de diseño final, la sección metálica fue verificada en forma estricta conforme a los requisitos del Reglamento AASTHO LRFD Desing Bridge, cuyo detalle se presenta en el siguiente capítulo.

Capítulo 4

Aspectos particulares del diseño final de un tablero metálico mixto de puente

En el presente capítulo se desarrollan y presentan todas las verificaciones y requerimientos correspondiente al diseño estructural en Estado Límite Último de una viga metálica de alma llena se sección compuesta. En el Capítulo 6, Artículo 6.10.6 de la AASHTO LRFD Design Bridge, se especifican los procedimientos a seguir para el diseño de las secciones I compuestas y no compuestas en zona de flexión negativa o positiva, con la ayuda de este procedimiento de diseño se especifican a continuación los pasos o secuencia de cálculo a seguir para el diseño final de una viga metálica de alma llena compuesta, y su aplicación práctica al diseño estructural del tablero del Puente sobre el Rio Negro en Picada de Oribe, República Oriental del Uruguay.

4.1. Características geométricas y mecánicas de la viga metálica

Para realizar las verificaciones estructurales es necesario conocer las dimensiones y características mecánicas de la viga metálica compuesta. En la Figura 4.1 se muestra un esquema con las dimensiones principales de la sección metálica compuesta.

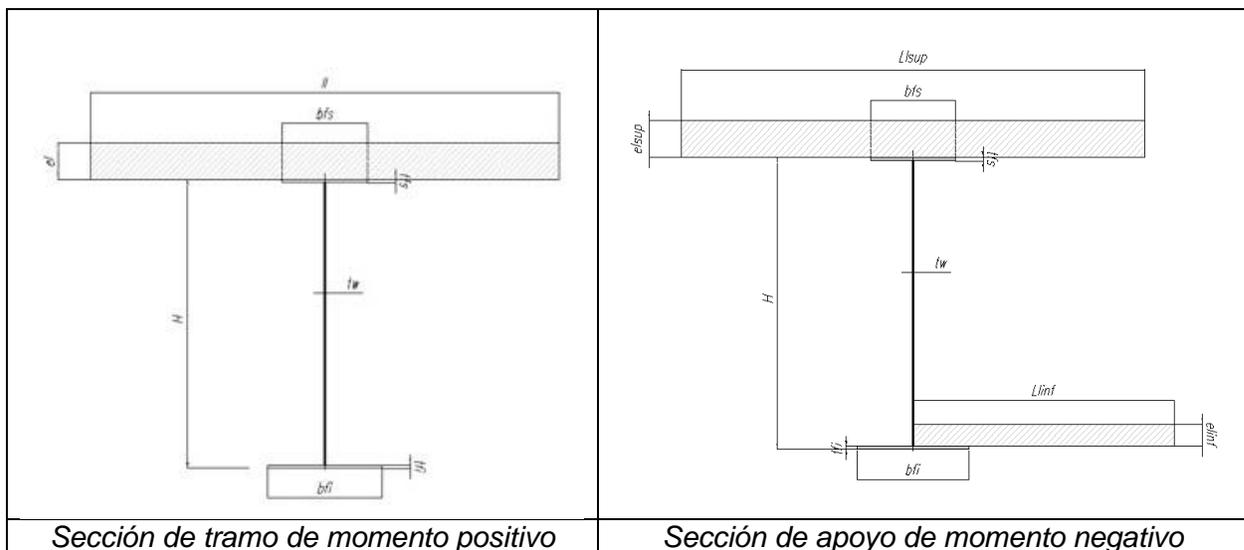


Figura 4-1. Sección de la viga metálica principal compuesta
Fuente: Memoria de Cálculo INGROUP Oficina de Proyecto (2020)

La altura de la viga metálica de alma llena adoptada, H_v , es 2000 mm, tal como resulta de la verificación de las condiciones de esbeltez presentadas en el Capítulo 3.

Los componentes de la sección metálica de alma llena de sección doble te, son una chapa de alma vertical, un ala inferior y un ala superior.

Las características geométricas del alma son:

- Altura del alma adoptada, D_w [mm] = 1956
- Espesor adoptado, t_w [mm] = 12,7

Mientras que las características de las alas son las siguientes:

- Ancho del ala superior, b_f sup [mm] = 600
- Ancho del ala inferior, b_f inf [mm] = 800
- Espesor del ala superior, t_f sup [mm] = 19 a 22 mm
- Espesor del ala inferior, t_f inf [mm] = 22 a 50 mm.

En relación a la geometría de la losa superior se adoptaron los siguientes valores:

- Ancho efectivo de la losa superior, L_I [mm] = 3300
- Espesor losa superior, e_l [mm] = 250.

En relación a la geometría de la losa inferior se adoptaron los siguientes valores:

- Ancho efectivo de la losa inferior, L_I [mm] = 2750
- Espesor losa inferior, e_l [mm] = 150.

Las características metálicas de los materiales son:

Acero Patinable según norma ASTM A588: $f_y = 345$ Mpa, $f_u = 480$ MPa.

Hormigón de la losa de tablero, tipo C-30: $f'_c = 30$ MPa.

4.2. Cálculo de solicitaciones

El cálculo de solicitaciones en el tablero del puente, para todos los estados de carga considerados en el proyecto ejecutivo, se realizó con un modelo numérico global de la

estructura, que represente todos sus componentes estructurales, apoyos de neopreno, interacción suelo-estructura en los pilotes y base de apoyo.

En la Figura 4.2 se muestra el modelo numérico global utilizado para el cálculo de solicitaciones en el tablero del puente.

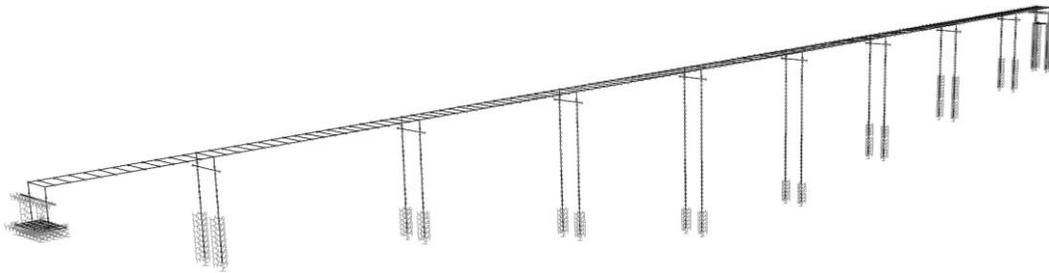


Figura 4-2. Modelo Numérico Global del Puente sobre el Río Negro
Fuente: Proyecto Puente sobre Río Negro. INGROUP oficina de proyecto (2020)

4.3. Verificación de la sección compuesta a momento flector positivo

En este apartado se presenta y describen los pasos de verificación de resistencia en Estado Límite Último de una sección metálica de alma llena compuesta, sometida a momento flector positivo (tracción en la fibra inferior) de acuerdo al Capítulo 6 de la Norma AASTHO LRFD Desing Bridge. La secuencia de pasos, controles y verificaciones de muestra en el diagrama de flujo de la Figura 4.3 y 4.4.

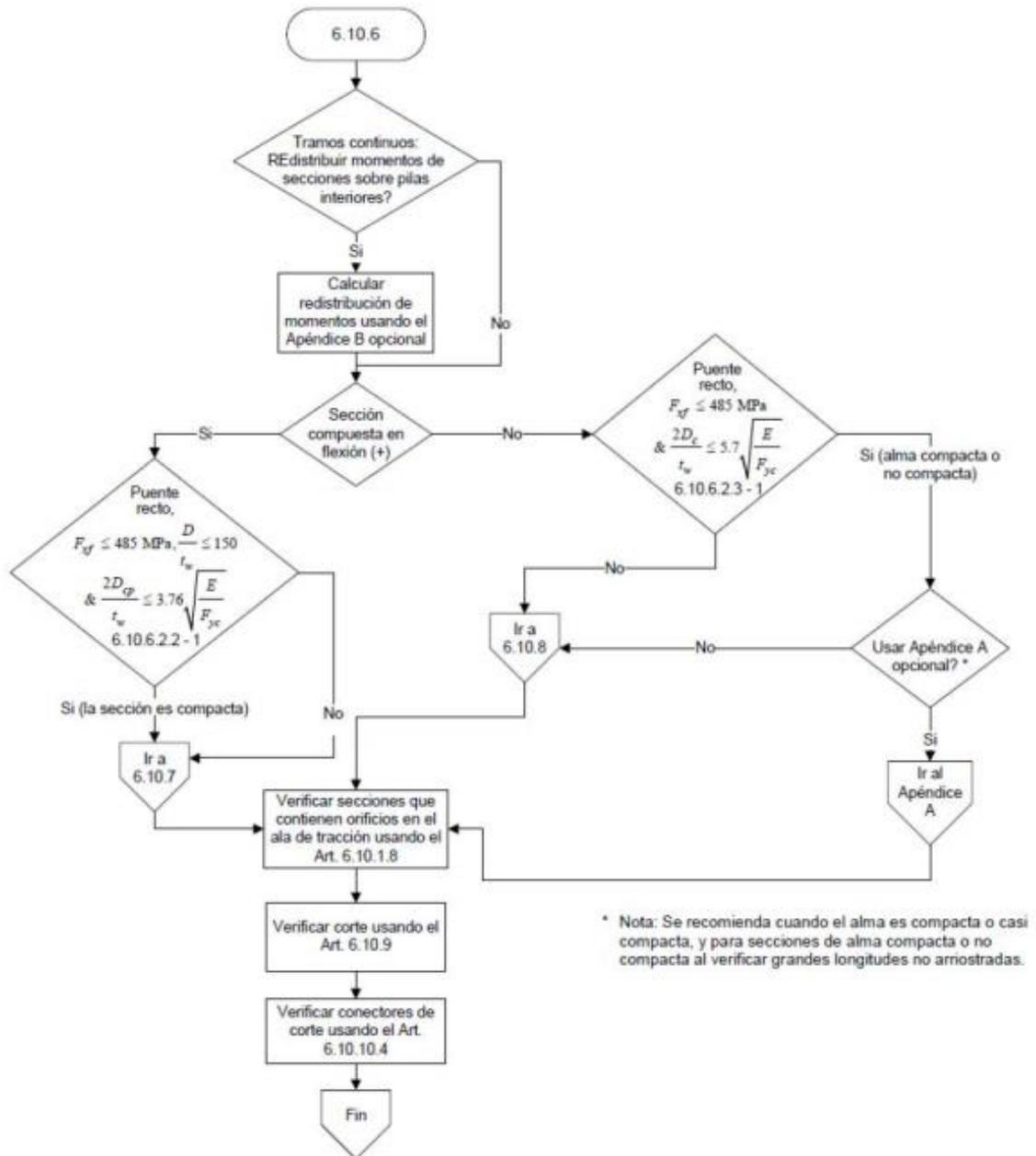


Figura 4-3. Diagrama de Flujo para el Estado Límite de Resistencia a Flexión . Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

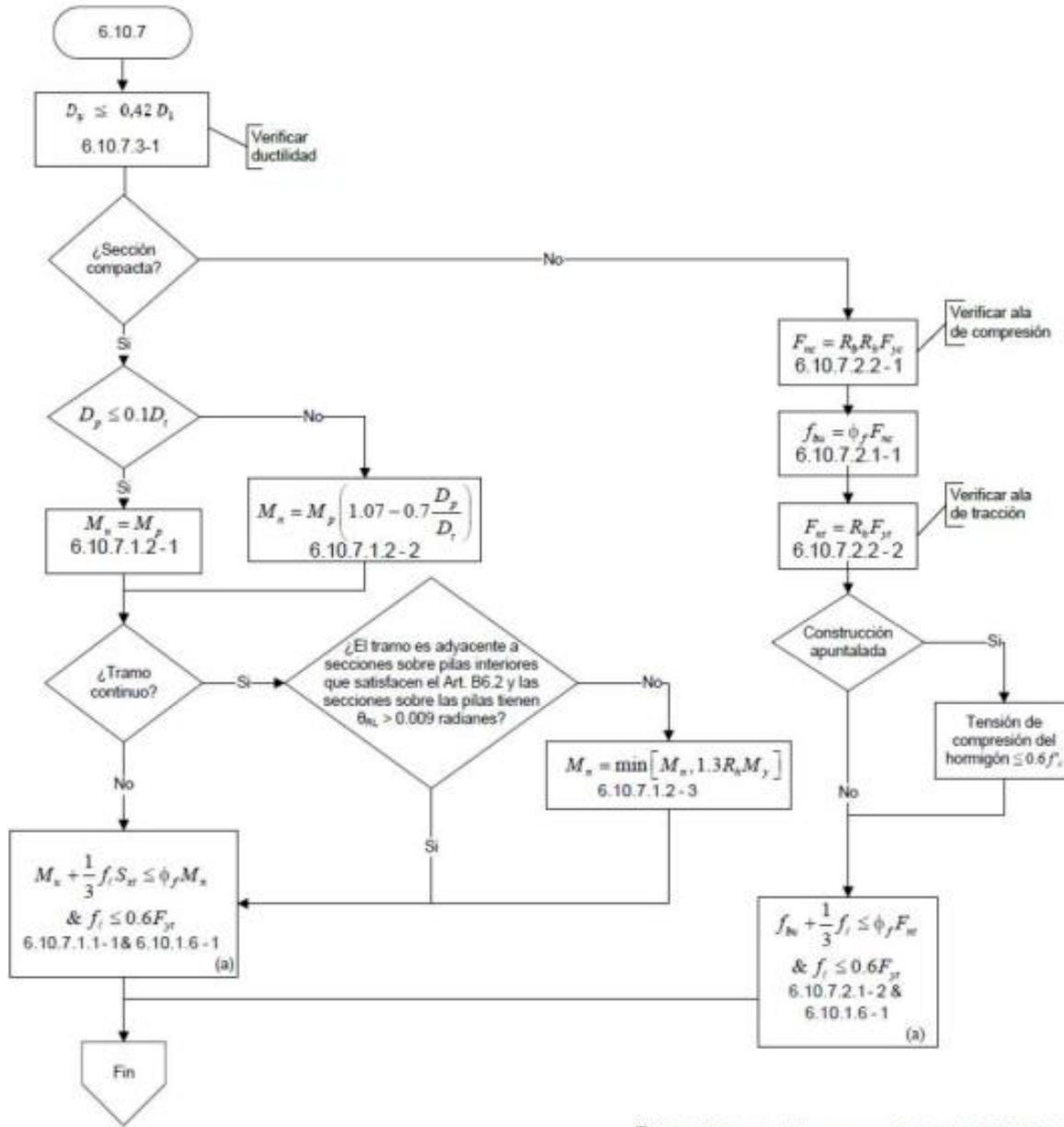


Figura 4-4. Diagrama de flujo para secciones compuestas en flexión positiva
Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

Todos los miembros de una sección de alma llena de sección doble te solicitados a flexión se deberán diseñar de manera que satisfagan, como mínimo:

- Los límites aplicables a las dimensiones de la sección transversal especificadas en el artículo 6.10.2;

Las almas sin rigidizadores longitudinales se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{tw} \leq 150 \quad (6.10.2.1.1-1)$$

Las almas con rigidizadores longitudinales se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{tw} \leq 300 \quad (6.10.2.1.2-1)$$

- Los requisitos sobre constructibilidad especificados en el artículo 6.10.3 no permite que los miembros portantes principales alcancen la fluencia nominal.
- Los requisitos sobre estados límite de resistencia especificados en el artículo 6.10.6.

