

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA SEDE AZOGUES



**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA EN HORMIGÓN
PRETENSADO Y ACERO DE UN PUENTE EN LA AV. AURELIO
JARAMILLO, CIUDAD AZOGUES**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

MARY JOSE CEVALLOS CONTRERAS

DIRECTOR:

ING. ROBERTO GAMÓN TORRES Ph.D

AZOGUES-ECUADOR

2019

CERTIFICACIÓN

ING. ROBERTO GAMÓN

DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

CERTIFICA

Que el trabajo de titulación denominado “DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA EN HORMIGÓN PRETENSADO Y ACERO DE UN PUENTE EN LA AV. AURELIO JARAMILLO, CIUDAD AZOGUES.”, desarrollado por MARY JOSE CEVALLOS CONTRERAS, ha sido revisado y autorizado para su presentación.

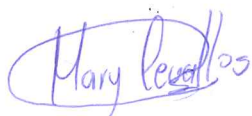


ING. ROBERTO GAMÓN

DIRECTOR

AUTORÍA

El contenido del trabajo de titulación denominado “DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA EN HORMIGÓN PRETENSADO Y ACERO DE UN PUENTE EN LA AV. AURELIO JARAMILLO, CIUDAD AZOGUES”, desarrollado por MARY JOSE CEVALLOS CONTRERAS, es de exclusiva responsabilidad de su tutor.



MARY JOSE CEVALLOS CONTRERAS

AUTOR



**UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA**
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a Dios y a mis padres quienes hicieron que todo esto sea posible, y mi sincero agradecimiento a mi director, Ing. Roberto Gamón Torres Ph.D por su apoyo y tiempo para la elaboración de mi trabajo de titulación, ya que su orientación y paciencia fueron fundamentales.

Quiero agradecer también a mis tíos y hermanos que me han brindado su apoyo y motivación en cada momento de mi vida universitaria.

Gracias.



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

DEDICATORIA

Este trabajo de titulación va dedicado a mis padres, Wilson Cevallos y Marina Contreras quienes se han sacrificado por hacer este logro posible, a mis hermanos quienes me han sabido brindar su apoyo y darme la confianza para seguir adelante en cada obstáculo.

A mis sobrinas y sobre todo a mi sobrino Daniel Cevallos quien ha sido mi inspiración y me ha dado la fuerza para poder ser su ejemplo.

A mis tíos Alonso Álvarez y Carmen Cevallos quienes fueron parte de mi formación y por su cariño hacia mí.



DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA EN HORMIGÓN PRETENSADO Y ACERO DE UN PUENTE EN LA AV. AURELIO JARAMILLO, CIUDAD AZOGUES

RESUMEN

En la ciudad de Azogues, entre la Av. Ignacio Neira y Andrés F. Córdova, en la Av. Aurelio Jaramillo se encuentra ubicado un puente, el cual presenta incomodidad debido a vibraciones que se producen en la superestructura.

A partir del método deductivo directo aplicado en el presente trabajo de titulación se pretende realizar un mejoramiento de la superestructura del puente, lo cual se realiza por medio del planteamiento de dos propuestas de diseño, el primero constituido de vigas metálicas y el segundo de vigas de hormigón pretensadas y posteriormente se realizó un análisis económico comparativo. La principal ventaja que presentan los dos tipos de materiales es la de la capacidad de salvar obstáculos mediante grandes luces, estos diseños se realizaron siguiendo las normativas y aspectos técnicos con los cuales se garantiza un diseño más racional, en cuanto a costo-beneficio.

Debido a los precios que existen en nuestro medio para el acero resulta más económico el empleo del hormigón pretensado para la construcción del puente en estudio.

Palabras Clave: PUENTE, SUPERESTRUCTURA, VIGA, PRETENSADO, ACERO, HORMIGÓN, LOSA.



CENTRO DE IDIOMAS

ABSTRACT

DESIGN OF THE SUPERSTRUCTURE IN PRETENSED CONCRETE AND STEEL OF A BRIDGE IN THE AV. AURELIO JARAMILLO, CIUDAD AZOGUES

In the city of Azogues, between Av. Ignacio Neira and Andrés F. Córdova, Av. Aurelio Jaramillo a bridge is located, which presents discomfort due to vibrations that occur in the superstructure.

From the direct deductive method applied in the present degree work, the intention is to improve the superstructure of the bridge, which is carried out through the proposal of two design proposals, the first consisting of metal beams and the second of beams of prestressed concrete and subsequently a comparative economic analysis was carried out. The main advantage presented by the two types of materials is the ability to overcome obstacles through large lights, these designs were made following the regulations and technical aspects with which a more rational design is guaranteed, in terms of cost-benefit.

Due to the prices that exist in our environment for steel, the use of prestressed concrete for the construction of the bridge under study is more economical.

Key words: bridge, superstructure, beam, prestressed, steel, concrete, slab.

Cuenca, 10 de julio del 2019

EL CENTRO DE IDIOMAS DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA, CERTIFICA QUE EL DOCUMENTO QUE ANTECEDE FUE TRADUCIDO POR PERSONAL DEL CENTRO PARA LO CUAL DOY FE Y SUSCRIBO

**LCDA. LILIANA URGILÉS AMOROSO
COORDINADORA AZOGUES**





Tabla de contenido

1	CAPITULO: GENERALIDADES	6
1.1	Introducción	6
1.2	Formulación del Problema.....	7
1.3	Justificación	7
1.4	Objetivos:.....	8
1.4.1	General	8
1.4.2	Específicos	8
1.5	Metodología:.....	8
1.6	Localización.....	9
2	CAPITULO: MARCO TEÓRICO.....	11
2.1	Definiciones	11
2.2	Clasificación de Puentes	12
2.3	Partes de un Puente	13
2.4	Cargas	14
2.4.1	Cargas Muertas.....	15
2.4.2	Cargas Vivas	15
2.4.3	Factores de carga y Combinaciones de carga.....	22
2.5	Hormigón Pretensado.....	27
2.5.1	Puentes con Vigas de Hormigón Pretensado.....	28
2.5.2	Diseño de Vigas de Hormigón Pretensado.....	29
2.6	Acero.....	37
2.6.1	Puentes de Acero.....	40
2.6.2	Diseño de Vigas de Acero	40
2.7	Diseño de la Losa.....	45
2.7.1	Peraltes Mínimos en Superestructuras de Puentes	45
2.7.2	Acero principal.....	46
2.7.3	Acero Transversal	47
2.7.4	Acero por contracción y temperatura	47



3	CAPITULO: DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA EN HORMIGÓN	
	PRETENSADO Y ACERO	48
3.1	Cálculo de las cargas.....	48
3.2	Diseño de la Superestructura en Hormigón Pretensado.....	55
3.3	Diseño de la Superestructura en Acero.....	71
3.4	Diseño de la losa	81
4	CAPITULO: ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO.....	85
4.1	Vigas de acero.....	85
4.2	Vigas pretensadas.....	86
4.3	Losa.....	86
4.4	Presupuesto de la superestructura con vigas metálicas.....	93
4.5	Presupuesto de la superestructura con vigas pretensadas	93
5	RESULTADOS	94
6	CONCLUSIONES	95
7	RECOMENDACIONES	96
8	BIBLIOGRAFÍA	97
9	ANEXOS.....	99
9.1	Cotización de las vigas I pretensadas.....	99
9.2	Planos.....	100



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Incremento por carga dinámica	17
Tabla 2.2 Valor de constantes.....	18
Tabla 2.3 Superestructuras existentes.....	19
Tabla 2.4 Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores	20
Tabla 2.5 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores	21
Tabla 2.6 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas interiores	21
Tabla 2.7 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores.....	21
Tabla 2.8 Factores de carga y combinaciones	25
Tabla 2.9 Factores de carga para cargas permanentes	26
Tabla 2.10 Luces para Puentes de Hormigón Presforzado Simplemente Apoyados.....	29
Tabla 2.11 Luces para Puentes de Acero Simplemente Apoyados	40
Tabla 2.12 Fondos mínimos usados para superestructuras.....	45
Tabla 3.1 Consideraciones para el diseño de la superestructura	48
Tabla 3.2 Cálculo de las solicitaciones para el camión HL-93	49
Tabla 3.3 Cálculo de las solicitaciones para el tándem de diseño.....	50
Tabla 3.4 Cálculo de las solicitaciones para el carril de carga	51
Tabla 3.5 Cálculo del factor de distribución de momento y cortante	52
Tabla 3.6 Cálculo de las solicitaciones total por carga vehicular.....	52
Tabla 3.7 Pesos de las cargas muertas actuantes	53
Tabla 3.8 Solicitaciones en volados y momentos últimos.....	54
Tabla 3.9 Momentos últimos	54
Tabla 3.10 Medidas de la viga pretensada.....	55
Tabla 3.11 Características del hormigón para la losa y las vigas pretensadas	56
Tabla 3.12 Propiedades de la viga pretensada	57
Tabla 3.13 Tensiones en el centro de la luz.....	58
Tabla 3.14 Tensiones en los extremos de la luz	59
Tabla 3.15 Tensiones en los extremos de la luz con torones enfundados	59
Tabla 3.16 Tensiones en el centro de la luz.....	60
Tabla 3.17 Propiedades como sección compuesta.....	61