Las secciones compuestas que satisfacen los siguientes requisitos, especificados en el artículo 6.10.6.2.2, deberán ser clasificadas como secciones compuestas compactas.

- Sección compuesta en puente recto
- La resistencia mínima especificada a la fluencia de las aletas no sea mayor que 485 MPa

$$F_x f \leq 485 \text{ MPa}$$

- La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:

$$\frac{2 D_{cp}}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.6.2.2-1)$$

Donde:

D_{cp} = profundidad del alma en compresión para el momento plástico.

Se permite para estas secciones que la resistencia nominal a flexión de las secciones compuestas sea mayor que el momento en primera fluencia.

Para el caso de las secciones **no compactas**, el ala en compresión deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$f_{bu} \leq \phi f F_{nc} \quad (6.10.7.2.1-1)$$

Dónde:

ϕf = Factor de resistencia para flexión

f_{bu} = Máximo valor del esfuerzo de compresión a lo largo de la longitud no arriostrada para la aleta considerada, calculado sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta (MPa).

F_{nc} = Resistencia nominal a la flexión de la aleta en tracción.

Y el ala en tracción deberá satisfacer:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} fl \leq \phi f F_{nt} \quad (6.10.7.2.1-2)$$

$$Y fl \leq 0,6 F_{yt} \quad (6.10.1.6-1)$$

Los valores de los esfuerzos de flexión lateral de segundo orden en el ala en compresión se pueden determinar amplificando los valores de primer orden de la siguiente manera:

$$fl = \left(\frac{0,85}{1 - \frac{f_{bu}}{F_{cr}}} \right) fl1 \quad (6.10.1.6-4)$$

Dónde:

fl = Esfuerzo de flexión lateral en la aleta determinada.

F_{nt} = Resistencia nominal a la flexión de la aleta en tensión

Luego, la resistencia nominal a la flexión de la aleta en compresión se deberá tomar como:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.7.2.2-1)$$

Dónde:

R_b = Factor de redistribución de las cargas en el alma

R_h = factor de hibridez

La resistencia nominal a la flexión de la aleta en tensión se deberá tomar como:

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (6.10.7.2.2-2)$$

El estado Limite de Resistencia de la **sección compuesta compacta** solicitada a flexión positiva deberá satisfacer:

$$M_u + \frac{1}{3} fl S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (6.10.7.1.1-1)$$

Dónde:

Φ_f = Factor de resistencia para flexión

fl = esfuerzo de flexión lateral del ala de segundo orden

M_n = resistencia nominal de una sección a la flexión

M_u = momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal

S_{xt} = modulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para el ala en tracción

El requisito presentado es una ecuación de interacción en la que se considera la influencia de la flexión lateral dentro del ala traccionada, representada por el esfuerzo de flexión lateral fl , combinado con el momento flector respecto al eje de mayor M_u .

El termino M_n del lado derecho es la resistencia nominal a la flexión, este depende de la relación:

$$D_p \leq 0,1 D_t$$

Si se cumple, entonces:

$$M_n = M_p \quad (6.10.7.1.2-1)$$

En caso contrario:

$$M_n = M_p \left(1,07 - 0,7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (6.10.7.1.2-2)$$

Dónde:

D_p = distancia desde el nivel superior de la losa de hormigón al eje neutro de la sección compuesta para el momento plástico (mm)

D_t = es la profundidad total de la sección compuesta (mm)

M_p = Momento plástico de la sección compuesta.

Esta ecuación agrega un margen de seguridad adicional a la resistencia nominal a la flexión cuando la profundidad del eje neutro plástico está por debajo de la cara superior del tablero, D_p , sea mayor que un cierto valor. Este margen pretende proteger a la losa de hormigón contra el aplastamiento prematuro, asegurando una adecuada ductilidad de la sección compuesta.

El momento plástico, M_p , se deberá calcular como el momento de las fuerzas plásticas respecto del eje neutro plástico. La posición del eje neutro plástico se deberá determinar con base en la condición de equilibrio que establece que la fuerza axial neta debe ser nula. Entonces el momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva se determina de la siguiente manera:

- 1) Calcular las fuerzas en cada uno de los elementos y usarlas para determinar si el eje neutro plástico se encuentra en el alma, la aleta superior o la losa;
- 2) Calcular la ubicación del eje neutro plástico dentro del elemento determinado en el primer paso, y
- 3) Calcular el momento plástico de la sección compuesta M_p , con la Tabla 4.1.

| Caso | ENP | Condición | \bar{Y} y M_p |
|------|---|---|---|
| I | En el Alma | $P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_n$ | $\bar{Y} = \left(\frac{D}{2} \right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_n - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_s d_s]$ |
| II | En la Aleta Superior | $P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_n$ | $\bar{Y} = \left(\frac{t_s}{2} \right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_n - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_s} \left[\bar{Y}^2 + (t_s - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_s d_s]$ |
| III | En el Tablero de Concreto, Por debajo de P_{rb} | $P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s} \right) P_s + P_{rb} + P_n$ | $\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_c + P_w + P_t - P_n - P_{rb}}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$ |
| IV | En el Tablero de Concreto, en P_{rb} | $P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s} \right) P_s + P_n$ | $\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_n d_n + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$ |
| V | En el Tablero de Concreto, Arriba de P_{rb} Por debajo de P_n | $P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_n}{t_s} \right) P_s + P_n$ | $\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_n}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$ |
| VI | En el Tablero de Concreto, en P_n | $P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_n \geq \left(\frac{c_n}{t_s} \right) P_s$ | $\bar{Y} = c_n$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$ |
| VII | En el Tablero de Concreto, Arriba de P_n | $P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_n < \left(\frac{c_n}{t_s} \right) P_s$ | $\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_n}{P_s} \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$ |

Tabla 4-1 *Calculo de Y y Mp para secciones en flexión positiva*

Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

El momento plástico de una sección no compuesta se puede calcular eliminando los términos correspondientes a la losa de concreto y el refuerzo longitudinal.

Se considera, además, para la resistencia nominal de la sección, si la luz es continua, en este caso la resistencia nominal se calcula:

$$M_n = 1,3 R_h M_y \quad (6.10.7.1.2-3)$$

Dónde:

M_n = es la resistencia nominal de una sección a la flexión

M_y = es el momento de fluencia

R_h = es un factor de hibridez.

Finalmente, se realiza una verificación de ductilidad, las secciones compactas y no compactas deberán satisfacer el requisito de ductilidad de la sección 6.10.7.3:

$$D_p \leq 0,42 D_t \quad (6.10.7.3-1)$$

Dónde:

D_p = Distancia desde el nivel superior de la losa de Hormigón al eje neutro de la sección compuesta para el momento plástico (mm)

D_t = profundidad total de la sección compuesta (mm)

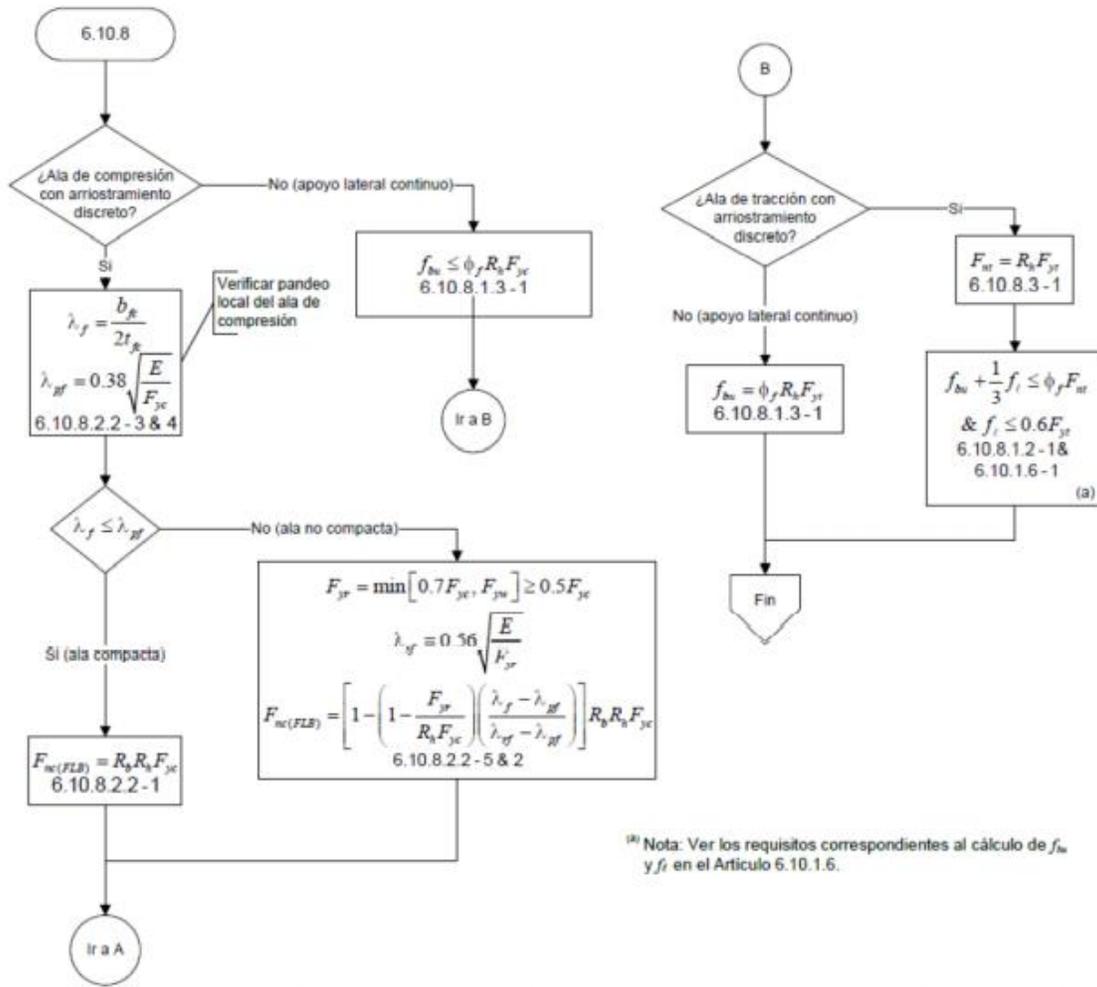
Este último requisito pretende proteger a la losa de hormigón de una rotura por aplastamiento por compresión.

Un ejemplo práctico de la verificación de la sección metálica de alma llena compuesta sometida a máxima flexión positiva para el proyecto del Tablero del Puente sobre el Río Negro, en Picada de Oribe, se presenta en el Anexo 2 del presente informe.

4.4. Verificación de la sección compuesta a momento flector negativo

La resistencia de una sección metálica compuesta sometida a momento flector negativo deberá satisfacer los requisitos establecidos en la sección 6.10.8 de la AASHTO LRFD Desing Bridge.

A continuación, se presenta y describen los pasos de verificación de resistencia en Estado Límite Último de una sección metálica de alma llena compuesta, sometida a momento flector negativo (tracción en la fibra superior) de acuerdo al Capítulo 6 de la Norma AASTHO LRFD Desing Bridge. La secuencia de pasos, controles y verificaciones de muestran en los diagramas de flujo generales de la Figura 4.5 y 4.6 que parten de la Figura 4-3.



¹⁸⁾ Nota: Ver los requisitos correspondientes al cálculo de f_{bu} y f_t en el Artículo 6.10.1.6.