Tabla 3.18 Propiedades como sección compuesta.....	62
Tabla 3.19 Datos para determinar los momentos	62
Tabla 3.20 Momento y cortante último para pretensado	63
Tabla 3.21 Esfuerzo de tracción nominal	63
Tabla 3.22 Altura de bloque y posición de línea neutra	64
Tabla 3.23 Cálculo del momento nominal y por fisuración	64
Tabla 3.24 Relación de momentos	65
Tabla 3.25 Condición para la fuerza cortante	65
Tabla 3.26 Resistencia al cortante horizontal.....	67
Tabla 3.27 Cálculo del acero principal para diafragmas	70
Tabla 3.28 Dimensiones establecidas para las vigas	72
Tabla 3.29 Propiedades del perfil	72
Tabla 3.30 Perfil de conectores tipo canal.....	80
Tabla 3.31 Varilla para acero principal	82
Tabla 3.32 Varilla para acero en volados	83
Tabla 3.33 Varilla para acero transversal	84
Tabla 3.34 Varilla por temperatura.....	84
Tabla 4.1 Pesos para la viga I	85
Tabla 4.2 Análisis de precios unitarios para el acero	85
Tabla 4.3 Acero para la Viga I pretensada	86
Tabla 4.4 Acero para diafragmas.....	86
Tabla 4.5 Volumen de hormigón para diafragmas	86
Tabla 4.6 Planilla de aceros en la losa.....	87
Tabla 4.7 Área y volumen de elementos	87
Tabla 4.8 Análisis de precios unitarios para encofrado.....	88
Tabla 4.9 Análisis de precios unitarios para hormigón de $f'c$ 280 kg/cm ²	89
Tabla 4.10 Análisis de precios unitarios para acero de refuerzo	90
Tabla 4.11 Análisis de precios unitarios para el pasamano de acero	91
Tabla 4.12 Análisis de precios unitarios para el asfalto	92
Tabla 4.13 Presupuesto de la losa.....	92
Tabla 4.14 Presupuesto superestructura con vigas metálicas	93
Tabla 4.15 Presupuesto total para la superestructura con vigas pretensadas.....	93



Índice de Figuras

Figura 1.1 Localización del puente.....	9
Figura 1.2 Vista en planta de la superestructura.....	10
Figura 2.1 Superestructura de viga de acero y losa de hormigón armado.....	13
Figura 2.2 Partes que componen un puente	14
Figura 2.3 Esquema que representa el camión de diseño.	16
Figura 2.4 Esquema que representa el tándem de diseño	16
Figura 2.5 Viga Pretensada.....	27
Figura 2.6 Perfiles laminados de acero.....	38
Figura 2.7 Diagrama Esfuerzo-Deformación	39
Figura 2.8 Puente con Vigas Metálicas	40
Figura 3.1 Modelo de las vigas pretensadas	55
Figura 3.2 Sección de la viga pretensada	56
Figura 3.3 Viga I pretensada con torones y estribos.....	57
Figura 3.4 Cortante para la sección	68
Figura 3.5 Sección del diafragma	70
Figura 3.6 Modelo de la superestructura con vigas de acero.....	71
Figura 3.7 Características de la viga I	71
Figura 3.8 Carga de la vereda sobre la superestructura	72
Figura 3.9 Carga del asfalto sobre la superestructura.....	73
Figura 3.10 Carga de la baranda sobre la superestructura	73
Figura 3.11 Eje neutro en el alma.....	76
Figura 3.12 Momento máximo para el estado de Resistencia 1	77
Figura 3.13 Momento máximo para el estado de Servicio 1	77
Figura 3.14 Cortante para el estado de Resistencia 1	78
Figura 3.15 Cortante para el estado de Servicio 1	79
Figura 3.16 Deflexión en la superestructura.....	80
Figura 3.17 Deflexión.....	81



1 CAPITULO: GENERALIDADES

1.1 Introducción

Actualmente los puentes estructuras importantes para el transporte y movilidad, además de ser parte fundamental para el desarrollo de una ciudad ya que estas estructuras aportan a su crecimiento, los puentes tienen como objetivo principal el salvar obstáculos tales como los desniveles de terreno, represas, lagos o lagunas, ríos u otras vías. A través del tiempo la construcción y el material han ido evolucionando y con esto mejorando su calidad, considerando la economía.

Un puente consta principalmente de dos partes, la infraestructura y la superestructura, siendo esta última la que soporta directamente las cargas, una superestructura debe garantizar un correcto funcionamiento evitando deflexiones que provoquen malestar en los usuarios.

Mediante este trabajo se pretende elaborar dos propuestas de diseño siguiendo sus respectivas normativas, para la superestructura de un puente en dos distintos tipos de material, en acero y hormigón pretensado. Posteriormente mediante un análisis comparativo de precios, se podrá seleccionar la opción que mejor convenga construir desde un punto de vista técnico y económico, sin dejar de lado la calidad y la eficiencia que la nueva superestructura deberá tener. Con esta nueva propuesta de diseño se busca brindar una mejor funcionalidad del puente ya que este presenta problemas de condiciones de servicio entre las que se encuentra las vibraciones que se presenta en él, buscando con esta nueva propuesta proporcionar mayor comodidad y seguridad para conductores y transeúntes.



1.2 Formulación del Problema

Con el constante crecimiento de la población también aumenta el tránsito tanto en cantidad y de peso, por lo que se hace necesario la construcción de estructuras para mejorar la movilización dentro de las ciudades como lo son, los puentes, estos deben estar dispuestos a cumplir con las necesidades de sus usuarios y sobre todo con las especificaciones técnicas que estos requieren.

En el diseño y construcción de un puente, el Ingeniero debe cuidar que al concluir con esta obra cumpla con los requerimientos para brindar un servicio eficiente a la población que requiera el uso del mismo, un problema en una estructura como esta se empieza a notar cuando la superestructura de dicho proyecto brinda cierta desconfianza y molestias a los conductores y peatones, como es el caso del puente ubicado en la Av. Aurelio Jaramillo entre Av. Ignacio Neira y Andrés F. Córdova en la ciudad de Azogues el cual presenta vibración al momento de aplicar las cargas móviles sobre este..

Es importante también cuidar la economía para la construcción de una obra, existen varios tipos de estructuras y materiales que pueden ser utilizados obteniendo resultados igual de eficientes, pero con variaciones en sus costos. En nuestro medio estamos acostumbrados a construir superestructuras tipo viga y losa de hormigón armado. Sin embargo, existen otras opciones de tipología y material que nos permiten obtener mayores beneficios.

1.3 Justificación

Es importante que una estructura, como lo es un puente, ofrezca seguridad y comodidad a sus usuarios, por lo tanto, se pretende ofrecer un nuevo diseño de



superestructura para el puente en estudio, en caso de la necesidad de una demolición y sea necesario reconstruir el puente. Se brindarán dos propuestas de diseño utilizando hormigón pretensado y acero, y que cumplan con lo establecido en las normativas en nuestro país.

1.4 Objetivos:

1.4.1 General

Diseñar la superestructura de un puente sustentado sobre estribos de hormigón, ubicado sobre el río Burgay en la Av. Aurelio Jaramillo de la ciudad de Azogues, aplicando las normativas correspondientes para hormigón pretensado y acero, brindando una nueva propuesta en caso de ser necesario una reconstrucción.

1.4.2 Específicos

- Realizar un levantamiento de información del lugar.
- Determinar las cargas que se le aplicarán en la superestructura.
- Analizar y diseñar la superestructura en hormigón pretensado.
- Analizar y diseñar la superestructura en acero.
- Realizar el análisis de precios para las dos variantes.

1.5 Metodología:

El método con el que se cumplirá los objetivos propuestos será el deductivo directo, puesto que, con esta investigación, a partir de conceptos y normativas correspondientes se busca llegar a una conclusión a la hipótesis planteada, para hacer una correcta elección del material de construcción.

A partir de una adecuada investigación sobre normativas y procesos para el diseño tanto para las vigas pretensadas como las de acero, como se presenta en el capítulo 2 se procede a realizar los respectivos cálculos para el pre dimensionamiento y a partir de los cuáles se verifica su funcionalidad por medio de un programa de modelación que en este caso es CSI Bridge. Por último, se hace los presupuestos para cada propuesta, para el acero a partir de análisis de precios unitarios y para las vigas pretensadas se solicita una cotización por parte de una empresa de prefabricados, con el fin de determinar la más económica.

1.6 Localización

La localización de la superestructura es en la ciudad de Azogues, en la Av. Aurelio Jaramillo, sobre el río Burgay en la provincia del Cañar.

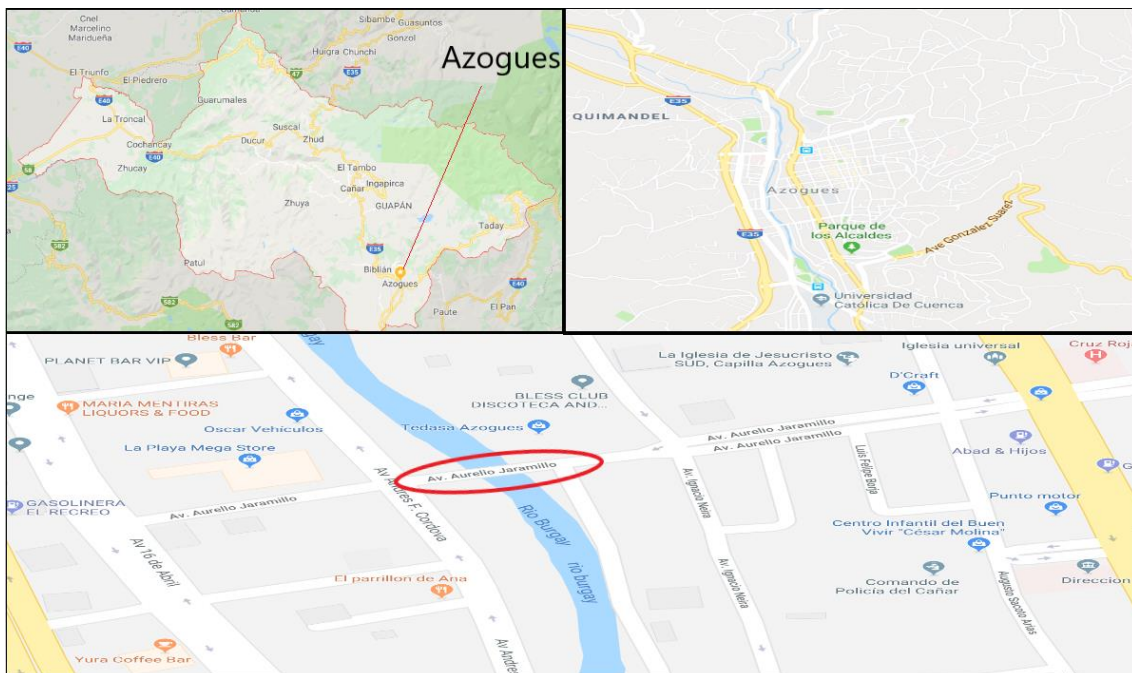


Figura 1.1 Localización del puente

Fuente: Google Earth

Un estudio topográfico permite realizar una adecuada ubicación del puente mediante una observación exhaustiva a través de diferentes medios, pero en este caso debido a que el puente se encuentra emplazado, y el proyecto que se realizará se concentra solamente en brindar propuestas para la reconstrucción de la superestructura. Por lo que contamos ya con la luz, que se determinó de 31 m.