Figura 4-5. Diagrama de flujo para secciones compuestas en flexión negativa
Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

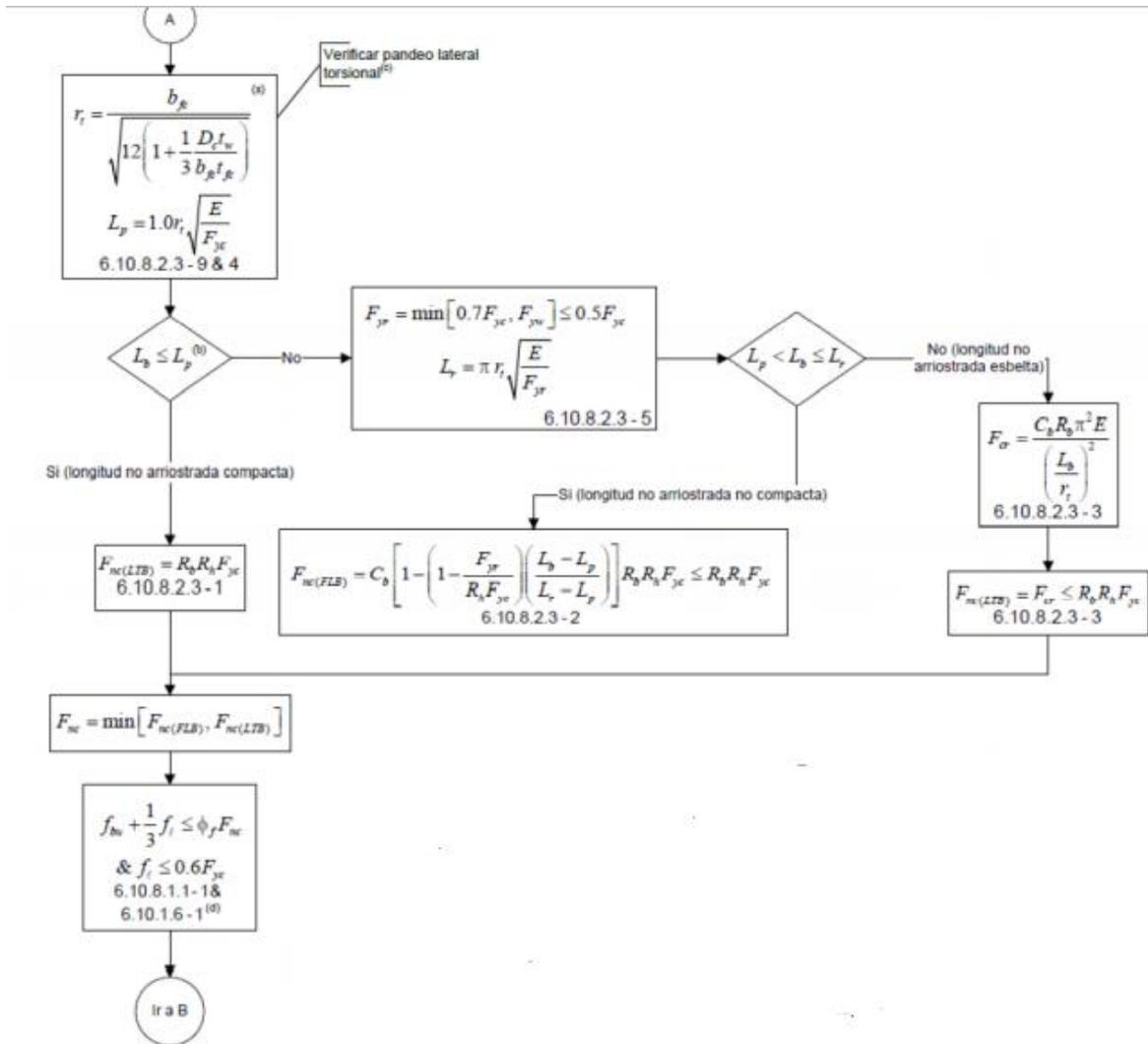


Figura 4-6. Continuation del diagrama de flujo de secciones compuesta en flexión negativa con ala compacta

Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

En la verificación estructural, se distingue entre alas en compresión y tracción con arriostramiento discreto o continuo debido a que para las alas con arriostramiento continuo no es necesario considerar la flexión lateral de las aletas. Al realizar estas verificaciones los esfuerzos f_{bu} y f_l se deben determinar de acuerdo con los procedimientos especificados en el Artículo 6.10.1.6.

Se realiza el proceso de cálculo según lo especificado en el artículo 6.10.8.

En el caso de alas en compresión con arrojamiento discreto, en primera medida se deben definir los límites de esbeltez:

Para un ala compacta:

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.8.2.2-4)$$

Mientras que el límite de esbeltez para un ala no compacta:

$$\lambda_{rf} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (6.10.8.2.2-5)$$

Se calcula la relación de esbeltez del ala:

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} \quad (6.10.8.2.2-3)$$

Se comparan estos dos valores para determinar la resistencia al pandeo local en el ala a compresión.

Si: $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, entonces:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.8.2.2-1)$$

En el caso contrario:

$$F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc}$$

Dónde:

F_{yr} = Esfuerzo en el ala en compresión al inicio de la fluencia nominal en la sección transversal, incluyendo los efectos de esfuerzos residuales, pero sin incluir la flexión lateral de la aleta en compresión, tomado como el menor valor entre $0,7 F_{yr}$ y F_{yw} , pero no menor que $0,5 F_{yc}$.

R_b = Factor de redistribución de las cargas del alma

R_h = Factor de hibridez.

En el gráfico de la Figura 4-7 se observa que el “Punto de anclaje 1” ubicado en λ_{pf} para el pandeo local del ala, PLA, corresponde al desarrollo de la máxima resistencia potencial a flexión, indicada como F_{max} . El “Punto de anclaje 2” para una esbeltez de λ_{rf} para la cual la resistencia se toma como $R_b F_{yr}$.



Figura 4-7. Forma básica de todas las ecuaciones para determinar la resistencia a flexión de las alas en compresión de las secciones I

Fuente: Sección C6.10.8.2.1-1 AASHTO LRFD Desing Bridge (2017)

Luego se verifica la resistencia al pandeo lateral torsional, para eso es necesario determinar la longitud no arriostrada limite L_p y L_r .

La longitud no arriostrada límite, L_p , para alcanzar la resistencia nominal a flexión $F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$ bajo flexión uniforme, se calcula como:

$$L_p = 1,0 r_i \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

La longitud no arriostrada limite, L_r , para la cual se alcanza el inicio de la fluencia nominal en cualquiera de las alas bajo flexión uniforme, considerando los efectos de los esfuerzos residuales en la aleta en compresión, se calcula como:

$$L_r = \pi r_i \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$

Dónde

r_i = radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional, se obtiene:

$$r_i = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (6.10.8.2.3-9)$$

D_c = profundidad del alma en compresión en el rango elástico (mm)

Se realiza la comparación entre las longitudes límites y la longitud no arriostrada, L_b .

Si $L_b \leq L_p$, entonces:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.8.2.3-1)$$

Si $L_p \leq L_b \leq L_r$,

$$F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.8.2.3-2)$$

Por último, si $L_b \geq L_r$, entonces:

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.8.2.3-3)$$

Dónde:

C_b = es el factor de modificación por gradiente de momentos, las formulas son deducidas para una viga cargada con un momento flector uniforme, de modo que, si el diagrama no es uniforme, C_b toma valores mayores que 1.

- Para voladizos no arriostrados y para miembros en los cuales $\frac{f_{med}}{f_2} > 1$ o $f_2 = 0$ el valor de $C_b = 1$ (6.10.8.2.3-6).
- Para los demás casos:

$$C_b = 1,75 - 1,05 \left(\frac{f_1}{f_2} \right) + 0,3 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2,3 \quad (6.10.8.2.3-7).$$

f_{med} = esfuerzo debido a las cargas mayoradas en el punto medio de la longitud no arriostrada para el ala en consideración, calculado a partir del valor de la envolvente de momentos que produce en este punto la máxima compresión, o la menor tensión si nunca ocurre la compresión, y sin tener en cuenta la flexión lateral de la aleta; (MPa). f_{med} se deberá calcular considerando las cargas mayoradas y se deberá tomar como positivo para compresión y negativo para tensión.

f_1 = esfuerzo en el extremo de una longitud arriostrada.

f_2 = máximo esfuerzo de compresión debido a las cargas mayoradas en cualquiera de los extremos de una longitud no arriostrada, calculado a partir del valor crítico de la envolvente de momentos y sin tener en cuenta la flexión lateral; el valor de f_2 es siempre positivo, excepto cuando el esfuerzo es nulo o de tracción en ambos extremos de la longitud no arriostrada, en cuyo caso f_2 se toma igual a cero (MPa)

Para estos casos, es decir, para las alas con arrostramiento discreto solicitadas a compresión, se deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$f_{bu} + \frac{1}{3} fl \leq \phi f F_{nc} \quad (6.10.8.1.1-1)$$

Dónde:

ϕf = Factor de resistencia para flexión

f_{bu} = Esfuerzo en el ala (MPa)

fl = esfuerzo de flexión lateral en el ala (MPa)

F_{nc} = Resistencia nominal a la flexión del ala (MPa).

Un ejemplo práctico de la verificación de la sección metálica de alma llena compuesta sometida a máxima flexión negativa para el proyecto del Tablero del Puente sobre el Río Negro, en Picada de Oribe, se presenta en el Anexo 3 del presente informe.

4.5. Verificación al corte

La resistencia de una sección metálica compuesta sometida a esfuerzos de corte deberá satisfacer los requisitos establecidos en la sección 6.10.9 de la AASHTO LRFD Desing Bridge, donde se indican los requisitos de Estado Limite de Resistencia al corte que deben cumplir las chapas o paneles del alma de la viga.

A continuación, se presenta y describen los pasos de verificación de resistencia en Estado Límite Último de una sección metálica de alma llena compuesta, sometida a esfuerzo de corte, de acuerdo al Capítulo 6 de la Norma AASTHO LRFD Desing Bridge, donde se aprecia que la resistencia nominal al corte está influenciada por la presencia de rigidizadores y la esbeltez del alma. La secuencia de pasos, controles y verificaciones de muestran en el diagrama de flujo general de la Figura 4.9.

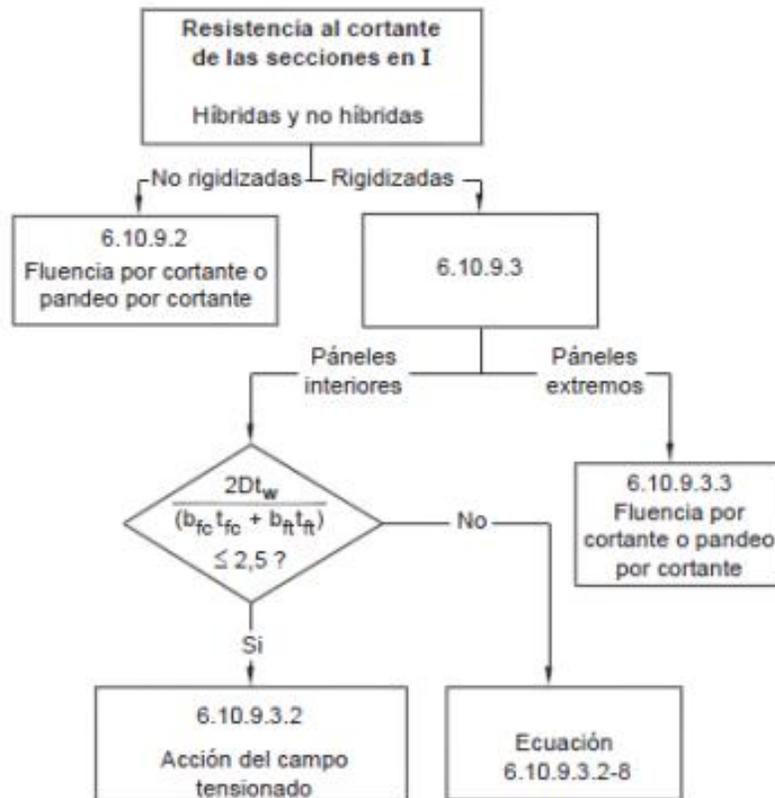


Figura 4-8. Diagrama de flujo para el diseño al cortante de las secciones I
Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

Se deberá cumplir la siguiente ecuación tanto para las secciones sin rigidizadores, las secciones con solo rigidizadores transversales y secciones que tienen rigidizadores transversales y longitudinales:

$$Vu \leq \phi v Vn \quad (6.10.9.1-1)$$

Dónde:

ϕv = Es el factor de resistencia para cortante

Vn = Resistencia nominal al cortante

Vu = Fuerza cortante debida a las cargas mayoradas en el alma de la sección consideradas.

Se analiza la resistencia nominal al cortante de las **almas no rigidizadas**, este valor se toma:

$$Vn = Vcr = C Vp \quad (6.10.9.2-1)$$

Dónde:

$$Vp = 0,58 F_{yw} D t_w \quad (6.10.9.2-2)$$

C = Relación entre la resistencia a pandeo por cortante y la resistencia mínima especificada por cortante.

Vcr = Resistencia al pandeo por cortante

Vn = Resistencia nominal al cortante

Vp = Fuerza cortante plástica

Mientras que para las **almas rigidizadas** transversalmente o longitudinalmente, la resistencia al cortante de la totalidad del panel se toma igual a la sumatoria de la resistencia al cortante de los subpaneles.

La resistencia nominal al cortante de un **panel interior** del alma y en el cual la sección a lo largo de la totalidad del panel está dimensionada de manera que se cumpla:

$$\frac{2 D t_w}{(b_{fc} t_{fc} + b_{ft} t_{ft})} \leq 2,5 \quad (6.10.9.3.2-1)$$

Se deberá tomar como:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0,87 (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right]$$

Dónde:

$$V_p = 0,58 F_{yw} D t_w \quad (6.10.9.3.2-3)$$

d_0 = espaciamiento entre rigidizadores transversales

Los paneles interiores que satisfacen la ecuación 6.10.9.3.2-1 son capaces de desarrollar resistencia al cortante postpandeo debido a la acción del campo traccionado. La expresión resultante se indica en la ecuación 6.10.9.3.2-2 dónde el primer término dentro del paréntesis se relaciona ya sea con la fuerza de fluencia por cortante o de pandeo por cortante y el segundo término se relaciona con la fuerza del campo traccionado posterior al pandeo.

En función de la esbeltez del alma existen tres zonas:

- Zona plástica: donde se alcanza la plastificación del alma.
- Zona inelástica: la placa pandea sin alcanzar la fluencia, pero la tensión crítica de pandeo supera la proporcionalidad y el modulo E no es constante.
- Zona elástica: la placa pandea y la tensión crítica se encuentra por debajo de la de proporcionalidad por lo que se encuentra en régimen elástica.

La relación C se deberá determinar cómo se especifica a continuación:

- Si $\frac{D}{t_w} \leq 1,12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$, entonces:
 $C=1,0 \quad (6.10.9.3.2-4)$
- Si $1,12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1,40 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$, entonces:

$$C = \frac{1,12}{\frac{D}{tw}} \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \quad (6.10.9.3.2-5)$$

- Si $\frac{D}{tw} \geq 1,40 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$, entonces:

$$C = \frac{1,57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} \left(\frac{E k}{F_{yw}}\right) \quad (6.10.9.3.2-6)$$

En donde k es el coeficiente de pandeo por cortante

$$k = 5 + \frac{5}{(d_0/D)^2} \quad (6.10.9.3.2-7)$$

Si no se satisface la ecuación 6.10.9.3.2-1, el área total de las alas dentro del panel es pequeña en relación con el área del alma y generalmente no es posible que se desarrolle la totalidad de la resistencia postpandeo. La resistencia nominal al cortante se deberá tomar de la siguiente manera:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2 + \frac{d_0}{D}}} \right] \quad (6.10.9.3.2-8)$$

La resistencia nominal al cortante de un **panel extremo** del alma se deberá tomar como:

$$V_n = V_{cr} = C V_p \quad (6.10.9.3.3-1)$$

Dónde:

$$V_p = 0,58 F_{yw} D t_w \quad (6.10.9.3.3-2)$$

C = Relación entre la resistencia a pandeo por cortante y la resistencia mínima especificada por cortante.

V_{cr} = Resistencia al pandeo por cortante

V_n = Resistencia nominal al cortante

V_p = Fuerza cortante plástica

Un ejemplo práctico de la verificación de las secciones de alma llena compuesta sometida a esfuerzo de corte para el proyecto del Tablero del Puente sobre el Río Negro, en Picada de Oribe, se presenta en el Anexo 4 del presente informe.