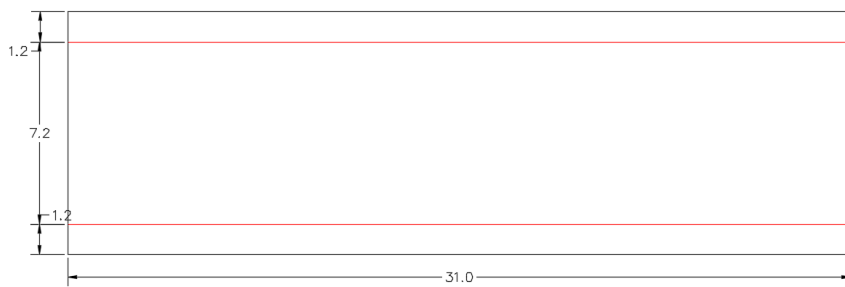


Figura 1.2 Vista en planta de la superestructura

Fuente: Autor



2 CAPITULO: MARCO TEÓRICO

2.1 Definiciones

AASHTO: “Asociación Americana de Autopistas Estatales y Oficiales de Transporte”.

ACI: “Instituto Americano del Hormigón”.

AICS: “Instituto Americano de Construcción de Acero”.

PCI: “Instituto del Prefabricado y Hormigón Pretensado”.

Puente: Obras de fábrica destinadas a salvar corrientes de agua, depresiones del relieve topográfico, y cruces a desnivel que garanticen una circulación fluida y continua de peatones, agua, ductos de los diferentes servicios, vehículos y otros que redunden en la calidad de vida de los pueblos. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

Superestructura: Se encuentra conformada por el tablero que soporta directamente las cargas: vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos. (Rodríguez Serquén, 2017)

Infraestructura: Conformada por pilares (apoyos centrales), estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos. (Rodríguez Serquén, 2017)

Acero: este material es mayormente usado en armaduras, vigas de apoyo, superestructuras con losa de hormigón y en elementos como vigas, contra vientos, diafragmas, planchas de apoyo o empalme, pernos, remache, soldados, etc. Este material además presenta alta resistencia a la tensión y compresión. (Ramos García, 2010)



Puentes de Hormigón Pretensado: este tipo de puentes permiten con el empleo de materiales de resistencia elevada, aminorar las dimensiones de la sección transversal y lograr una consecuente economía en peso (Rodríguez Serquén, 2017).

Pretensado: ACI (2014) afirma que, “Método en el cual el acero de preesfuerzo se tensiona antes de la colocación del hormigón” (p. 44).

Combinación de Carga de Diseño: se define como la combinación de cargas y fuerzas mayoradas, definen la multiplicación de los distintos tipos de carga por factores de carga individuales y se combinan para formar la carga conocida también como carga mayorada (American Concrete Institute, 2014).

2.2 Clasificación de Puentes

De acuerdo a la AASHTO los puentes pueden ser catalogados debido a diferentes parámetros, como, por ejemplo, por su estado de servicio en el que los puentes pueden ser peatonales, vehículos, ferroviarios o para acueductos, un puente también puede dividirse de acuerdo a sus materiales de construcción, entre los más comunes se encuentra el acero y el hormigón ya sea armado o presforzado. Un puente puede ser simplemente apoyado, continuo, en arco, colgante, simples de tramos múltiples entre otros (Rodríguez Serquén, 2017).

Además, los puentes se clasifican por su geometría en planta los cuales pueden ser, rectos, esviajados o curvos. Por último, se les divide de acuerdo a su tiempo de vida, definitivo, el cual es diseñado para un servicio de 75 años o un puente temporal, usado por un tiempo temporal, el cual no es mayor a 5 años (Rodríguez Serquén, 2017).

2.3 Partes de un Puente

Un puente se encuentra dividido en dos partes principales la superestructura y infraestructura, en las cuáles a su vez se distinguen diferentes elementos, los que se describirán a continuación:

La superestructura hace referencia al tablero, parte que soporta directamente las cargas de los vehículos y las transfiere a vigas, armaduras, arcos, cables, bóvedas u otros elementos sobre los que se apoya, y transmitiendo dichas cargas a las pilas y estribos. Dentro de la superestructura se encuentran también las vigas principales, diafragmas, aceras, contenes, pretilas y sistemas de drenaje (Gómez Díaz, 2009).

Reinoso y Zambrano (2014) denominan al tablero como la parte del puente sobre la que circulan los vehículos, conformado por la losa, vigas, barandas, pavimento, diafragmas, juntas de dilatación, etc. Haciendo referencia a la losa como un elemento estructural que transmite las cargas a vigas o apoyos, siendo las vigas las que soportan la losa, y se encuentran asentadas sobre los apoyos. Mientras que los diafragmas conectan las vigas formando una red que ayuda a incrementar la rigidez. Y las barandas son los elementos que limitan la calzada a los lados del tablero, para protección de vehículos y peatones.

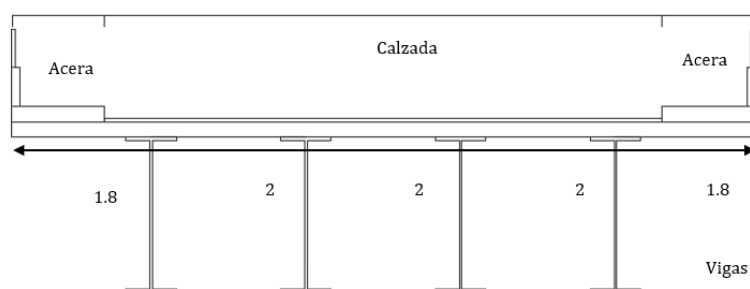


Figura 2.1 Superestructura de viga de acero y losa de hormigón armado

Fuente: Autor

La infraestructura de un puente se forma por estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, elementos encargados de la transferencia de cargas de la superestructura a el terreno (Gómez Díaz, 2009).

Las pilas son elementos verticales intermedios del puente, que enmarcan vanos y se componen de coronamiento o cabezal y estribos. Siendo el cabezal la parte superior donde se encuentran aparatos de apoyo, por lo que se encuentra sometido a cargas concentradas, debajo se encuentra la pila misma, y por ultimo al final la cimentación, enterrada para consolidar el traslado de las cargas al suelo. Los estribos son elementos verticales ubicados en los extremos del puente, soportando las cargas de la superestructura y del empuje del terreno adyacente de los terraplenes de acceso al puente (Gómez Díaz, 2009).

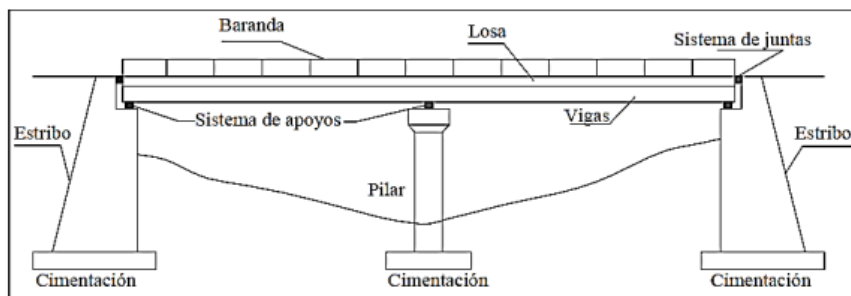


Figura 2.2 Partes que componen un puente

Fuente: (Reinoso Bajaña & Zambrano Bernal, 2014)

2.4 Cargas

Para el diseño de un puente es fundamental establecer las cargas y las posibles combinaciones que este debe resistir de acuerdo a su uso, las cuales se encuentran clasificadas dependiendo de su naturaleza y de su duración, como lo son las cargas muertas, vivas, ambientales u otras cargas a las que se pueden encontrar expuestos.



2.4.1 Cargas Muertas

Son de magnitud constante y permanecen fijas en un mismo lugar. Como lo es el peso propio de la estructura (McCormac & Brown, Diseño de concreto reforzado, 2011).

También pueden ser llamadas cargas permanentes, deben ser consideradas en todas las combinaciones debido a que corresponden además del peso propio de la estructura a instalaciones y acabados (Andrade Gárate, 2016).

2.4.2 Cargas Vivas

Son las que pueden cambiar de lugar y magnitud. Dentro de estas cargas se encuentran las denominadas cargas móviles las cuales se mueven por su propio impulso, por ejemplo, camiones, gente o grúas. Los puentes pueden estar sometidos a una serie de cargas concentradas de magnitud variable que son provocadas por los grupos de camiones. Se pueden presentar también cargas de impacto por la vibración de las cargas móviles, éstas son iguales a la diferencia entre la magnitud de las cargas realmente generadas y la magnitud de las cargas consideradas como muertas. Otras cargas vivas actuantes son las cargas longitudinales que se producen cuando un camión se detiene en un puente (McCormac & Brown, Diseño de concreto reforzado, 2011).

Según la AASHTO la carga de diseño vehicular sugerida es la HL-93, la carga vehicular HL-93 consiste en una combinación de camión de diseño o tándem de diseño y la carga de carril de diseño (Rodríguez Serquén, 2017).

2.4.2.1 Cargas Vehiculares

Las condiciones más críticas de acuerdo al teorema de Barré, se producen de acuerdo a las separaciones entre los ejes traseros del camión, para el máximo momento,

y para el cortante máximo se dará cuando el eje trasero se encuentre sobre el apoyo (Vélez Jara & Vintimilla Carrasco, 2016).

- **Camión de diseño**

La separación entre los ejes de 145000 N puede variar entre 4300y 9000 mm, los pesos y separaciones se especifican en la figura 2.3.

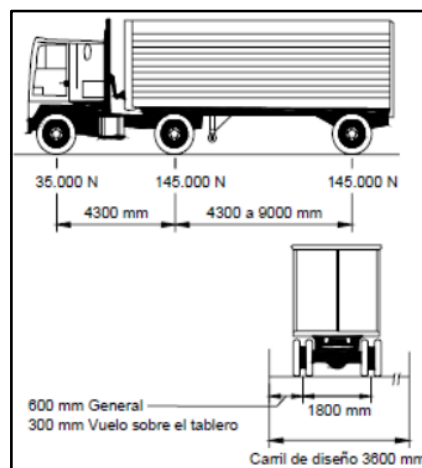


Figura 2.3 Esquema que representa el camión de diseño.

Fuente: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)

- **Tándem de diseño**

Consta de dos ejes de 110000 N separados por 1200 mm, según se presenta en la siguiente Figura, y la separación transversal se tomará de 1800 mm (Andrade Gárate, 2016).

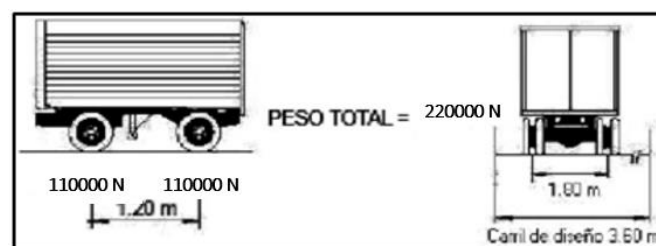


Figura 2.4 Esquema que representa el tándem de diseño

Fuente: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)



- **Carga de carril de diseño**

Consiste de una carga uniformemente distribuida de 9.3 N/mm. Las solicitaciones debidas a la carga de carril de diseño no se encontrarán sujetas a un incremento por carga dinámica (Reinoso Bajaña & Zambrano Bernal, 2014).

- **Incremento por carga dinámica**

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, deberán ser mayorados de acuerdo con los porcentajes especificados en la Tabla 2.1. y el cual no se aplicará a cargas peatonales ni de carril de diseño.

Tabla 2.1 Incremento por carga dinámica

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
Estado Límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)

- **Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte en Vigas**

Simbología:

S = Separación entre vigas o almas (mm).

L = Longitud de tramo de la viga (mm).

$K_g = n(I_{vigas} + Ae_g^2)$ = Parámetro de rigidez longitudinal (mm⁴).

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}}$$

$E_c = 0.043K_I\gamma_c^{1.5}\sqrt{f_c}$, en MPa.

$E_c = 15.300\sqrt{f_c}$, en kg/cm², para hormigón de peso normal con $\gamma_c = 2.320$ kg/m³ y $K_I = 1$.

A = Superficie de la viga (mm²).

$I = I_{viga}$ = Momento de inercia de la viga (mm⁴).

d_e = Longitud entre el alma exterior de una viga y barrera para el tráfico (mm).

e_g = Longitud entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm).

t_s = Espesor de la losa de hormigón (mm).



- N_c = Número de células de una viga cajón de hormigón.
 N_b = Número de vigas.
 W_e = Un medio de la separación entre almas, más el vuelo total (mm).
 b = Ancho de la viga (mm).
 d = Profundidad de la viga o larguero (mm).
 e = Factor de corrección.
 g = Factor de distribución.
 K = Constante para diferentes tipos de construcción.
 J = Constante torsional de St. Venant (mm⁴).
 N_L = Número de carriles de diseño.
 N_b = Número de vigas o largueros.
 D = Ancho de distribución por carril (mm).
 C = Parámetro de rigidez
 μ = Coeficiente de Poisson.
 t_g = Profundidad de un emparrillado de acero corrugado.

Para vigas con tableros de hormigón, se aplica la fracción por carril especificada g. Tanto las cargas fijas de la losa y las que se encuentran actuando sobre la losa deben ser distribuidas de igual manera para todas las vigas. En lo que respecta a la fase del margen fatiga, se utiliza el camión de fatiga y el esfuerzo resultante por 1.20 (Rodríguez Serquén, 2017).

Pueden utilizarse las simplificaciones de la tabla 2.2, de acuerdo a las secciones transversales de la tabla 2.3:

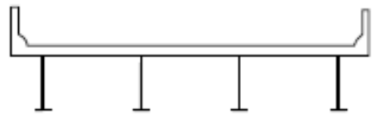
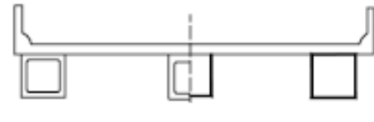


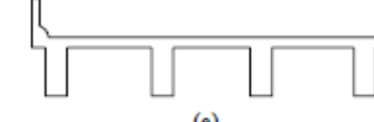
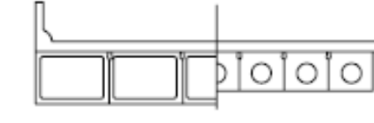

Tabla 2.2 Valor de constantes.

Parámetros de la ecuación	Valor Simplificado			
	a	e	k	f, g, i, j
$\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	1.02	1.05	1.09	-
$\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.25}$	1.03	1.07	1.15	-
$\left(\frac{Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	0.97	0.93	0.85	-
$\frac{I}{J}$	-	-	-	$0.54\left(\frac{d}{b}\right) + 0.16$

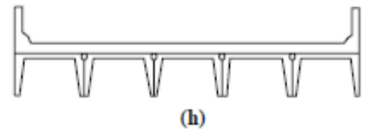
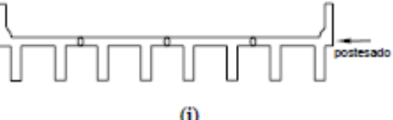
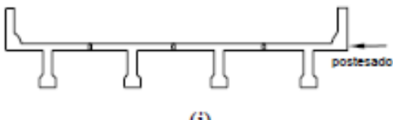
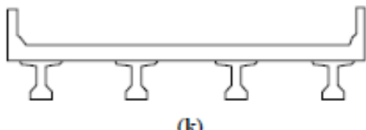

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)



Tabla 2.3 Superestructuras existentes

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada.	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ.	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado.	 (c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colada in situ.	Hormigón monolítico.	 (d)
Viga Te de hormigón colada in situ	Hormigón monolítico.	 (e)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte.	Sobrecapa de hormigón colado in situ.	 (f)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal.	Hormigón integral.	 (g)



Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ.	
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal.	Hormigón integral.	
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte con o sin postesado transversal.	Hormigón integral.	
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado.	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado.	
Vigas de madera.	Hormigón colado in situ o tableros, paneles encolados/clavados o madera tensada.	

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)

Para determinar el factor de distribución para momento en vigas interiores se aplica la tabla 2.4, en la cual se puede usar la tabla 2.2 y para para las vigas exteriores la tabla 2.5:

Tabla 2.4 Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 2.3	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado:	$S \leq 1800$ $1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados:	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)



Tabla 2.5 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 2.3	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{inferior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)

Para el factor de distribución para corte para vigas interiores se determina de acuerdo a la tabla 2.6 y en las vigas exteriores la Tabla 2.7:

Tabla 2.6 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 2.3	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)

Tabla 2.7 Distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 2.3	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)



2.4.2.2 Carga de Fatiga

Para la carga por fatiga se utiliza un camión similar al camión de diseño, pero con una separación de ejes posteriores de 9.14m (Rodríguez Serquén, 2017).

2.4.2.3 Carga Peatonal

“Se estima una carga peatonal de 3628 N/m², además las barandas deben ser diseñadas para soportar una carga de 890 N aplicadas en cualquier parte del pasamano, con cualquier dirección” (Jaramillo Soto, 2015).

2.4.2.4 Cargas Ambientales

Como su nombre lo dice son causadas por el ambiente. Los tipos de cargas ambientales pueden ser nieve, aunque no es considerado para el diseño de puentes; lluvia; cargas de viento y cargas sísmicas, esta última debido a que nuestro país se encuentra en territorio sísmico (McCormac & Brown, Diseño de concreto reforzado, 2011).

Según la AASHTO mediante el método LRFD para una estructura se debe definir ciertos estados límites, necesarios para cumplir con lo propuesto a la construcción, servicio y seguridad, sin olvidarse de la inspección, estética y economía, como lo son:

2.4.3 Factores de carga y Combinaciones de carga

Para cada estado límite, los elementos y conexiones deben satisfacer:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i = Q \quad (2.1)$$

Donde:

η_i = Factor de modificación de cargas

γ_i = Factor de carga, multiplicador estadístico que se aplica a las solicitaciones.

Q_i = Solicitación de cargas



“El factor de modificación de cargas depende de coeficientes, η_D , η_R , y η_I , los que se encuentran relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operacional respectivamente” (Reinoso Bajaña & Zambrano Bernal, 2014).