Capítulo 5

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En este capítulo se destacan los aspectos principales que surgen del estudio, análisis y evaluación del comportamiento estructural de secciones metálicas de alma llena de doble acción mixta, y de las tareas, procedimientos y verificaciones estructurales que se realizaron durante el diseño preliminar y final del tablero del Puente sobre el Río Negro, en Picada de Oribe, República del Uruguay, que forman parte del presente informe técnico.

En primer lugar, en relación a la respuesta estructural de una sección metálica de doble acción mixta, se ha podido reconocer la aptitud y eficiencia estructural que surge de la interacción de dos materiales, aprovechando las ventajas resistentes de cada uno, en particular, la resistencia del acero a tracción y la resistencia del hormigón a compresión. Asimismo, a través del estudio de numerosos casos de aplicación, fue posible exponer las principales ventajas y desventajas de la combinación del acero con el hormigón para la realización de tableros de puentes mixtos.

Otro aspecto importante a mencionar, es el estudio de la modificación de la respuesta estructural de una sección armada con chapas delgadas mediante la utilización de rigidizadores, tanto longitudinales como transversales. En general, las vigas de alma llena presentan almas delgadas que se refuerzan con rigidizadores longitudinales y transversales para aumentar la resistencia a flexión y al corte, y también proporcionan una mejor resistencia al pandeo local. A lo largo de varios estudios se ha demostrado que la resistencia final al pandeo local depende en gran medida del tamaño, posición y forma de los rigidizadores, y que también es posible mediante el uso conveniente de rigidizadores longitudinales y transversales que la sección funcione en forma “compacta” logrando la mayor eficiencia del material de acero utilizado.

En lo que refiere a las actividades desarrolladas para evaluar y dimensionar el tablero metálico de doble acción mixta del puente en estudio, se destaca en primer lugar la importancia que reviste el diseño conceptual y el diseño básico o preliminar en la definición de las posibles soluciones estructurales para el tablero del puente, que deben cumplir con una serie de requisitos, tanto desde el punto de vista de resistencia como de funcionamiento en servicio, en particular, el cumplimiento de una determinada esbeltez que satisfaga con

los criterios de deformación de la estructura de tablero y unos determinados espesores y dimensiones mínimas de los componentes de la sección indicados como valores límites por el Reglamento. En segundo lugar, se ha descrito en forma detallada los pasos y secuencias para la verificación de resistencia en Estado Límite Último según el Reglamento ASSHTO LRFD Design Bridge, con la ayuda de diagramas de flujo que muestran en forma sintética la secuencia de cálculo y verificaciones conforme al reglamento de aplicación.

Luego, a través de la aplicación práctica del procedimiento de verificación estructural en Estado Límite Último de la sección metálica de alma llena mixta correspondiente al tablero del puente en estudio, para un caso de máxima flexión positiva, máxima flexión negativa y verificación de resistencia a esfuerzos de corte, fue posible realizar un aprendizaje y ejercitación sobre el diseño final de estructuras metálicas mixtas para tableros de puentes.

A título personal, el autor reconoce la relevancia de interactuar con un equipo de trabajo de proyectistas experimentados en el diseño de puentes, que le ha permitido realizar un estudio y participación en el proyecto de un tablero de puente carretero de singular importancia para la república del Uruguay y los países de la región, utilizando una metodología de diseño reconocida internacionalmente, superando ampliamente los objetivos personales planteados al inicio de la práctica.

Otro aspecto a destacar es el aprendizaje continuo que se ha podido lograr al tomar contacto y al observar los distintos pasos y tareas que involucran al profesional proyectista. En particular, se ha notado una permanente retroalimentación e innumerables readecuaciones de las soluciones planteadas, con el objetivo de satisfacer los requerimientos exigidos por el cliente o repartición pública y, a la vez, dotar a las soluciones planteadas de eficiencia estructural y optimización desde el punto de vista técnico, constructivo y económico.

Finalmente, se reconocen los nuevos conocimientos adquiridos durante el ejercicio de la práctica en materia de estudio y análisis de antecedentes y normas y reglamentos de aplicación, evaluación de la respuesta estructural de tableros de puente de sección metálica de doble acción mixta, desarrollo de las verificaciones estructurales conforme a los requerimientos de la normativa, y todo tipo de aprendizaje incorporado durante el desarrollo de las actividades y tareas programadas en la práctica supervisada.

ANEXO 1.

Factores de resistencia

| Factores de Resistencia | | | |
|--|--------|---|--------|
| | Φ | | Φ |
| Para flexión | 1.00 | Para arrugamiento del alma | 0.80 |
| Para corte | 1.00 | Para el metal de soldadura en soldaduras de penetración completa: | |
| Para compresión axial (elementos de acero) | 0.95 | Corte sobre el área efectiva | 0.85 |
| Para compresión axial (elementos compuestos) | 0.90 | Tensión o compresión normal al área efectiva | 0.85 |
| Para tensión, fractura en la sección neta | 0.80 | Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura | 0.85 |
| Para tensión, fluencia en la sección bruta | 0.95 | Para el metal de soldadura en soldaduras de penetración parcial: | 0.80 |
| Para aplastamiento sobre pasadores en orificios escariados o perforados o sobre superficies cepilladas | 1.00 | Corte paralelo al eje de la soldadura | 0.80 |
| Para pernos en aplastamiento sobre el material | 0.80 | Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura | 0.80 |
| Para conectores de cortante | 0.85 | Compresión normal al área efectiva | 0.80 |
| Para pernos A 325 y A 490 a tensión | 0.80 | Tensión normal al área efectiva | 0.80 |
| Para pernos A 307 a tensión | 0.80 | Para el metal de soldadura en soldaduras filete: | 0.80 |
| Para pernos F 1554 a tensión | 0.80 | Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura | 0.80 |

| Factores de Resistencia | | | |
|--|--------|--|--------|
| | Φ | | Φ |
| Para pernos A 307 a cortante | 0.75 | Cortante en la garganta del metal de soldadura | 0.80 |
| Para pernos F 1554 a cortante | 0.75 | Para la resistencia durante el hincado de pilotes | 1.00 |
| Para pernos A 325 y A 490 a cortante | 0.80 | Pilotes en compresión y sujeto a daño por condiciones de hincado severa | 0.50 |
| Para desgarramiento en bloque | 0.80 | Pilotes de sección H | 0.50 |
| Para rotura a cortante en un elemento de conexión | 0.80 | Pilotes de sección tubular | 0.60 |
| Para compresión en una placa de unión de armadura | 0.75 | Para la resistencia axial de pilotes en compresión cuando las condiciones de hincado son buenas y no es necesario utilizar una punta de perforación: | |
| Para placas de unión en empalmes de cuerdas de una armadura | 0.65 | Pilotes de seccion H | 0.60 |
| Para fluencia a cortante en una placa de unión de una armadura | 0.80 | Pilotes de tubería circular | 0.70 |
| Resistencia a flexion | 1.00 | Para resistencia a carga axial y de flexión combinadas en pilotes no dañados: | |
| Para conectores de cortante en tensión | 0.75 | Resistencia axial para pilotes de sección H | 0.70 |

Tabla Anexo 1-1 Factores de resistencia para cada estado último de resistencia

Fuente: Elaboración propia (2020)

ANEXO 2.

Aplicación práctica de verificación de resistencia de la sección metálica compuesta sometida a máximo momento flector positivo

A los fines de explicar el diseño realizado en la sección compuesta para momento flector positivo, se incluye un diagrama de flujo resaltándose las diferentes tomas de decisión que se fueron realizando para alcanzar la verificación estructural en Estado Límite Último de acuerdo al Capítulo 6 del Reglamento AASHTO LRFD Design Bridge.

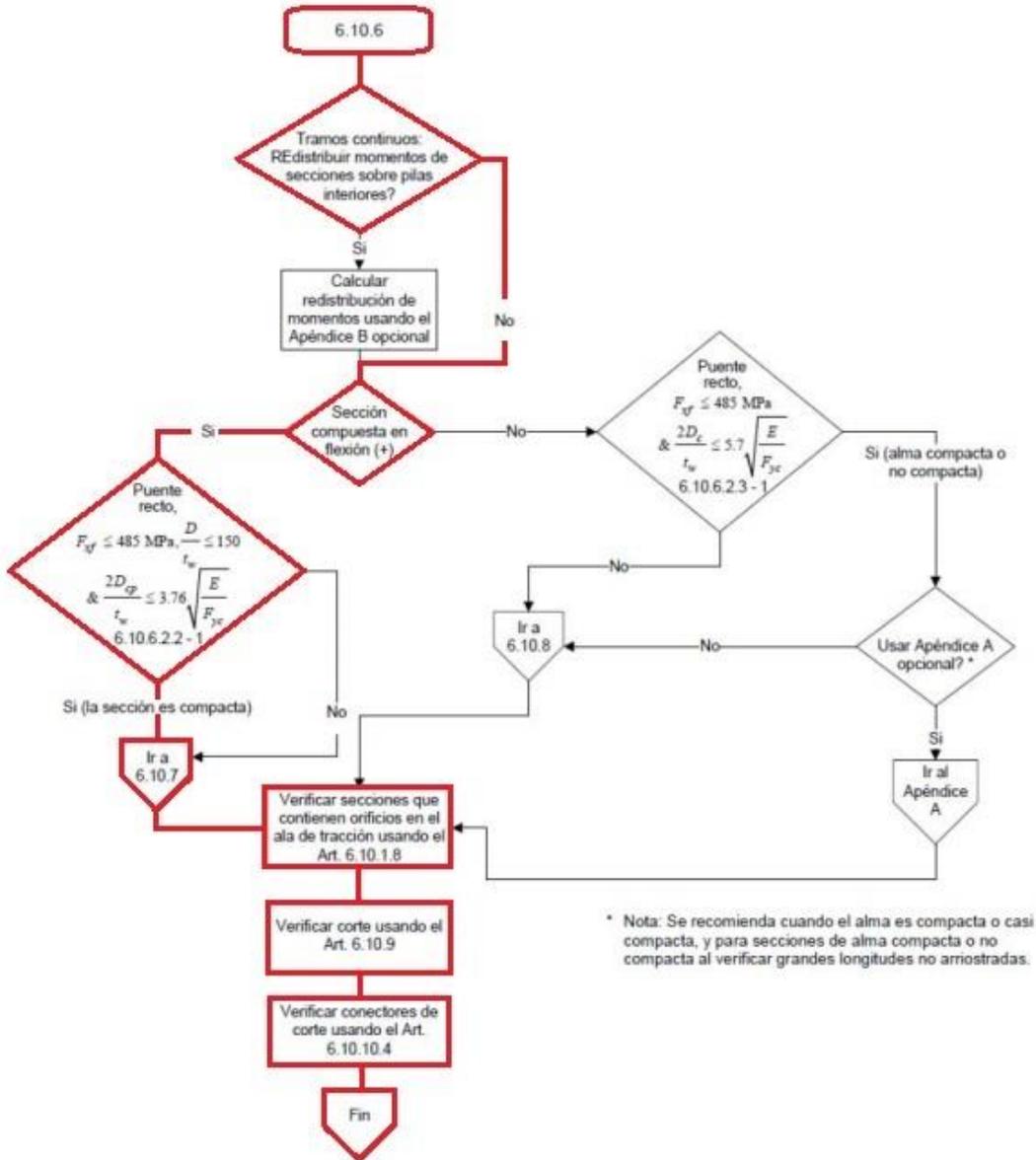


Figura Anexo 2-1 Diagrama de flujo para el estado límite de resistencia a flexión positiva
Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

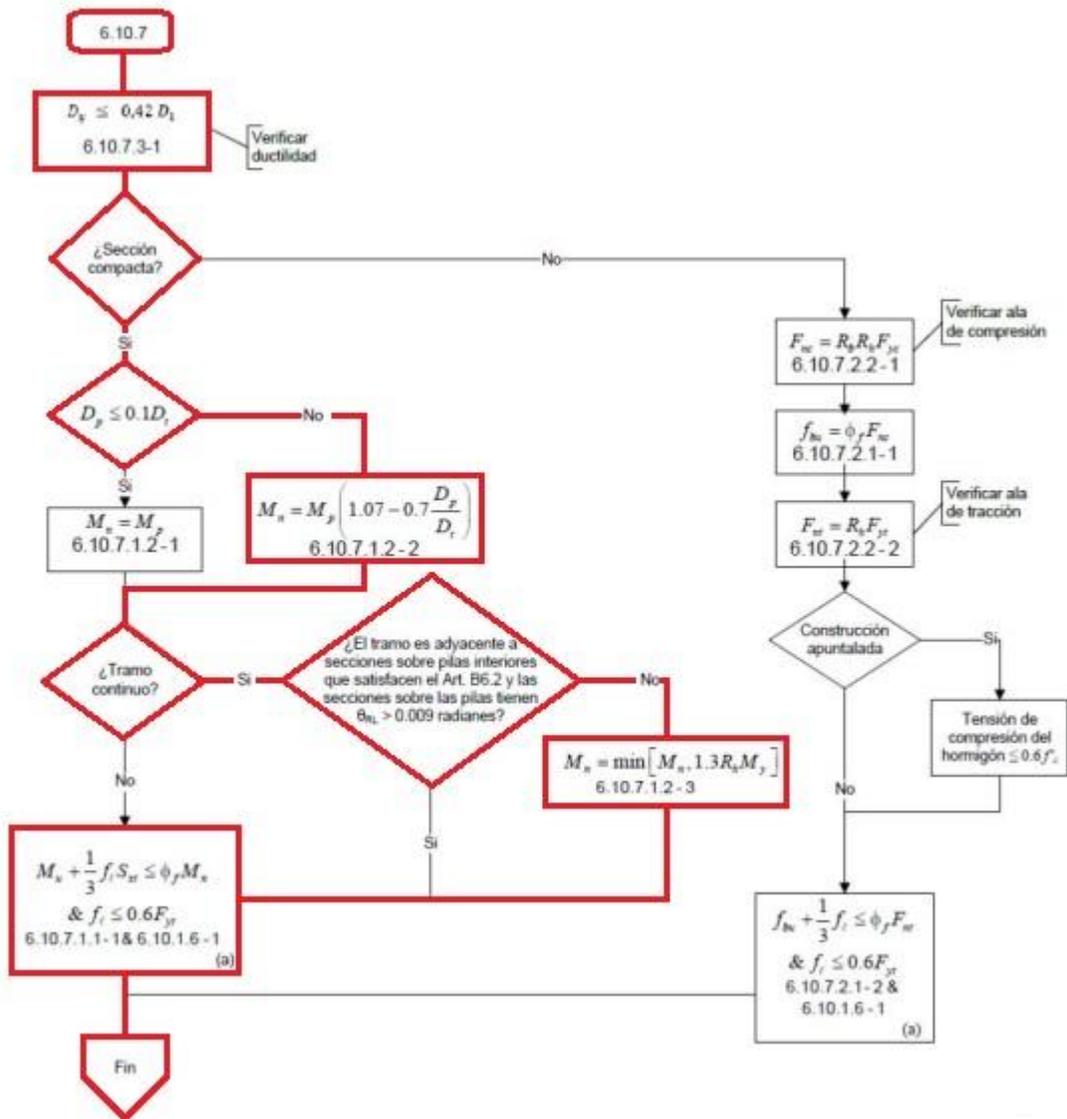


Figura Anexo 2-2 Diagrama de flujo para el estado límite de resistencia a flexión positiva
Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

La sección del tablero que se realiza la aplicación práctica corresponde al centro del tramo que esta solicitada a máxima flexión positiva, cuyas características geométricas y mecánicas se presentan a continuación.