Ductilidad

La estructura de un puente debe afirmar el crecimiento de alteraciones inelásticas importantes y evidentes en las etapas de los márgenes de resistencia y evento extremo previamente a la falla.

Se presenta los siguientes valores:

$n_D \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles.

$n_D = 1.00$ para diseños y detalles convencionales y todos los demás límites.

$n_D \geq 0.95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado otras magnitudes con el fin de aumentar la ductilidad (Rodríguez Serquén, 2017).

Redundancia

En lo más posible se debe utilizar sistemas continuos y con varios recorridos de cargas. Los componentes primordiales y en los cuales su falla se adelanta puede causar la caída del puente, se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Mientras que los elementos y componentes cuya falla se adelanta no causará la caída del puente se diseñarán como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante. Para la fase en los márgenes de resistencia (Rodríguez Serquén, 2017):

$n_R \geq 1.05$ para elementos no redundantes.

$n_R = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia y todos los demás límites.



$n_D \geq 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia

Importancia Operativa

Se aplica a estados en los márgenes de resistencia y evento extremo. Para la fase en los márgenes de resistencia (Rodríguez Serquén, 2017):

$n_I \geq 1.05$ para puentes importantes.

$n_I = 1.00$ para puentes típicos y todos los demás límites.

$n_I \geq 0.95$ para puentes de relativamente poca importancia.

2.4.3.1 Estado Límites

Límite de Servicio

Son restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

Límite de Fatiga y Fractura

Se debe considerar como restricciones que se implantan a un rango de tensiones como producto de tener un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos que se da en el rango de tensión. Este estado límite restringe el crecimiento de las fisuras bajo las sollicitaciones de cargas respectivas con el objeto de no producir fisuras en la fase de diseño del puente. (Méndez Sarmiento, 2015)

Reinoso y Zambrano (2014) afirman que el estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las especificaciones sobre materiales de AASHTO.



Límite de Resistencia

Con este estado se garantiza la fuerza y solidez, tanto local como total, y con esto tolerar las uniones de cargas importantes que el puente puede experimentar en su fase de diseño (Reinoso Bajaña & Zambrano Bernal, 2014).

Puede haber presencia de altas tensiones y deterioros estructurales, sin embargo, se espera que la estructura se sostenga. (Méndez Sarmiento, 2015)

Límites Correspondientes a Eventos Extremos

Es un estado límite en el que se considera situaciones extremas y con esto garantizar la vida de la estructura del puente, como puede ser durante un sismo, inundación, o por el impacto de un vehículo. Se considera ocurrencias únicas cuya recurrencia es mayor al periodo de diseño del puente. (Méndez Sarmiento, 2015)

Tabla 2.8 Factores de carga y combinaciones

Combinación de Cargas Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (excepto notas)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{RG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{RG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia III	γ_p	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	γ_{RG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{RG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{RG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Servicio II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Servicio III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{RG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Servicio IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatiga I— LL, IM & CE solamente	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatiga II— LL, IM & CE solamente	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014)



De acuerdo a lo especificado se tiene la tabla 2.8, donde se muestra las posibles combinaciones de carga y estados límites, en lo que corresponde a resistencia, eventos extremos, servicio y fatiga.

Para los factores de carga permanentes γ_p , se tiene la tabla 2.9:

Tabla 2.9 Factores de carga para cargas permanentes

Tipo de Carga	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90	
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45	
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65	
EH: Empuje horizontal del suelo	Activo	1.50	0.90
	En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00	
EV: Empuje vertical del suelo	Estabilidad global	1.00	N/A
	Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
	Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
	Marcos rígidos	1.35	0.90
	Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
	Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75	

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)

Denominación de las cargas:

DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento.

BR= Fuerza de frenado de los vehículos

IM= Incremento por carga vehicular dinámica

LL= Sobrecarga vehicular.

PL= Sobrecarga peatonal.

LS= Sobrecarga viva.

WS= Viento sobre la estructura

2.5 Hormigón Pretensado

El hormigón pretensado se basa en tensar los tendones de presfuerzo antes de colocar el hormigón. Después de que dicho hormigón se endurezca, se corta los tendones y la fuerza de presfuerzo se transmite al hormigón por adherencia (McCormac & Brown, Diseño de concreto reforzado, 2011).

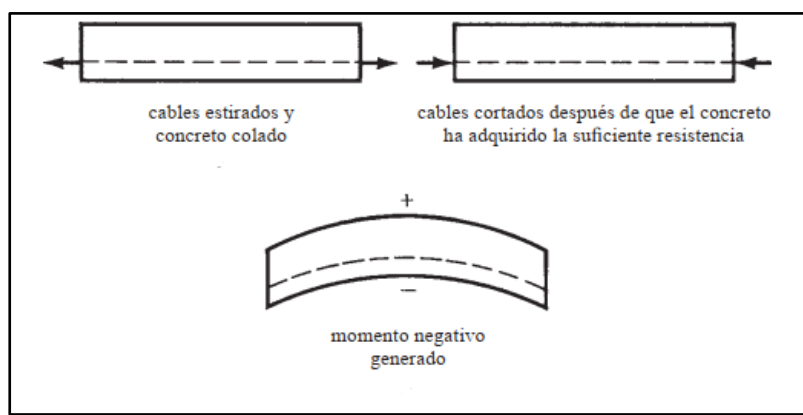


Figura 2.5 Viga Pretensada

Fuente: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

Los esfuerzos en el hormigón son causados por el peso del miembro y la fuerza en el acero de preesforzado, tanto en el pretensado como en el postensado, después del gateo, reducida por las pérdidas debidas al asentamiento del anclaje y el acortamiento elástico del hormigón (American Concrete Institute, 2014).

Al adherirse el acero al hormigón en el proceso de fraguado y logra la resistencia requerida, se retira la tensión aplicada a los cables y se transfiere al hormigón en forma de compresión (Morales & Torres Pardo, 2011).

En el pretensado, la armadura es activa, debido a su tensado antes de la actuación de las cargas que van a actuar sobre la estructura, comprimiendo el hormigón, de manera que se reduzca las tracciones (Rodríguez Serquén, 2017).



Para el acero usado en el hormigón pretensado hay tipos como; tendones, alambres redondos estirados en frío, cables trenzados y varillas de acero de aleación. Y su alta resistencia del acero se debe a las fuertes fuerzas de pretensado (Arroyo, 2012).

Con el uso del hormigón pretensado se mejora el comportamiento bajo carga, debido al control del agrietamiento y deflexión. Además permite el uso de materiales de alta resistencia, y los elementos resultan más eficientes y esbeltos. Una gran ventaja de este tipo de material es la rapidez en la fabricación de elementos pretensados (Arroyo, 2012).

Sin embargo, se pueden también mencionar algunas desventajas como lo es el transporte y montaje, y requiere de mayor inversión inicial y diseño más complejo (Arroyo, 2012).

Los miembros de hormigón pretensado deben cumplir con algunos aspectos para la resistencia última y las tensiones admisibles. El diseño se basa en la resistencia última y en el comportamiento para las condiciones de servicio correspondientes a todas las etapas que pueden ser críticas durante la vida de las estructuras a partir del pretensado (Rodríguez Serquén, 2017).

2.5.1 Puentes con Vigas de Hormigón Pretensado

En el caso del puente de hormigón pretensado, sus materiales tienen resistencia elevada, se puede reducir las medidas de la sección transversal. En la tabla 2.10 se presenta luces de puentes presforzados:



Tabla 2.10 Luces para Puentes de Hormigón Presforzado Simplemente Apoyados

CON DOS APOYOS	LUZ (m)
Losa	9 a 12
Losa con alveolos	9 a 15
Doble T	12 a 18
Cajón cerrado	38
Vigas AASHTO	15 a 30
Vigas I	18 a 36
Vigas Cajón	24 a 36

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)

2.5.2 Diseño de Vigas de Hormigón Pretensado

Al preesforzar un elemento la fuerza aplicada para este método disminuye con el tiempo y de esta manera reduciendo también su capacidad de resistencia, las pérdidas se calculan para un período de tiempo después del cual estas llegan a ser despreciables. Un cálculo exacto de estas pérdidas es muy difícil de obtener, sin embargo es importante conocer las pérdidas en distintas etapas de vida del elemento, como al momento de cortar los cables, al izar el elemento o al recibir cargas de servicio.

- **Condiciones iniciales al cortar el cable**

El ACI, indica los esfuerzos permitidos para el hormigón al momento de cortar los cables, $0.8\sqrt{f'ci}$ y $1.6\sqrt{f'ci}$, esfuerzos en tracción en el centro y en los extremos del elemento, respectivamente. Siendo $f'ci$ el esfuerzo de compresión de rotura del hormigón, al momento de cortar los cables.

Los esfuerzos en las fibras extrema superior e inferior y vienen dadas por las siguientes fórmulas de la flexión básica en estado elástico, con las cuáles se calcula los esfuerzos en el centro como en los apoyos, pero en los extremos no existe la presencia del peso propio (Carrasco Castro, 2010).



$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S^t} \quad (2.2)$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S_b} \quad (2.3)$$

Donde:

f^t = Esfuerzo en fibra superior

f_b = Esfuerzo en fibra inferior

P_i = Fuerza de pretensado inicial, antes de pérdidas

A_c = Área de la sección de hormigón

e = Excentricidad del centroide de los cables de pretensar, con respecto a la línea neutra de la sección.

c_b = Distancia desde la línea neutra hasta la fibra extrema inferior

c_t = Distancia desde la línea neutra hasta la fibra extrema superior

r^2 = Radio de giro al cuadrado de la sección (Inercia sobre área)

M_D = Momento flector máximo por peso propio

S^t = Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra superior = I/c_t

S_b = Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra inferior = I/c_b

- **Condiciones al colocar la losa superior como carga**

La losa se puede hormigonar por dos métodos, sin apuntalamiento, es decir que se encuentra apoyada en las vigas pretensadas, el cálculo de los esfuerzos en las fibras extremas superior e inferior se puede realizar por medio de las siguientes ecuaciones de la flexión en estado elástico. (Carrasco Castro, 2010)

Donde:

M_{SD} = Momento flector adicional, debido al peso de la losa y cualquier otra carga

P_e = Fuerza de pretensado afectiva, después de ocurrido las pérdidas

$$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_{SD}}{S^t} \quad (2.4)$$

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_{SD}}{S_b} \quad (2.5)$$



- **Condiciones bajo cargas de servicio**

Este comportamiento se debe realizar en estado elástico, verificar los esfuerzos admisibles con las cargas sin mayorar. Cuando la losa se cola en la parte superior pasa a ser parte del elemento resistente, conocido como diseño compuesto o vigas compuestas que trabajan como vigas T, formando una nueva sección con propiedades distintas a las iniciales (Carrasco Castro, 2010).

Se debe adicionar a los esfuerzos obtenidos previamente las producidas por las cargas de servicio, por lo que el esfuerzo en la fibra superior del nuevo elemento es (Carrasco Castro, 2010):

$$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_{SD}}{S^t} - \frac{M_L + M_{Dadic}}{S_c^t} \quad (2.6)$$

El esfuerzo en la fibra inferior del elemento pretensado es:

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_{SD}}{S^t} + \frac{M_L + M_{Dadic}}{S_{cb}} \quad (2.7)$$

Donde:

M_L = Momento por carga viva que actúa en el elemento pretensado

M_{Dadic} = Momento por cargas muertas adicionales como tabiquería y otros

Para determinar los esfuerzos producidos en la losa colada sobre el prefabricado, se encuentra el módulo resistente correspondiente a la sección compuesta a la altura de la fibra superior, se tiene (Carrasco Castro, 2010):

$$f^{ts} = -\frac{M_L + M_{Dadic.}}{S_{cs}^t} \quad (2.8)$$

f^{ts} = Esfuerzo en la parte superior de la losa colada in-situ

S_{cs}^t = Módulo resistente de la sección compuesta, altura superior de la losa



- **Diseño a flexión en Resistencia Última**

Según el ACI se debe mayorar las cargas y disminuir las resistencias, mediante factores. El momento nominal se lo reduce por un factor igual a 0.9, estos factores varían de acuerdo al efecto que se diseña, en este caso para la flexión. Se debe comprobar que la sección se comporte de manera adecuada y segura, de acuerdo a sus resistencias últimas, verificando su resistencia a cargas límites. (American Concrete Institute, 2014)

Se determina el esfuerzo de tracción nominal, en flexión, en el acero de preesfuerzo, como lo especifica la ecuación 2.9 donde se tomó γ_p igual a 0.28, de acuerdo al ACI valor dado para aceros de baja relajación. (Carrasco Castro, 2010)

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right] \quad (2.9)$$

Donde:

β_1 = Factor dado para establecer la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos de compresión, para resistencias mayores a 280 kg/cm², se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm² en exceso de los 280 kg/cm²

ρ_p = Cuantía del acero de preesfuerzo

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de no preesfuerzo

d_p = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesfuerzo

$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$ en la que ρ es la cuantía del acero de no preesfuerzo

$\omega' = \rho' \frac{f_y}{f'_c}$ en la que ρ' es la cuantía del acero de compresión, si existe acero adicional a compresión.

Para determinar la altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión en el hormigón se tiene (Carrasco Castro, 2010):

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f'_c b} \quad (2.10)$$

Siendo A_p el área del acero de preesfuerzo.



El momento nominal de la sección se calcula de la siguiente manera (Carrasco Castro, 2010):

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (2.11)$$

Para asegurar que la sección no tenga muy poco acero y que por tanto no existan fallas frágiles, por lo que se debe cumplir que $M_n \geq 1.2M_{cr}$, en la que M_{cr} es el momento flector de fisuración de una sección.

$$M_{cr} = f_r S_b + P_e \left(\frac{r^2}{c_b} + e \right) \quad (2.12)$$

Donde:

f_r = Módulo de ruptura del hormigón

- **Cálculo del cortante en apoyos**

La fuerza cortante resistente para el hormigón en elementos preesforzados, con una fuerza efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo de flexión, es (American Concrete Institute, 2014):

$$V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (2.13)$$

Donde:

λ = Factor que toma en cuenta la variación de las propiedades mecánicas del hormigón de peso liviano, igual a 1

V_u = Fuerza cortante última

M_u = Momento flector último

b_w = Espesor del alma de una viga

Con las siguientes condiciones:

$$0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \leq V_c \leq 1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.14)$$



$$\frac{V_u d_p}{M_u} \leq 1 \quad (2.15)$$

Al usar acero perpendicular al eje del elemento, la fuerza que resiste éste se da de la siguiente manera (American Concrete Institute, 2014):

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.16)$$

Donde:

V_s = Resistencia nominal a cortante del acero transversal de cortante

A_v = Área total de refuerzo por cortante

f_{yt} = Resistencia a la fluencia del refuerzo por cortante

s = Espaciamiento del acero transversal de cortante

Con la condición que:

$$V_s < 2.2\sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.17)$$

- **Acero mínimo por cortante**

En elementos preesforzados, cuando la torsión sea despreciable o no exista el refuerzo mínimo se calcula de la siguiente manera (Carrasco Castro, 2010):

$$A_{v,min} = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (2.18)$$

Pero:

$$A_{v,min} \geq \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}} \quad (2.19)$$

Además, en elementos preesforzados que tengan una fuerza de preesfuerzo efectiva no menor al 40% de la resistencia a la tracción del acero de flexión, se tiene que cumplir que (Carrasco Castro, 2010):

$$A_{v,min} \geq \frac{A_p f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (2.20)$$



Donde:

A_p = Área de acero de preesfuerzo, en la zona de tracción

f_{pu} = Resistencia última del acero de preesfuerzo

- **Cortante horizontal**

En lugar de usar la fórmula dada para el cálculo del esfuerzo por cortante, el esfuerzo cortante media en la sección, con lo que se tiene una ecuación simplificada para evaluar el esfuerzo cortante horizontal v_h , entonces:

$$v_h = \frac{V}{b_v d_p} \quad (2.21)$$

Donde:

V = Fuerza cortante vertical que actúa en la sección

b_v = Ancho de la superficie de contacto del elemento prefabricado

d_p = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesfuerzo

Para el diseño el principio de resistencia última, se puede expresar de la siguiente manera (Carrasco Castro, 2010):

$$V_u = \phi V_{nh} \quad (2.22)$$

El factor de reducción de resistencia ϕ es igual a 0.75, por tratarse de cortante, por lo que la fuerza cortante nominal horizontal V_{nh} , es (Carrasco Castro, 2010):

$$V_{nh} = v_{nh} b_v d_p \quad (2.23)$$

Donde:

v_{nh} = Esfuerzo cortante horizontal nominal

En el caso de que se ha colocado estribos para cortante horizontal, en una cuantía mínima, y las superficies de contacto están limpias y libres de lechada, con una rugosidad intencionalmente realizada de aproximadamente 6 milímetros de amplitud, el esfuerzo cortante horizontal puede tomarse igual a:



$$v_{nh} = (18 + 0.6\rho_v f_y)\lambda \quad (2.24)$$

Pero:

$$v_{nh} \leq \frac{35kg}{cm^2} \quad (2.25)$$

Donde:

$$\rho_v = \text{Cuantía entre el área de estribos y la superficie de contacto} = \frac{A_v}{(b_v s)}$$

- **Camber y deflexiones**

En el hormigón preesforzado, se presenta una contra flecha inicial, conocida como camber, debida a la compresión excéntrica que produce la fuerza de preesfuerzo en elementos pretensados, cuando se cortan los cables y varía con el tiempo. (Carrasco Castro, 2010)

Las deflexiones deben evaluarse con y sin cargas de servicio, sin mayoración, mediante métodos elásticos. Para las deflexiones a largo plazo se debe tomar en cuenta los efectos de la fluencia plástica y retracción del hormigón, como la relajación del acero, que hacen que varíe el módulo de elasticidad. (Carrasco Castro, 2010)

Para el camber al momento de la transferencia de la fuerza de pretensado, al cortar los cables de la viga, se determina la deflexión hacia arriba por la influencia de los cables al cual posteriormente se debe disminuir la deflexión hacia abajo debido al peso propio, y se determina el camber al momento de cortar los cables. (Carrasco Castro, 2010)

Las deflexiones finales se determinan mediante los datos del PCI, para la deflexión debida al peso del elemento al momento de cortar los cables 2.70, para el camber elástico debido a la fuerza del preesfuerzo al momento de cortar los cables 2.45, y para la deflexión elástica debida a la carga muerta sobrepuesta 3 (Carrasco Castro, 2010).



Deflexión hacia arriba por la influencia de los cables pretensados:

$$\Delta \uparrow = \frac{P_i e L^2}{8 E_{ci} I} \quad (2.26)$$

Donde:

L = Luz de la viga

I = Inercia de la viga

E_{ci} = Módulo de elasticidad inicial del hormigón (al momento de cortar los cables)

Deflexión hacia abajo debido al peso propio

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 D C L^4}{384 E_{ci} I} \quad (2.27)$$

2.6 Acero

McCormac y Csernak, (2012) afirma, “El acero es una aleación que está compuesta en su mayoría por hierro, además de pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos” (p.18).

El acero presenta alta resistencia bajo el peso de las estructuras, es un material uniforme debido a que sus propiedades no cambian, por su elasticidad su comportamiento se acerca a la de su diseño, gran durabilidad, puede soportar grandes deformaciones por ser dúctiles y tenaces. Además, las estructuras en acero pueden estar sometidas a ampliaciones, sus miembros son fáciles de unir mediante soldadura o pernos y su montaje es rápido (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012).