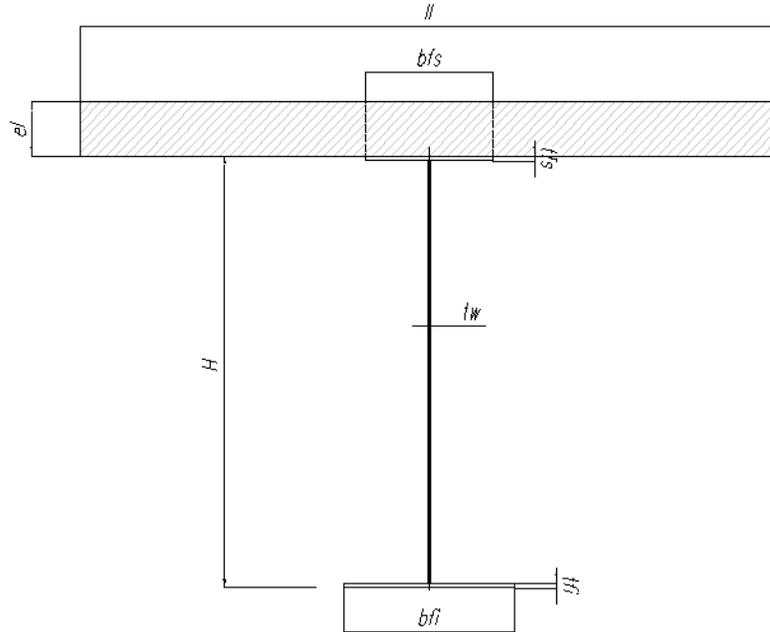


Figura Anexo 2-3 Sección analizada para la flexión positiva
Fuente: Elaboración propia (2020)

| Losas de hormigón | |
|-------------------|--------|
| el | 0,25 m |
| ll | 3,30 m |

| Alma | |
|------|---------|
| H | 2000 mm |
| tw | 12,7 mm |

| Ala superior | |
|--------------|--------|
| bfs | 600 mm |
| tfs | 19 mm |

| Ala inferior | |
|--------------|--------|
| bfi | 800 mm |
| tfi | 50 mm |

Las secciones compuestas compactas en puentes rectos deben satisfacer los siguientes requisitos:

- La resistencia mínima especificada a la fluencia de las alas no sea mayor que 485 MPa

$$F_{xf} \leq 485 \text{ MPa}$$

Tensión de fluencia de las alas: 345 MPa < 485 MPa

- Las almas con rigidizadores se deberán dimensionar de manera que:

$$\frac{D}{tw} \leq 300$$

Adoptando una profundidad del alma de 1956 [mm] y un espesor 12,7 [mm] del alma:

$$\frac{1956 [mm]}{12,7 [mm]} = 154,01 < 300$$

Esta ecuación representa un límite superior para la esbeltez de las almas sin rigidizadores longitudinales, expresado en términos de profundidad del alma D.

- La sección que satisface el límite de esbeltez para el alma es:

$$\frac{2 D_{cp}}{tw} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$0 < 3,76 \sqrt{\frac{20.000.000 [t/m^2]}{3450 [\frac{Kg}{cm^2}]}} = 286$$

Donde:

D_{cp} = profundidad del alma en compresión para el momento plástico determinada como se especifica en el Artículo D6.3.2 (mm), este valor fue calculado para la determinación del M_p . El cual arroja un valor igual a 12,5 mm, por lo cual, el alma en su totalidad se encuentra traccionada.

Al cumplir con los requisitos mencionados anteriormente, se sección se considera **Sección Compacta**.

Al ser una sección compacta la resistencia nominal a flexión se deberá tomar como:

Si $D_p \leq 0,1 D_t$ entonces $M_n = M_p$

De no ser así $M_n = M_p (1,07 - 0,7 \frac{D_p}{D_t})$

Donde:

D_p = distancia desde el nivel superior de la losa de concreto al eje neutro de la sección compuesta para el momento plástico (mm)

D_t = profundidad total de la sección compuesta (mm)

D_t = Espesor de la losa + Espesor del ala traccionada + Altura alma + Espesor del ala comprimida

$$D_t = 250 [mm] + 50 [mm] + 1931 [mm] + 19 [mm] = 2250 [mm]$$

M_p = momento plástico de la sección compuesta (N-mm)

El momento plástico, M_p , se deberá calcular como el momento de las fuerzas plásticas respecto del eje neutro plástico. La posición del eje neutro plástico se deberá determinar con base en la condición de equilibrio que establece que la fuerza axial neta debe ser nula.

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva se determina de la siguiente forma:

- Calcular las fuerzas en cada uno de los elementos y utilizarlas para determinar en cual elemento se encuentra del eje neutro plástico.
- Calcular la ubicación del eje neutro plástico dentro del elemento determinado
- Calcular M_p .

Se procede a calcular las Fuerzas Plásticas:

Fuerza Plástica del Ala Traccionada, $P_t = F_{yv} \times b_{ft} \times t_{ft}$

$$P_t = 3450 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \times 80 \text{ [cm]} \times 5 \text{ [cm]} = 1380 \text{ [t]}$$

Fuerza Plástica Alma, $P_w = f_{yv} \times D_w \times t_w$

$$P_w = 3450 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \times 193,1 \text{ [cm]} \times 1,27 \text{ [cm]} = 846 \text{ [t]}$$

Fuerza Plástica Alas comprimida, $P_c = f_{yv} \times b_{fc} \times t_{fc}$

$$P_c = 3450 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \times 60 \text{ [cm]} \times 1,9 \text{ [cm]} = 393 \text{ [t]}$$

Fuerza Plástica Losa, $P_s = 0,85 f'_c \times L_i \times e_l$

$$P_s = 0,85 \times 300 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \times 330 \text{ [cm]} \times 25 \text{ [cm]} = 2104 \text{ [t]}$$

Ya calculadas las fuerzas, es posible determinar la localización del Eje Neutro Plástico:

$$P_t + P_w + P_c = 1380 \text{ [t]} + 846 \text{ [t]} + 393 \text{ [t]} = 2619 \text{ [t]}$$

Siendo esta sumatoria mayor a la Fuerza Plástica de la Losa, P_s , 2104 [t]

Entonces el Eje Neutro Plástico se encuentra en el ala superior que corresponde al caso II Tablas D6.1-1 AASHTO. La distancia al ENP desde el borde superior del ala superior, y [mm] se determina con la siguiente formula:

$$y = \frac{tc}{2} \left[\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1 \right]$$

$$y = \frac{19}{2} \left[\frac{846 + 1380 - 2104}{393} + 1 \right]$$

$$Y = 12,5 \text{ [mm]}$$

Con el valor de Y ya es posible la determinación del Momento Plástico:

$$Mp = \frac{Pc}{2tc} [y^2 + (tc - y^2)] + [Ps ds + Pw dw + Pt dt]$$

Donde:

y: distancia entre centroides de cada elemento y el ENP

ds: distancia del centroide Losa y ENP

dw: distancia del centroide del alma y ENP

dt: distancia del centroide de ala traccionada y ENP

$$ds = \frac{\text{Esp. Losa}}{2} + Y$$

$$ds = \frac{250 \text{ mm}}{2} + 12,5 \text{ mm} = 137 \text{ mm}$$

$$dw = \frac{Dw}{2} + tfc \text{ ala comprimida} - Y$$

$$dw = \frac{1931 \text{ mm}}{2} + 19 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm} = 972 \text{ mm}$$

$$dt = \frac{tft}{2} + Dw + tfc - Y$$

$$dt = \frac{50 \text{ mm}}{2} + 1931 \text{ mm} + 19 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm} = 1963 \text{ mm}$$

Mp

$$= \frac{\left\{ \frac{393 \text{ t}}{2 \times 19 \text{ mm}} [12,5 \text{ mm}^2 + (19 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm})^2] + [2104 \text{ t} \times 137 \text{ mm} + 846 \text{ t} \times 972 \text{ mm} + 1380 \text{ t} \times 1936 \text{ mm}] \right\}}{1000}$$

$$Mp = 3822 \text{ tm}$$

Luego vemos si se cumple o no la siguiente relación: $Dp < 0,1 Dt$

$$Dt = 2250 \text{ mm}$$

$$Dp = \text{Esp Losa} + Y$$

$$D_p = 250 \text{ mm} + 12,5 \text{ mm}$$

$$D_p = 262,5 \text{ mm}$$

Entonces no se cumple la relación $262,5 < 0,1 \times 2250$ por lo tanto el Momento Nominal será calculado como:

$$M_n = M_p \left(1,07 - 0,7 \frac{D_p}{D_t} \right)$$

$$M_n = 3822 \text{ tm} \left(1,07 - 0,7 \frac{262,5 \text{ mm}}{2250 \text{ mm}} \right)$$

$$M_n = 3777 \text{ tm}$$

Se observa que el Momento Resistente Nominal, M_n , es el 99% del Momento Plástico, M_p , lo que implica que la sección compuesta se comporta prácticamente como una sección compacta pura.

En una luz continua la resistencia nominal a flexión de la sección deberá satisfacer:

$$M_n = 1,3 R_h M_y$$

Dónde:

M_n : es la resistencia nominal de una sección a la flexión

M_y : es el momento de fluencia

R_h : es un factor de hibridez

La intención de esta ecuación es limitar la cantidad de momento adicional permitido por encima de $R_h M_y$ en las secciones compuesta en flexión positiva un 30 por ciento de $R_h M_y$.

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se deberá tomar como la sumatoria de los momentos aplicados separadamente al acero y a las secciones compuestas a corto y a largo plazo para provocar la primera fluencia nominal en cualquiera de las aletas de acero en el estado límite de resistencia.

El momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva determina de la siguiente manera:

- Calcular el momento MD1 debido a la carga muerta mayorada aplicada antes que la losa de hormigón haya fraguado o se haya vuelto compuesta. Aplicar este momento a la sección de acero
- Calcular el momento MD2 debido al resto de la carga muerta mayorada. Aplicar este momento a la sección compuesta a largo plazo.
- Calcular el momento adicional MAD que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar fluencia nominal en cualquiera de las aletas de acero.
- El momento de fluencia es la suma del momento debido a la carga permanente total más el momento adicional

$$M_y = MD1 + MD2 + MAD$$

$$MD1 = 1,25 M1 + 1,25 M2a + 1,25 M2b + 1,25 M2c$$

$$MD1 = 1,25 \times 79,2 \text{ tm} + 1,25 \times 141,7 \text{ tm} + 1,25 \times 189,6 \text{ tm} + 1,25 \times 16,1 \text{ tm}$$

$$MD1 = 533 \text{ tm}$$

$$MD2 = 1,25 M3 + 1,50 M4$$

$$MD2 = 1,25 \times 59,7 \text{ tm} + 1,50 \times 65,2 \text{ tm}$$

$$MD2 = 172 \text{ tm}$$

Para resolver el MAD se despeja de la siguiente ecuación:

$$F_y f = \frac{MD1}{SNC} + \frac{MD2}{SLT} + \frac{MAD}{SST}$$

Dónde:

SNC: modulo resistente de la sección no compuesta (simple)

SST: modulo resistente de la sección compuesta a corto plazo

SLT: modulo resistente de la sección compuesta a largo plazo

Para el ala inferior:

$$-SNC=0,073 \text{ m}^3$$

$$-SLT=0,107 \text{ m}^3$$

$$-SST=0,097 \text{ m}^3$$

Para el ala superior:

$$-SNC=0,035 \text{ m}^3$$

$$-SLT=0,149 \text{ m}^3$$

$$-SST=0,344 \text{ m}^3$$

$$MAD \text{ ala inferior} = 0,097 \text{ m}^3 \times \left(3450 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 10 - \frac{533 \text{ tm}}{0,073 \text{ m}^3} - \frac{172 \text{ tm}}{0,107 \text{ m}^3} \right)$$

$$MAD \text{ ala inferior} = 2487 \text{ tm}$$

$$MAD \text{ ala superior} = 0,344 \text{ m}^3 \times \left(3450 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 10 - \frac{533 \text{ tm}}{0,035 \text{ m}^3} - \frac{172 \text{ tm}}{0,149 \text{ m}^3} \right)$$

$$MAD \text{ alasuperior} = 6170 \text{ tm}$$

Obtenidos todos los momentos debidos a las cargas mayoradas aplicados a las secciones correspondientes, se calcula el M_y con el menor valor entre en M_y para el ala traccionada o comprimida.

$$M_y = MD1 + MD2 + MAD$$

$$M_y = 533 \text{ tm} + 172 \text{ tm} + 2487 \text{ tm}$$

$$M_y = 3193 \text{ tm}$$

Ahora es posible determinar el momento nominal

$$M_n = 1,3 Rh M_y$$

$$M_n = 1,3 \times 1 \times 3193 \text{ tm}$$

$$M_n = 4151 \text{ tm}$$

El valor que se adopta como Momento nominal es mínimo, es decir entre $M_n = M_p \left(1,07 - 0,7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 3777 \text{ tm}$ y $M_n = 1,3 Rh M_y = 4151 \text{ tm}$. Entonces $M_n = 3777 \text{ tm}$