La mayor desventaja que se presenta en los aceros es la corrosión por la exposición al aire y agua, por lo que los miembros deben ser pintados regularmente. Entre otras existe también la susceptibilidad al pandeo, mientras más largos y esbeltos sean las secciones a compresión la probabilidad de pandeo será mayor, la fatiga es otra característica que

puede presentar inconvenientes en estructuras de acero al desgastar su resistencia por estar sometido a varios cambios de dimensión de esfuerzos de tensión. Por último, se puede mencionar la ductilidad que se puede perder provocando la fractura frágil en puntos de concentración de esfuerzos (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012).

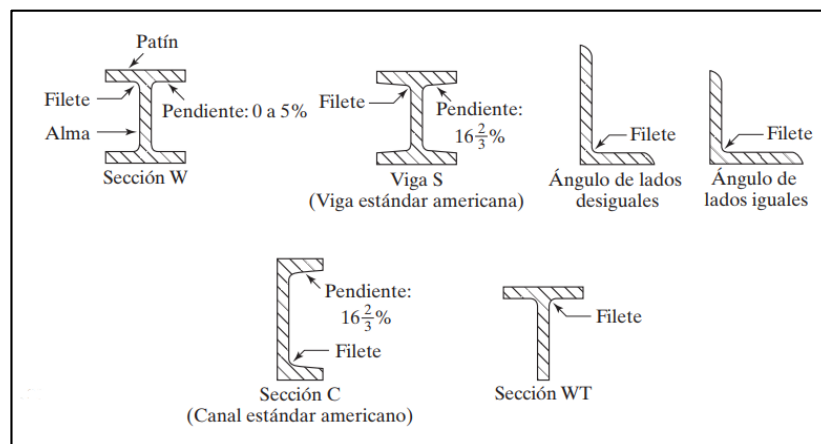


Figura 2.6 Perfiles laminados de acero

Fuente: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

El acero puede ser laminado económicamente en muchas formas y tamaños sin hacer cambios en sus propiedades físicas. Los miembros de acero más recomendables son los que tienen grandes momentos de inercia en relación con sus áreas, como lo son *I*, *T* y *C* (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012).

Al someter un elemento de acero estructural a tensión este se alargará, y este alargamiento incrementará de manera lineal a medida que la tensión aumenta de manera constante. El límite proporcional es el último esfuerzo para el que aún es válida la ley de Hooke, y el mayor esfuerzo que puede resistir sin producir una deformación permanente es el límite elástico. El esfuerzo de fluencia es en el que existe una deformación violenta que no necesita de un incremento de esfuerzo. En el diagrama esfuerzo-deformación es



el primer punto en el que la tangente a la curva es horizontal. La deformación que se produce antes de la fluencia, se le llama deformación plástica, igual a 10 o 15 veces la elástica (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012).

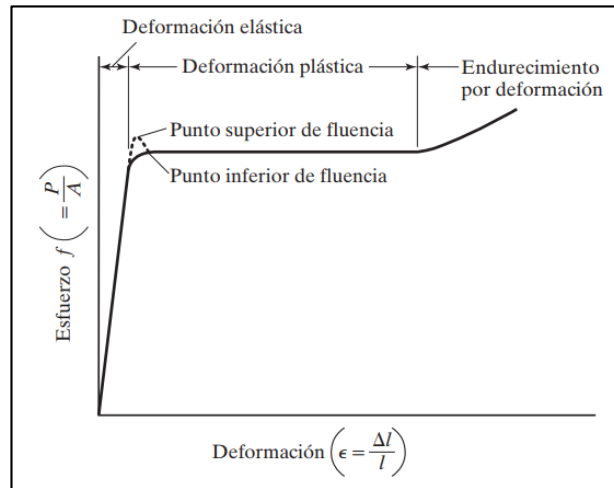


Figura 2.7 Diagrama Esfuerzo-Deformación

Fuente: (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012)

En la superestructura de un puente de acero con losa de hormigón, el acero es empleado en armaduras como lo son vigas de apoyo, se usan también en elementos como vigas, contravientos, diafragmas, planchas de apoyo o empalme, pernos, remache, soldados, etc. Como ya se mencionó este material posee varias ventajas para el diseño y su construcción, se supone como un material elástico y tiene buena calidad por el control en su fabricación, asegurando uniformidad en sus propiedades (Ramos García, 2010).

Los puentes de vigas son los más sencillos, estos están formados por vigas tipo I, laminadas en frío o con vigas de molino, siendo éstas las responsables de soportar el tránsito.

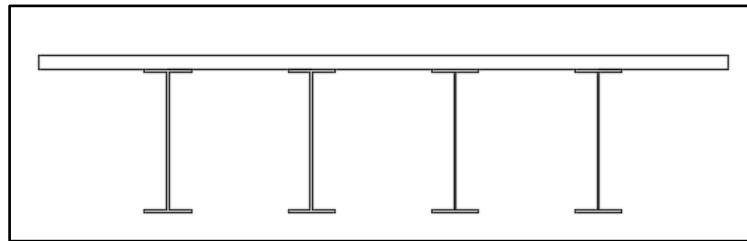


Figura 2.8 Puente con Vigas Metálicas

Fuente: Autor

2.6.1 Puentes de Acero

Para las superestructuras formadas por vigas de acero y losas de hormigón armado, de un tramo, sus luces pueden llegar a medir 55m. Las superestructuras constituidas por una armadura pueden llegar a 120m. mientras que las que se encuentran formadas por un arco llegan hasta los 150m. En la tabla 3 se presentan algunas luces de puentes (Rodríguez Serquén, 2017).

Tabla 2.11 Luces para Puentes de Acero Simplemente Apoyados

CON DOS APOYOS	LUZ (m)
Vigas laminadas, no compuestos	12 a 25
Vigas laminadas, compuestos	15 a 25
Vigas armadas, no compuestos	30 a 45
Vigas armadas, compuestos	30 a 55
Vigas cajón	30 a 55
Armaduras sobre y bajo la calzada	90 a 120
Armaduras bajo la calzada	60 a 120
Armaduras no conectadas sobre la calzada	45
Arco	90 a 150
Arcos enlazados	90 a 180

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)

2.6.2 Diseño de Vigas de Acero

Para el diseño en vigas de acero se lo realiza por medio de la teoría plástica, basada en dependencia de donde se encuentra el eje neutro, por lo que se debe encontrar las partes



en compresión y las que están en tracción para plantear un equilibrio de fuerzas, por lo que se debe cumplir que (Vélez Jara & Vintimilla Carrasco, 2016):

$$\frac{h1}{t_w} \leq 3.76\sqrt{E/Fy} \quad (2.28)$$

Donde:

$h1$ = Altura del alma

t_w = Espesor del alma

E = Módulo de elasticidad del acero

Fy = Límite de fluencia del acero

Esbeltez de la viga de acero

Para verificar la esbeltez tanto del alma (Ec. 2.29) como del ala (Ec. 2.30) de la sección de la viga se tiene las siguientes ecuaciones:

$$\frac{h1}{t_w} \leq 2.45 \left(\frac{E}{Fy} \right)^{0.5} \quad (2.29)$$

$$\frac{b}{2tf} \leq 0.30 \left(\frac{E}{Fy} \right)^{0.5} \quad (2.30)$$

Donde:

b = Ancho de ala

tf = Espesor del ala

Comportamiento plástico

Para garantizar la plastificación del acero se debe cumplir que:

$$L_b \leq L_p \quad (2.31)$$

L_b = Longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o contra giro de la sección.



$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.32)$$

r_y = Radio de giro

Ancho efectivo de patines

Se refiere al ancho efectivo (B) de la losa de hormigón a cada lado del eje central de la viga, se debe tomar el menor valor de los siguientes (Vélez Jara & Vintimilla Carrasco, 2016):

- Un octavo de la luz de la viga
- La mitad de la distancia entre ejes centrales de 2 vigas continuas
- La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa

Capacidad por momento de una sección compuesta

La resistencia nominal por deflexión de una viga compuesta en la región de momento positivo puede estar controlada por la resistencia plástica de la sección, por la losa de hormigón o por la de los conectores de cortante (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012).

Posición del eje neutro

Si $C < T$, significa que el PNA se ubicará por debajo del patín. Y su posición exacta haciendo que \bar{y} sea la distancia al PNA desde la parte superior del patín (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012).

El eje neutro plástico (PNA) puede recaer en la losa, en el patín de la viga de acero o en su alma. Para determinar si se encuentra en la sección de acero o en la de hormigón se empieza por determinar un área de profundidad a y un ancho igual a B , en el cual se



compara el valor de la profundidad con el espesor de la losa, si $a > t$, entonces el PNA se encuentra en la sección de acero. Y para determinar si el PNA se encuentra en el alma o el ala es necesario calcular el esfuerzo de compresión y el total de tensión (McCormac & Csernak, Diseño de estructuras de acero, 2012).

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f'_c b_e t}{2 F_y b_f} \quad (2.33)$$

f'_c = Resistencia del hormigón

Resistencia de momento nominal a flexión

La capacidad por momento plástico se determina a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el estado límite de fluencia y luego se tiene (American Institute of Steel Construction, 2005):

$$M_p = \phi M_n \quad (2.34)$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal.

ϕ = Factor de resistencia igual a 0.9

Resistencia de corte nominal

La ecuación para el diseño de secciones transversales sometidas a cortante es como indica la ecuación 2.35, para almas de miembros de simetría doble o simple (American Institute of Steel Construction, 2005):

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (2.35)$$

Donde:

A_w = Altura total multiplicada por el espesor del alma

$C_v = 1$

$\phi V_n = 1$



Transmisión de la fuerza cortante

Para acción colaborante con hormigón solicitado en compresión por flexión, el corte nominal entre la viga de acero y la losa de hormigón, transferido por anclajes de acero, V' , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los estados límites de aplastamiento del hormigón, fluencia en tracción de la sección de acero o la resistencia al corte de los anclajes de acero (American Institute of Steel Construction, 2005).