En el Estado Limite de Resistencia la sección deberá satisfacer:

$$M_u + \frac{1}{3} fl Sxt \leq \phi f M_n$$

Dónde:

Φf : Factor de resistencia para flexión = 1,0 (según artículo 6.5.4.2)

fl : esfuerzo de flexión lateral del ala de segundo orden

M_n : resistencia nominal de una sección a la flexión

M_u : momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal

Sxt : modulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para el ala en tracción

El momento de diseño $Md = \phi f Mn$

$$Md = 1 \times 3777 \text{ tm} = 3777 \text{ tm}$$

Se determinan las combinaciones de solicitaciones para determinar el Momento Ultimo de diseño:

Los estados de carga analizados:

- E1 = Peso propio de la viga metálica (DC1-1)
- E2a = Peso propio losa de tablero Etapa A (DC1-2a)
- E2b = Peso propio losa de tablero Etapa B (DC1-2b)
- E2c = Peso propio losa de tablero Etapa C (DC1-2c)
- E3 = Sobrecarga permanente de defensa (DC2)
- E4 = Sobrecarga permanente de sobrepeso (DW)
- E5 = Sobrecarga móvil (LL)
- E6 = Viento Puente Descargado (WS)
- E7 = Viento Puente Cargado (WL)
- E8 = Temperatura Uniforme (TU)
- E9 = Gradiente Térmico (TG)
- E10 = Asentamiento Diferencial Sentido Longitudinal (SE1)
- E11 = Asentamiento Diferencial Sentido Transversal (SE2)

Y las combinaciones son:

| Estado de carga | Combinación de carga | | | | | | | |
|-----------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 | C6 | C7 | C8 |
| E1 | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 |
| E2a | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 |
| E2b | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 |
| E2c | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 |
| E3 | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 | 1,50 | 1,25 | 1,25 | 1,25 |
| E4 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,50 |
| E5 | 0,00 | 1,75 | 0,00 | 1,35 | 0,00 | 1,75 | 0,00 | 1,35 |
| E6 | 0,00 | 0,00 | 1,40 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,40 | 0,00 |
| E7 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,40 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,40 |
| E8 | 1,00 | 0,50 | 1,00 | 0,50 | 1,00 | 0,50 | 1,00 | 0,50 |
| E9 | 1,00 | 0,50 | 1,00 | 0,50 | 1,00 | 0,50 | 1,00 | 0,50 |
| E10 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| E11 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Tabla Anexo 2-1 Combinaciones para los distintos estados de carga según la AASHTO LRFD Desing Bridge

Fuente: Elaboración propia (2020)

Del análisis de cargas y con la ayuda de un modelo de cálculo es posible determinar los Momentos en distintas secciones:

Momentos Factores

| Sección | Dist. [m] | Coeficiente de redistribución de solicitaciones | | | | | | | | | | | | M total [tm] | |
|---------|-----------|---|--------|--------|-------|-------|-------|--------|------|------|------|--------|-------|--------------|---------|
| | | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | | |
| Apoyo | 0.00 | -104.0 | -200.0 | -231.3 | -35.1 | -68.3 | -74.5 | -378.2 | 4.8 | 4.0 | -3.5 | -111.3 | -24.7 | -25.0 | -1247.0 |
| 1 | 2.00 | -100.9 | -187.3 | -230.5 | -19.4 | -46.5 | -50.8 | -300.2 | 7.8 | 6.6 | -4.1 | -139.3 | -27.3 | -27.1 | -1119.0 |
| 2 | 5.63 | -48.7 | -82.7 | -124.1 | 5.9 | -12.3 | -13.4 | -17.0 | 8.6 | 7.2 | -3.5 | -139.7 | -20.9 | -20.4 | -461.0 |
| 3 | 11.25 | 25.4 | 47.9 | 56.8 | 9.3 | 27.7 | 30.3 | 356.7 | 7.9 | 6.6 | 2.6 | 140.3 | -10.9 | -10.7 | 689.9 |
| 4 | 16.88 | 57.4 | 102.0 | 138.1 | 10.3 | 51.7 | 56.5 | 655.5 | 7.1 | 5.9 | 1.7 | 140.9 | -0.9 | -1.8 | 1224.4 |
| 5 | 22.50 | 79.2 | 141.7 | 189.6 | 16.1 | 59.7 | 65.2 | 899.1 | 5.7 | 4.8 | 1.3 | 155.3 | 12.1 | 10.2 | 1640.1 |

Tabla Anexo 2-2 Momentos solicitantes en distintas secciones y para distintos estados de carga

Fuente: Elaboración propia (2020)

Con los momentos solicitantes ya calculados y las combinaciones posibles se obtienen los Momentos Últimos, Mu.

| Sección | Dist. [m] | Mu Comb. 1 [tm] | Mu Comb. 2 [tm] | Mu Comb. 3 [tm] | Mu Comb. 4 [tm] | Mu Comb. 5 [tm] | Mu Comb. 6 [tm] | Mu Comb. 7 [tm] | Mu Comb. 8 [tm] | Mu Máx. [tm] |
|---------|--------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------|
| Apoyo | 0,00 | 1096,3 | 1598,4 | -929,9 | 1441,5 | 1096,5 | 1598,6 | -930,1 | 1441,8 | 1598,6 |
| 1 | 2,00 | -982,5 | 1361,7 | -825,4 | 1232,3 | -982,3 | 1361,5 | -825,2 | 1232,1 | 1361,7 |
| 2 | 5,63 | -435,5 | -399,8 | -358,0 | -382,9 | -435,0 | -399,3 | -357,5 | -382,4 | -435,5 |
| 3 | 11,25 | 286,5 | 869,0 | 255,8 | 735,5 | 286,7 | 869,2 | 256,0 | 735,7 | 869,0 |
| 4 | 16,88 | 624,0 | 1681,2 | 544,0 | 1427,3 | 623,1 | 1680,3 | 543,1 | 1426,4 | 1681,2 |
| 5 | 22,50 | 840,1 | 2291,9 | 726,5 | 1939,0 | 838,2 | 2290,0 | 724,6 | 1937,1 | 2291,9 |

Tabla Anexo 2-3 Momentos Flectores Últimos

Fuente: Elaboración propia (2020)

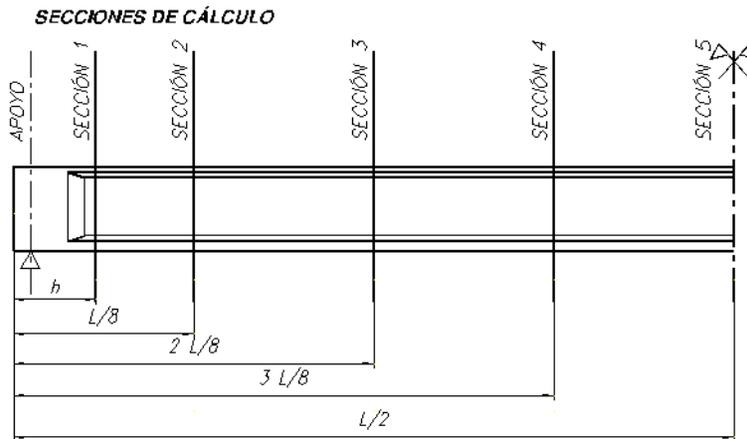


Figura Anexo 2-4 Secciones análisis del puente

Fuente: Elaboración propia (2020)

Determinación de tensión de flexión lateral en ala traccionada

El área de influencia del ala traccionada es:

$A_{ft} = (\text{Altura del Alma } D_w + \text{Espesor ala comprimida } t_{fc} + \text{Espesor ala traccionada } t_{ft}) / 2$

$$A_{ft} = \frac{1931 \text{ mm} + 19 \text{ mm} + 50 \text{ mm}}{2} = 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m}$$

El modulo resistente lateral del ala traccionada SI

$$Sl = \frac{\text{Espesor ala traccionada} \times \text{Ancho ala traccionada}^2}{6}$$

$$Sl = \frac{50 \text{ mm} \times (800\text{mm})^2}{6} = 5333,3 \text{ cm}^3$$

Longitud no arriostada Lb, 5 m.

Considerndo que la carga distribuida de viento de descarga, qws, es 0,25 [t/m²] y la carga distribuida de viento de carga, qwl, es 0,15 [t/m²]

El momento horizontal del viento Mws:

$$Mws = \frac{qws \times Aft \times Lb^2}{10}$$

$$Mws = \frac{0,25 \left[\frac{t}{m^2} \right] \times 1[m] \times (5 [m])^2}{10} = 0,63 [tm]$$

El momento horizontal del viento Mwl:

$$Mwl = \frac{qwl \times Aft \times Lb^2}{10}$$

$$Mwl = \frac{0,15 \left[\frac{t}{m^2} \right] \times 1[m] \times (5 [m])^2}{10} = 0,38 [tm]$$

El esfuerzo, fl, se deberá determinar como el máximo valor, sobre la longitud no arriostada, del esfuerzo debido a flexión lateral en la aleta considerada. Los esfuerzos de flexión lateral en las aletas con arriostamiento continuo se deberán tomar igual a cero. Los esfuerzos de flexión lateral en las aletas con arriostamiento discreto se deberán determinar mediante un análisis estructural.

Combinación 1 y combinación 5:

fl=0 kg/cm²

Combinación 2 y combinación 6:

fl=0 kg/cm²

Combinación 3 y combinación 7:

$$f_l = 1,4 \frac{M_{ws}}{S_l} = 1,4 \frac{0,63 [tm] \times 100000}{5333,3 [cm^3]} = 16,4 [Kg/cm^2]$$

Combinación 4 y combinación 8:

$$f_l = 1,4 \frac{M_{wl}}{S_l} = 1,4 \frac{0,38 [tm] \times 100000}{5333,3 [cm^3]} = 9,8 [Kg/cm^2]$$

Modulo resistente elástico del ala traccionada, Sxt:

$$S_{xt} = \frac{M_{yt}}{f_{yt}} = \frac{3193 [tm]}{3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] \times 10} = 0,093 [m^3]$$

Comprobamos que se verifique $M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n$

COMBINACION 1

Mu= 840 tm

fl=0 [Kg/cm²]

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} = 840 [tm] + \frac{1}{3} * 0 \left[\frac{tn}{m^2} \right] * 0,093 [m^3] = 840 [tm]$$

VERIFICA

COMBINACION 2

Mu= 2291,9 tm

fl=0 [Kg/cm²]

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} = 2291,9 [tm] + \frac{1}{3} * 0 \left[\frac{tn}{m^2} \right] * 0,093 [m^3] = 2291,9 [tm]$$

VERIFICA

COMBINACION 3

Mu= 726,5 tm

fl=16,4 [Kg/cm²]

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} = 726,5 [tm] + \frac{1}{3} * 16,4 \left[\frac{tn}{m^2} \right] * 0,093 [m^3] = 731,6 [tm]$$

VERIFICA

COMBINACION 4

Mu= 1939 tm

fl= 9,8 [Kg/cm2]

$$Mu + \frac{1}{3} fl Sxt = 1939 [tm] + \frac{1}{3} * 98 \left[\frac{tn}{m2} \right] * 0,093 [m3] = 1942 [tm]$$

VERIFICA

COMBINACION 5

Mu= 838,2 tm

fl=0 [Kg/cm2]

$$Mu + \frac{1}{3} fl Sxt = 838,2 [tm] + \frac{1}{3} * 0 \left[\frac{tn}{m2} \right] * 0,093 [m3] = 838,2 [tm]$$

VERIFICA

COMBINACION 6

Mu= 2290 tm

fl=0 [Kg/cm2]

$$Mu + \frac{1}{3} fl Sxt = 2290 [tm] + \frac{1}{3} * 0 \left[\frac{tn}{m2} \right] * 0,093 [m3] = 2290 [tm]$$

VERIFICA

COMBINACION 7

Mu= 724,6 tm

fl=16,4 [Kg/cm2]

$$Mu + \frac{1}{3} fl Sxt = 2290 [tm] + \frac{1}{3} * 164 \left[\frac{tn}{m2} \right] * 0,093 [m3] = 729,7 [tm]$$

VERIFICA

COMBINACION 8

Mu= 1937,1 tm

fl=9,8 [Kg/cm2]

$$Mu + \frac{1}{3} fl Sxt = 1937,1 [tm] + \frac{1}{3} * 98 \left[\frac{tn}{m2} \right] * 0,093 [m3] = 1940,2 [tm]$$

VERIFICA

ANEXO 3.

Aplicación práctica de verificación de resistencia de la sección metálica compuesta sometida a máximo momento flector negativo

A los fines de explicar el diseño realizado en la sección compuesta para momento flector negativo, se incluye un diagrama de flujo resaltándose las diferentes tomas de decisión que se fueron realizando para alcanzar la verificación estructural en Estado Límite Último de acuerdo al Capítulo 6 del Reglamento AASHTO LRFD Desing Bridge. Este diagrama parte de la Figura-Anexo 2-1 en la cual se continua a través de la elección de flexión negativa.

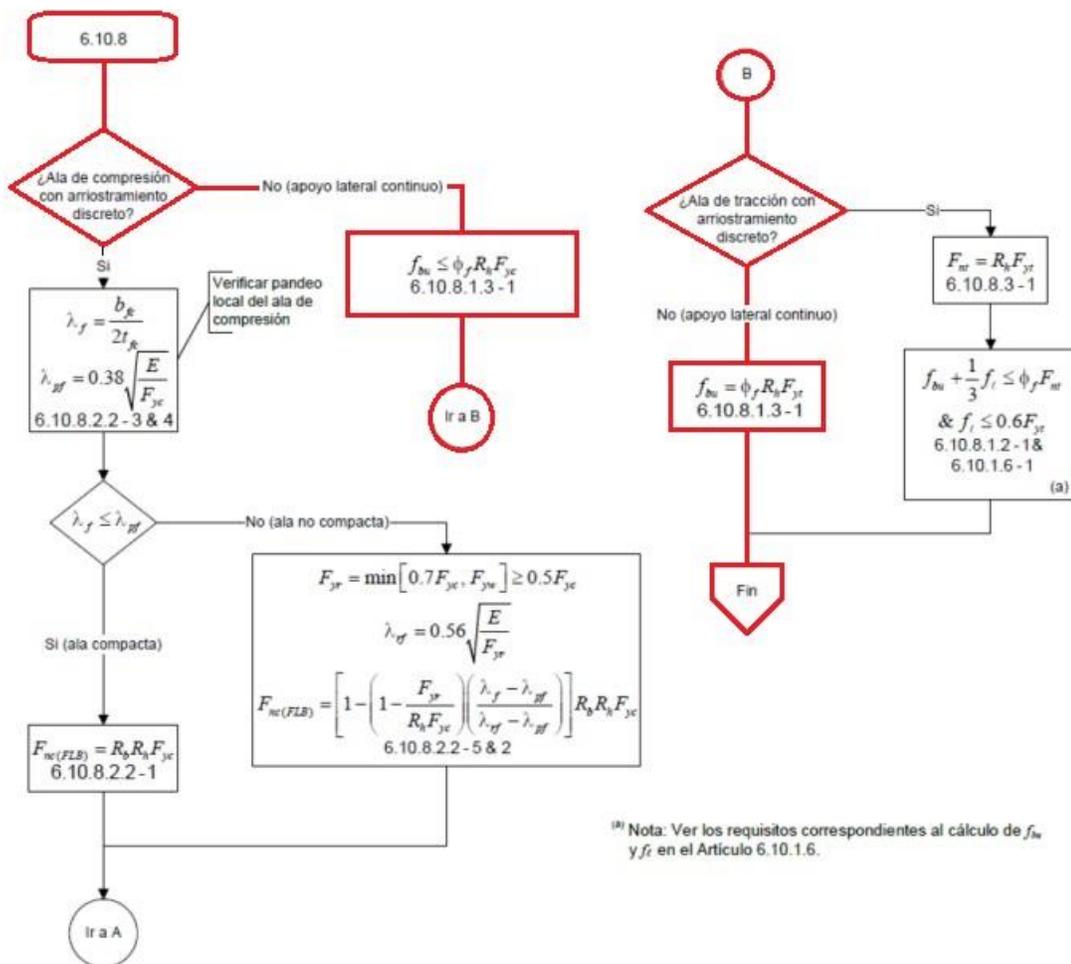


Figura Anexo 3-1 Diagrama de flujo para secciones en flexión negativa del proyecto del nuevo Puente sobre el Río Negro

Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

A continuación, se presenta la verificación de resistencia de la sección compuesta sometida a momento flector negativo.

Las propiedades de la sección, que se determinaron en el Capítulo 3, son:

Tensión de fluencia del acero, $f_y = 345$ [MPa]

Módulo de elasticidad del acero, $E = 200000$ [MPa]

Ancho del ala comprimida, $b_{fc} = 800$ [mm] y el espesor del ala comprimida, $t_{fc} = 22$ [mm]

Ancho del ala traccionada, $t_{ft} = 600$ [mm] y el espesor del ala traccionada, $t_{ft} = 22$ [mm]

La altura del alma, $D_w = 1956$ [mm] y el espesor del alma, $t_w = 127$ [mm]

Como resumen se adjunta la imagen y los datos correspondientes a la sección transversal para flexión negativa la cual corresponde a la sección en el apoyo:

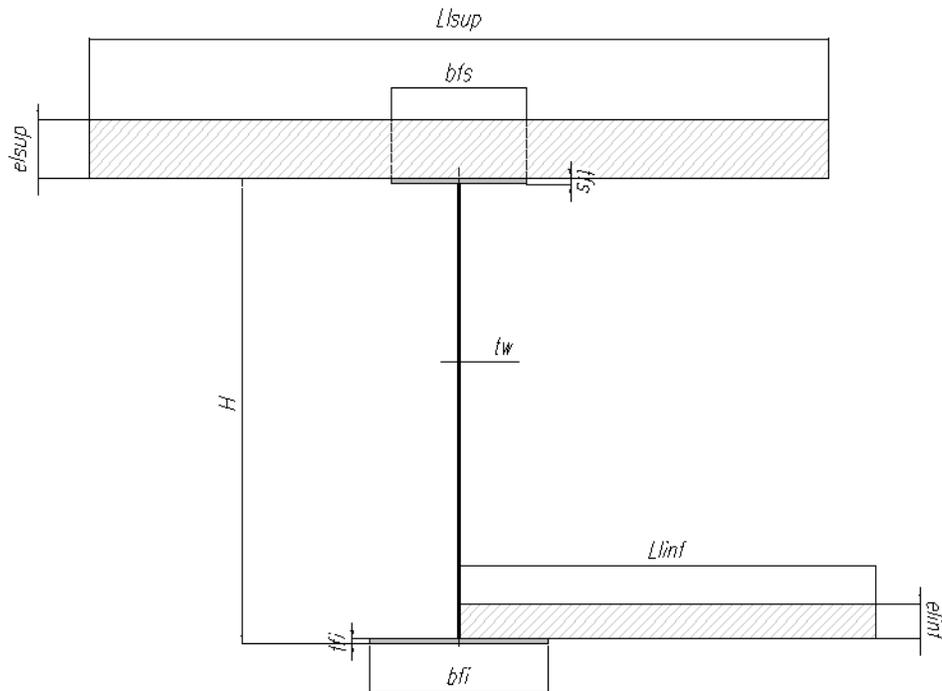


Figura Anexo 3-2 Sección transversal para flexión negativa

Fuente: Elaboración propia (2020)

| Losa de hormigón superior | |
|---------------------------|--------|
| el sup | 0,25 m |
| ll sup | 3,30 m |

| Losa de hormigón inferior | |
|---------------------------|--------|
| el inf | 0,15 m |
| ll inf | 2,75 m |

| Ala superior | |
|--------------|--------|
| bfs | 600 mm |
| tfs | 22 mm |

| Ala inferior | |
|--------------|--------|
| bfi | 800 mm |
| tfi | 22 mm |

| Alma | | |
|------|------|----|
| H | 2000 | mm |
| tw | 12,7 | mm |

Se debe determinar si la sección es compacta, los requisitos a cumplir son, el puente debe ser recto, la resistencia mínima especificada a la fluencia de las aletas no debe ser mayor a 485 MPa y la sección debe satisfacer el límite de esbeltez para el alma:

$$\frac{2 D_c}{tw} \leq 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Además, las alas de la sección deben satisfacer la siguiente relación:

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0,3$$

Dónde:

D_c = es la profundidad del ala en compresión en el rango elástico, mm.

I_{yc} = es el momento de inercia del ala en compresión de una sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma, mm⁴.

I_{yt} = momento de inercia del ala en tracción de una sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma, mm⁴.

Se analiza si la sección cumple con los requisitos mencionados con anterioridad:

- La sección pertenece a un puente recto
- $F_{xy} \leq 485 \text{ MPa}$ donde F_{xy} es la tensión de fluencia de acero igual a 345 MPa. Entonces verifica el segundo requisito.
- La esbeltez límite es $\frac{2 D_c}{tw} \leq 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$ donde D_c se calcula como la sección formada por la sección de acero más la armadura longitudinal, el tablero de hormigón no se considera.
- Entonces, la sección cumple con la tercera condición:

$$\frac{2 \times 985 \text{ mm.}}{12,7 \text{ mm}} \leq 5,7 \sqrt{\frac{3450 \left[\frac{Kg}{cm^2}\right]}{2000000 \left[\frac{Kg}{cm^2}\right]}}$$

$$155 \leq 434$$

- La ultima verificación corresponde a la relación de las inercias

$$I_{yc} = \frac{tfc bfc^3}{12} = \frac{22 \text{ mm.} \times (800 \text{ mm.})^3}{12} = 93867 \text{ cm}^4$$

$$I_{yt} = \frac{tft bft^3}{12} = \frac{22 \text{ mm.} \times (600 \text{ mm.})^3}{12} = 39600 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = \frac{93867 \text{ cm}^4}{39600 \text{ cm}^4} = 2,37$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0,3$$

El último requisito se cumple, entonces la sección se clasifica como una Sección No Esbelta.

Debido a que el arriostramiento es continuo, en el Estado Limite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$fbu \leq \varphi f Rh Fyc$$

Dónde:

Rh= El factor Rh toma en cuenta la contribución reducida del alma a la resistencia nominal a la flexión después de la primera fluencia en cualquier elemento del ala, debido a que el acero de menor resistencia del alma de la sección híbrida entra en fluencia en forma más temprana. El Factor de hibridez, se tomará igual a 1 para las secciones armadas homogéneas

Fyc= Resistencia mínima especificada a la fluencia de una aleta en compresión, 350 MPa.

φf = Factor de resistencia para flexión

fbu = Esfuerzo máximo de compresión a lo largo de la longitud no arriostrada

Se determinan los módulos resistentes elásticos, para la sección no compuesta, S_{NC} , y, para la sección compuesta a largo plazo, S_{LT} .

Para el ala inferior:

$$S_{NC} = \frac{I_g}{h_{inf}} = 0,041 \text{ m}^3$$

$$S_{LT} = \frac{I_g}{h_{inf}} = 0,084 \text{ m}^3$$

Mientras que para el ala superior:

$$S_{NC} = \frac{I_g}{h_{sup}} = 0,035 \text{ m}^3$$

$$S_{LT} = \frac{I_g}{h_{sup}} = 0,085 \text{ m}^3$$

Mediante las combinaciones posibles que se obtuvieron de AASHTO LRFD Desing Bridge y los momentos debido a la sobrecarga móvil para los máximos momentos negativos que se obtuvieron con la ayuda de un programa de cálculo.

Los estados de carga, combinación de solicitaciones y momentos últimos de diseño se encuentran definidos en el Anexo 1.

Verificación combinación de cargas C1

$$M_{D1} [Tm] = 1,5 M1 + 1,5 M2a + 1,5 M2b + 1,5 M2c$$

$$M_{D1} [Tm] = 1,5 x - 104 Tm + 1,5 - 200 Tm + 1,5 x 231,3 Tm + 1,5 x - 35,1 Tm$$

$$M_{D1} [Tm] = -856 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,5 M3 + 1,5 M4 + 0,5 M8 + 1 M10$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,5 x - 68,3 Tm + 1,5 x - 74,5 Tm + 0,5 x - 3,5 Tm + 1 x - 24,7 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = -241 Tm$$

Compresión en el ala inferior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-856 Tm}{0,041 m^3} + \frac{-241 Tm}{0,084 m^3} = 2377 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2377 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \phi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Tracción en el ala superior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-856 Tm}{0,035 m^3} + \frac{-241 Tm}{0,085 m^3} = 2728 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2728 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Verificación combinación de cargas C2

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 M1 + 1,25 M2a + 1,25 M2b + 1,25 M2c$$

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 x - 104 Tm + 1,25 - 200 Tm + 1,25 x 231,3 Tm + 1,25 x - 35,1 Tm$$

$$M_{D1} [Tm] = -713 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 M3 + 1,5 M4 + 1,75 M5 + 0,5 M8 + 1 M10$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 x - 68,3 Tm + 1,5 x - 74,5 Tm + 1,75 x - 554,5 Tm + 0,5 x - 3,5 Tm + 1 x - 24,7 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = -1194 Tm$$

Compresión en el ala inferior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 Tm}{0,041 m^3} + \frac{-1194 Tm}{0,084 m^3} = 3159 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 3159 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Tracción en el ala superior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 Tm}{0,035 m^3} + \frac{-1194 Tm}{0,085 m^3} = 3436 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 3436 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Verificación combinación de cargas C3

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 M1 + 1,25 M2a + 1,25 M2b + 1,25 M2c$$

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 x - 104 Tm + 1,25 - 200 Tm + 1,25 x 231,3 Tm + 1,25 x - 35,1 Tm$$

$$M_{D1} [Tm] = -713 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 M3 + 1,5 M4 + 1,4 M6 + 0,5 M8 + 1 M10$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 x - 68,3 Tm + 1,5 x - 74,5 Tm + 1,4 x 4,8 Tm + 0,5 x - 3,5 Tm + 1 x - 24,7 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = -217 Tm$$

Compresión en el ala inferior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 Tm}{0,041 m^3} + \frac{-217 Tm}{0,084 m^3} = 2000 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2000 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Tracción en el ala superior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 Tm}{0,035 m^3} + \frac{-217 Tm}{0,085 m^3} = 2293 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2293 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Verificación combinación de cargas C4

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 M1 + 1,25 M2a + 1,25 M2b + 1,25 M2c$$

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 x - 104 Tm + 1,25 - 200 Tm + 1,25 x 231,3 Tm + 1,25 x - 35,1 Tm$$

$$M_{D1} [Tm] = -713 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 M3 + 1,5 M4 + 1,35 M5 + 1,4 M7 + 0,5 M8 + 1 M10$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 x - 68,3 Tm + 1,5 x - 74,5 Tm + 1,35 x - 554,5 Tm + 1,4 x 4 Tm + 0,5 x - 3,5 Tm + 1 x - 24,7 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = -967 Tm$$

Compresión en el ala inferior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 Tm}{0,041 m^3} + \frac{-967 Tm}{0,084 m^3} = 2890 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2890 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Tracción en el ala superior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 Tm}{0,035 m^3} + \frac{-967 Tm}{0,085 m^3} = 3170 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 3170 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Verificación combinación de cargas C5

$$M_{D1} [Tm] = 1,5 M1 + 1,5 M2a + 1,5 M2b + 1,5 M2c$$

$$M_{D1} [Tm] = 1,5 x - 104 Tm + 1,5 - 200 Tm + 1,5 x 231,3 Tm + 1,5 x - 35,1 Tm$$

$$M_{D1} [Tm] = -856 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,5 M3 + 1,5 M4 + 0,5 M8 + 1 M10$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,5 x - 68,3 Tm + 1,5 x - 74,5 Tm + 0,5 x - 3,5 Tm + 1 x - 24,7 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = -241 Tm$$

Compresión en el ala inferior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-856 Tm}{0,041 m^3} + \frac{-241 Tm}{0,084 m^3} = 2377 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2377 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Tracción en el ala superior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-856 Tm}{0,035 m^3} + \frac{-241 Tm}{0,085 m^3} = 2728 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2728 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Verificación combinación de carga C6

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 M1 + 1,25 M2a + 1,25 M2b + 1,25 M2c$$

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 x - 104 Tm + 1,25 - 200 Tm + 1,25 x 231,3 Tm + 1,25 x - 35,1 Tm$$

$$M_{D1} [Tm] = -713 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 M3 + 1,5 M4 + 1,75 M5 + 0,5 M8 + 1 M11$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 x - 68,3 Tm + 1,5 x - 74,5 Tm + 1,75 x 4 - 554,5 Tm + 0,5 x - 3,5 Tm + 1 x - 25 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = -1194 Tm$$

Compresión en el ala inferior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 \text{ Tm}}{0,041 \text{ m}^3} + \frac{-1194 \text{ Tm}}{0,084 \text{ m}^3} = 3160 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 3160 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Tracción en el ala superior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 \text{ Tm}}{0,035 \text{ m}^3} + \frac{-1194 \text{ Tm}}{0,085 \text{ m}^3} = 3436 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 3436 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Verificación combinación de carga C7

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 M1 + 1,25 M2a + 1,25 M2b + 1,25 M2c$$

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 x - 104 \text{ Tm} + 1,25 - 200 \text{ Tm} + 1,25 x 231,3 \text{ Tm} + 1,25 x - 35,1 \text{ Tm}$$

$$M_{D1} [Tm] = -713 \text{ Tm}$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 M3 + 1,5 M4 + 1,4 M6 + 0,5 M8 + 1 M11$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 x - 68,3 \text{ Tm} + 1,5 x - 74,5 \text{ Tm} + 1,4 x 4,8 \text{ Tm} + 0,5 x - 3,5 \text{ Tm} + 1 x - 25 \text{ Tm}$$

$$M_{D2} [Tm] = -217 \text{ Tm}$$

Compresión en el ala inferior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 \text{ Tm}}{0,041 \text{ m}^3} + \frac{-217 \text{ Tm}}{0,084 \text{ m}^3} = 2000 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2000 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Tracción en el ala superior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 \text{ Tm}}{0,035 \text{ m}^3} + \frac{-217 \text{ Tm}}{0,085 \text{ m}^3} = 2293 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2293 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \varphi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Verificación combinación de cargas C8

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 M1 + 1,25 M2a + 1,25 M2b + 1,25 M2c$$

$$M_{D1} [Tm] = 1,25 x - 104 Tm + 1,25 - 200 Tm + 1,25 x 231,3 Tm + 1,25 x - 35,1 Tm$$

$$M_{D1} [Tm] = -713 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 M3 + 1,5 M4 + 1,35 M5 + 1,4 M7 + 0,5 M8 + 1 M11$$

$$M_{D2} [Tm] = 1,25 x - 68,3 Tm + 1,5 x - 74,5 Tm + 1,35 x - 554,5 Tm + 1,4 x 4 Tm + 0,5 x - 3,5 Tm + 1 x - 25 Tm$$

$$M_{D2} [Tm] = -967 Tm$$

Compresión en el ala inferior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 Tm}{0,041 m^3} + \frac{-967 Tm}{0,084 m^3} = 2890 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 2890 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \phi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Tracción en el ala superior

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} = \frac{-713 Tm}{0,035 m^3} + \frac{-967 Tm}{0,085 m^3} = 3170 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{fi} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] = 3170 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] < \phi f Rh Fyc = 3450 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

ANEXO 4.

Aplicación práctica de verificación de resistencia de la sección metálica compuesta sometida a esfuerzo de corte

A los fines de explicar el diseño realizado en la sección compuesta sometida a esfuerzo de corte, se incluye un diagrama de flujo resaltándose las diferentes tomas de decisión que se fueron realizando para alcanzar la verificación estructural en Estado Límite Último de acuerdo al Capítulo 6 del Reglamento AASHTO LRFD Desing Bridge.

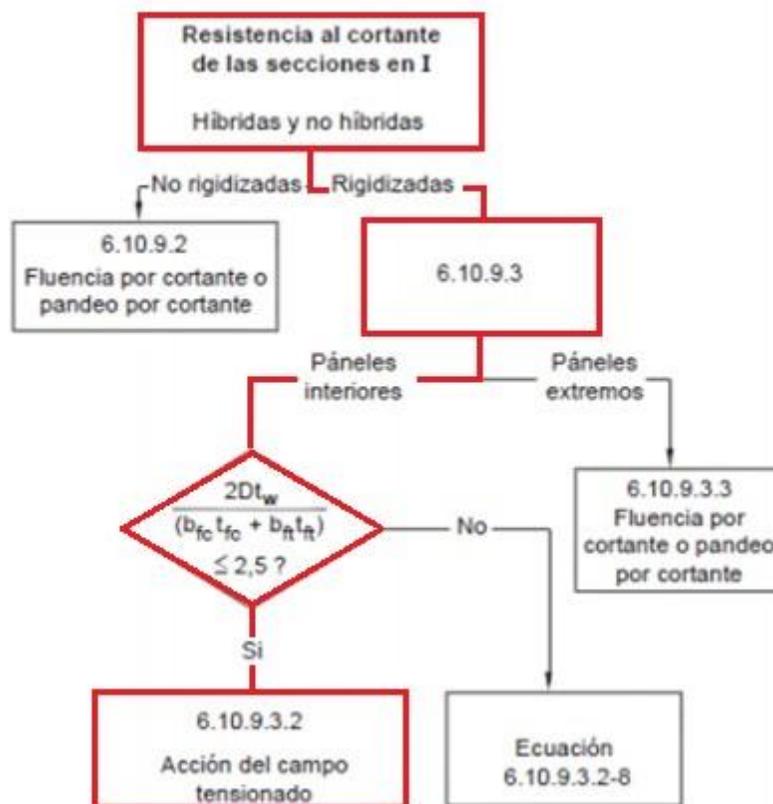


Figura Anexo 4-1 Diagrama de flujo para secciones solicitadas a esfuerzo cortante para proyecto del nuevo Puente sobre el Río Negro

Fuente: American Association of State Highway Transportation Officials (2017)

En esta sección se analizará el comportamiento de vigas sujetas a esfuerzo de corte en el plano del alma, especificada en el artículo 6.10.3.3 de la Norma.

Las almas deberán satisfacer el siguiente requisito:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (6.10.3.3.1)$$

Dónde:

ϕ_v = Es el factor de resistencia para cortante

V_u = cortante en el alma en la sección considerada debido a las cargas permanentes mayoradas y las cargas de construcción mayoradas aplicadas a la sección no compuesta.

V_n es la resistencia nominal al corte. Esta resistencia nominal al corte depende de la esbeltez del alma y la presencia o no de rigidizadores transversales.

Para determinar la resistencia nominal al cortante de los paneles de alma con rigidizadores longitudinales se deberá utilizar la profundidad total, D. La separación requerida entre rigidizadores transversales se deberá calcular usando el cortante máximo en el panel.

Para realizar la verificación se determina la separación entre rigidizadores, d_0 [mm], esta es igual a 1670 mm.

Con este valor y la altura del alma, determinada anteriormente, se calcula el coeficiente de pandeo por cortante K:

$$k = 5 + \frac{5}{(d_0/D)^2}$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{1670 \text{ mm}}{1956 \text{ mm}}\right)^2} = 12$$

Se dimensiono la sección del panel de modo que cumpla con la siguiente verificación:

$$\frac{2 D t_w}{b_{fc} t_{fc} + b_{ft} t_{ft}} < 2,5$$

$$\frac{2 \times 1956 \text{ mm} \times 12,7 \text{ mm}}{800 \text{ mm} \times 22 \text{ mm} + 600 \text{ mm} \times 22 \text{ mm}} = 1,6$$

1,6<2,5 VERIFICA

Se tomó a V_n como:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0,87 (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right]$$

Donde

$$V_p = 0,58 F_{yw} D t_w$$

d_0 = espaciamento entre rigidizadores transversales (mm)

V_n = resistencia nominal al cortante del panel del alma (N)

V_p = fuerza cortante plástica (N)

C =relación entre la resistencia a pandeo por cortante y la resistencia mínima especificada a la fluencia por cortante

El valor de C se determina a continuación:

Conociendo el valor de la esbeltez y dentro de que rango se encuentra, el valor de C toma distintos valores.

La esbeltez:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1956 \text{ mm}}{12,7 \text{ mm}} = 154$$

Se calculó el primer valor del rango:

$$1,12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} = 1,12 \sqrt{\frac{2000000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \times 12}{3450 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}}} = 99$$

El valor de la esbeltez está por encima del primer limite.

$$1,4 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} = 1,4 \sqrt{\frac{2000000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \times 12}{3450 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}}} = 116$$

Con este valor, la esbeltez supera ambos límites y el valor de C se calcula como:

$$C = \frac{1,57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} \frac{E k}{F_{yw}}$$

$$C = \frac{1,57}{\left(\frac{1956 \text{ mm}}{12,7 \text{ mm}}\right)^2} \frac{2000000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \times 12}{3450 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}}} = 0,5$$

La resistencia cortante plástica se calcula como:

$$V_p = 0,58 F_{yw} D tw$$

$$V_p = 0,58 \times 3450 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \times 195,6 \text{ [cm]} \times 1,27 \text{ [cm]} = 497072 \text{ [Kg]} = 497 \text{ [Tn]}$$

Con el valor de C ya se puede obtener la resistencia nominal al corte:

$$V_n = 497 \text{ Tn} \times \left[0,5 + \frac{0,87 (1 - 0,5)}{\sqrt{1 + \left(\frac{1670 \text{ mm}}{1956 \text{ mm}}\right)^2}} \right] = 405 \text{ Tn}$$

La resistencia de diseño resulta:

$$V_d = \phi_v V_n$$

$$V_d = 1 \times 405 \text{ Tn}$$

$$V_d = 405 \text{ Tn}$$

Con los esfuerzos de corte solicitantes ya calculados y las combinaciones de carga adoptadas se obtuvieron los Esfuerzo de Corte Último, V_u .

Esfuerzo de corte

| Sección | Dist. [m] | Q1 [t] | Q2a [t] | Q2b [t] | Q2c [t] | Q3 [t] | Q4 [t] | Q5 [t] | Q6 [t] | Q7 [t] | Q8 [t] | Q9 [t] | Q10 [t] | Q11 [t] | Q total [t] |
|---------|-----------|--------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|-------------|
| Apoyo | 0.00 | 17.2 | 37.6 | 29.3 | 14.1 | 11.4 | 12.4 | 88.7 | 0.9 | 0.8 | 0.2 | 0.1 | 1.8 | 2.1 | 216.6 |
| 1 | 2.00 | 15.7 | 33.0 | 29.3 | 10.4 | 10.4 | 11.3 | 83.8 | 0.9 | 0.8 | 0.2 | 0.1 | 1.8 | 2.1 | 199.8 |
| 2 | 5.63 | 13.0 | 24.7 | 29.3 | 3.6 | 8.5 | 9.3 | 74.6 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.1 | 1.8 | 2.1 | 167.4 |
| 3 | 11.25 | 7.8 | 13.1 | 19.7 | 0.0 | 5.7 | 6.2 | 60.2 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.1 | 1.8 | 2.1 | 117.1 |
| 4 | 16.88 | 4.7 | 8.1 | 11.8 | 0.0 | 2.8 | 3.1 | 47.2 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.1 | 1.8 | 2.1 | 82.1 |
| 5 | 22.50 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 13.1 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.1 | 1.8 | 2.1 | 17.5 |

Tabla Anexo 4-1 Solicitaciones de corte para las secciones del Proyecto Puente sobre Río Negro

Fuente: Elaboración propia (2020)

| Sección | Dist. [m] | Vu Comb. 1 [t] | Vu Comb. 2 [t] | Vu Comb. 3 [t] | Vu Comb. 4 [t] | Vu Comb. 5 [t] | Vu Comb. 6 [t] | Vu Comb. 7 [t] | Vu Comb. 8 [t] | Vu Máx. [t] |
|---------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------|
| Apoyo | 0.00 | 184.9 | 321.7 | 158.8 | 285.3 | 185.2 | 322.0 | 159.1 | 285.6 | 322.0 |
| 1 | 2.00 | 167.0 | 297.9 | 143.6 | 263.5 | 167.3 | 298.2 | 143.9 | 263.8 | 298.2 |
| 2 | 5.63 | 134.6 | 254.1 | 114.9 | 222.4 | 134.9 | 254.4 | 115.2 | 222.7 | 254.4 |
| 3 | 11.25 | 80.6 | 183.2 | 69.2 | 157.2 | 80.9 | 183.5 | 69.5 | 157.5 | 183.5 |
| 4 | 16.88 | 47.7 | 132.0 | 41.0 | 111.3 | 48.0 | 132.3 | 41.3 | 111.6 | 132.3 |
| 5 | 22.50 | 1.9 | 101.1 | 2.0 | 78.6 | 2.2 | 101.4 | 2.3 | 78.9 | 101.4 |

Tabla Anexo 4-2 Esfuerzos de corte último para las distintas combinaciones de las secciones del proyecto Puente sobre Río Negro

Fuente: Elaboración propia (2020)

Mediante la tabla anterior se observa que ninguna sollicitación supera la Resistencia de diseño $V_d = 405$ t, por lo que queda verificada la sección a esfuerzos de corte.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Larsson, C. et al., (2008). *Hormigón Armado y Pretensado*, Jorge Sarmiento/Universitas.
- [2] Ing. Gabriel R. Troglia. *Estructuras Metálicas*, (2017)
- [3] Francisco Millanes Mato, Javier Pascual Santos y Miguel Ortega Cornejo. (2007). *Hormigón y Acero*, Asociacion Cientifico-tecnica del Hormigón Estructural.
- [4] Francisco Millanes Mato. *Construir en Acero los Puentes de Luces Medias*, (2004)
- [5] Jose María Lorenzo Romero, Juan Jesús Álvarez Andrés Eduardo Torralba Bolzano, Guillermo Lorente Perchín, Jose Luis Sánchez Jimenez. *Puente Mixto sobre el Río Guadalimar*, (2017)
- [5] Nelson Loaiza, Carlos Graciano, Rolando Chacón y Euro Casanova. *A Comparative Analysis of longitudinal stiffener cross-section for slender I-girders subjected to patch loading*, (2017)
- [6] Diego Rodríguez Bartolomé. *Incidencia de la Doble Acción Mixta en la Respuesta Estructural de Puentes Mixtos*, (2012)
- [7] Francisco Millanes Mato y Miguel Ortega Cornejo. *Viaducto Empujado Mixto “Arroyo de las Piedras” un empuje a 100 m de altura en las LAV españolas*, (2017)
- [8] Francisco Millanes Mato, Miguel Ortega Cornejo y Javier Pascual Santos. *Viaducto sobre el Río Nalón, un puente mixto de carretera con un vano principal de 110 m de luz*, (2009)
- [8] American Association of State Highway Officials (AASHTO), *LRFD Bridge Design*, (8th Edition September 2017)
- [9] Ing. Roberto A. Maglie. *Ubicación de los puentes atirantados del Complejo Zárate Brazo Largo dentro del contexto mundial. Algunas características. Revista Carreteras N° 79 (Julio-Septiembre 1976)*.