- Estado límite de aplastamiento del concreto

$$V' = 0.85f'_cA_c \quad (2.36)$$

A_c = Área del concreto

- Fluencia en tracción de la sección de acero

$$V' = FyA_s \quad (2.37)$$

A_s = Área del acero

Resistencia de los conectores de corte tipo canal

La resistencia nominal de un conector de corte tipo canal embebido en una losa de hormigón sólido debe ser determinado como se presenta en la Tabla 38. Para el número de conectores debe ser igual a la fuerza de corte horizontal dividido para la resistencia nominal (American Institute of Steel Construction, 2005).

$$Q_n = 0.3(t_{fc} + 0.5t_{wc})l_a\sqrt{f'_cE_c} \quad (2.38)$$

Donde:

l_a = Longitud del canal

t_{fc} = Espesor del ala del canal

t_{wc} = Espesor del alma del canal



E_c = Módulo de elasticidad del concreto

Deflexión

De acuerdo a la AASHTO, la máxima deflexión se calcula dividiendo la luz del puente para 800, (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014).

2.7 Diseño de la Losa

2.7.1 Peraltes Mínimos en Superestructuras de Puentes

En la tabla 2.12:

S = Luz del tramo de losa

L = Luz del tramo de puente

Tabla 2.12 Fondos mínimos usados para superestructuras

Superestructura		Fondo mínimo (incluye losa)	
Material	Tipo	Intervalos simples	Intervalos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2 (S + 3)}{30}$	$\frac{(S + 3)}{30} \geq 0.165m$
	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	$0.03L \geq 0.165m$	$0.027L \geq 0.165m$
	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	$0.100 L$	$0.100 L$

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2017)

El espesor de un tablero de hormigón deberá ser mayor o igual que 17.5 cm. La AASHTO, especifica que los espesores mínimos de los tableros de hormigón en voladizo deberán ser de 0.2 m cuando soportan un sistema de postes montados en el tablero, 0.3 m para sistemas de postes montados lateralmente y 0.2 m cuando soportan barreras de hormigón (Rodríguez Serquén, 2017).

2.7.2 Acero principal

Debido a que el recubrimiento de hormigón para el acero deberá ser de 2.5 cm, la altura efectiva será de 17.5 cm, por lo que el refuerzo se calcula de la siguiente manera (American Concrete Institute, 2014):

- **Coefficiente para cálculo de refuerzo**

$$k = \frac{M_u}{\phi f'_c b d^2} \quad (2.39)$$

Donde:

M_u = Momento último

b = Por cada metro (es igual a 1m)

d = Altura efectiva

- **Índice de refuerzo**

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18} \quad (2.40)$$

- **Cuantía**

$$\rho = q * \frac{f'_c}{F_y} \quad (2.41)$$



2.7.3 Acero Transversal

El acero transversal se calcula tomando como una proporción del acero principal longitudinal, para momento positivo, según la AASHTO cuando el acero principal es perpendicular al tránsito el acero transversal se calcula como se muestra a continuación (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014):

$$A_{st} = \frac{121}{\sqrt{S}} < 67\% \quad (2.42)$$

2.7.4 Acero por contracción y temperatura

Para la armadura por retracción y debido al clima, próximo a las superficies de hormigón que se encuentran comprometido a cambios constantes de calor (AASHTO, 2002).

$$A_{stemp} = 0.0018b * t \quad (2.43)$$



3 CAPITULO: DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA EN HORMIGÓN PRETENSADO Y ACERO

Para el nuevo diseño de la superestructura se ha tomado las siguientes consideraciones, como lo es el ancho de la calzada en la que se determina como un ancho por carril de 3.6 m a partir de la ecuación $w/3.6$ dando como resultado un número de carriles igual a 2, en la siguiente tabla se muestra algunos otros valores establecidos:

Tabla 3.1 Consideraciones para el diseño de la superestructura

DATOS GENERALES		
Luz	31	m
Ancho de carril	3.6	m
Ancho de calzada	7.2	m
Número de carriles	2	m
Ancho de veredas	1.2	m
Espesor de veredas	0.2	m

Fuente: Autor

3.1 Cálculo de las cargas

Los valores que se determinará en esta sección serán las cargas y momentos actuantes sobre las superestructuras en estudio, vigas metálicas y pretensadas.

Cargas Vehiculares

De acuerdo a lo mencionado en el capítulo 2 se ha determinado las cargas debido al peso de los vehículos, por la combinación de cada tipo de cargas móviles mencionadas, siendo los siguientes:



Se coloca las cargas en las posiciones más desfavorables para obtener los momentos máximos, como los cortantes, los cuáles se darán al ubicar el eje trasero del camión sobre el apoyo derecho.

Camión HL-93

En la tabla 3.2 se puede observar los valores de las cargas para el camión HL-93 donde también se tiene en la primera posición del camión la separación mínima entre los ejes traseros el cual nos dará el mayor momento, mientras que la posición 2 donde el eje trasero se encuentra sobre el apoyo A nos dará el mayor cortante.

Tabla 3.2 Cálculo de las solicitaciones para el camión HL-93

Camión de Diseño HL-93		Carga 1.	35	KN
		Carga 2.	145	KN
		Carga 3.	145	KN
		L1	9.98	m
		L2	14.28	m
		L3	18.58	m
		d1	4.3	m
		d2	4.3	m
		L	31	m
		RA	15518.83	Kg
		RB	17081.17	Kg
Mx	221458.392	Kg.m		
e	2.44	m		
		Carga 1.	145	KN
		Carga 2.	145	KN
		Carga 3.	35	KN
		d1	4.3	m
		d2	4.3	m
		L	31	m
		RA	29517.74	Kg
		RB	2982.26	Kg
Mx	221458.39	Kg.m		
Vx	29517.74	Kg		

Fuente: Autor

Por lo tanto, tenemos:

$$M_x = 221458.39 \text{ Kg.m}$$

$$V_x = 29517.74 \text{ Kg}$$

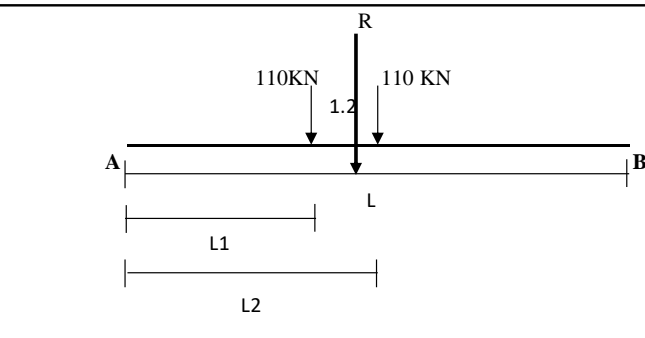
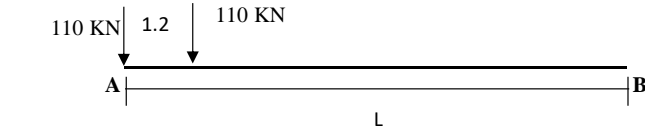
Tándem de Diseño

En el caso del tándem de diseño, se muestra de la misma manera dos posiciones para el camión, la primera en el medio de la luz, y la segunda sobre el apoyo A, en la cual se obtuvieron los siguientes resultados, como se muestra en la tabla 3.3:

$$M_x = 163616.13 \text{ Kg.m}$$

$$V_x = 21574.19 \text{ Kg}$$

Tabla 3.3 Cálculo de las solicitaciones para el tándem de diseño

Tándem de Diseño			
	Carga 1.	110	KN
	Carga 2.	110	KN
	L1	14.5	m
	L2	15.7	m
	L	31	m
	RA	11283.87	Kg
	RB	10716.13	Kg
	Mx	163616.13	Kg.m
	e	2	m
	Carga 1.	110	KN
	Carga 2.	110	KN
	d	1.2	m
	L	31	m
	RA	21574.19	Kg
	RB	425.81	Kg
	Mx	163616.13	Kg.m
Vx	21574.19	Kg	

Fuente: Autor

Carril de Carga

El diagrama que representa al carril de carga se encuentra en la tabla 3.4, en el cuál mediante las siguientes aplicaciones se pudo determinar el momento y cortante, respectivamente:

$$M = q * \frac{1}{2} (L * h) \quad (3.1) \quad y \quad V = \frac{qp * b}{L} \quad (3.2)$$

En las cuales:

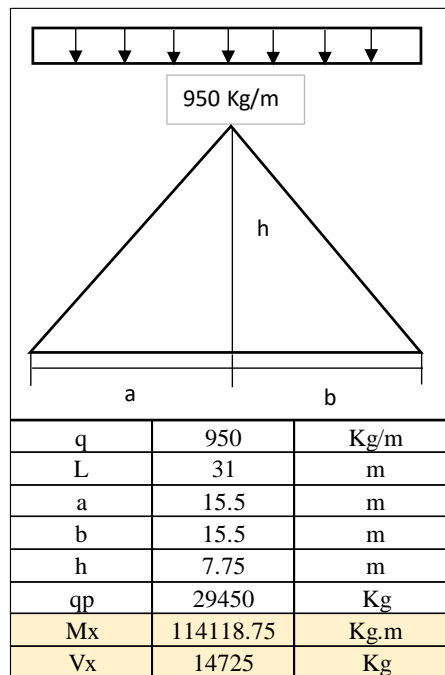
$$q = 950 \text{ Kg/m}$$

L = Luz del puente

qp = Es el producto de q por la luz

h y b se encuentran representados en el gráfico de la tabla 3.4.

Tabla 3.4 Cálculo de las solicitaciones para el carril de carga



Fuente: Autor

De acuerdo a las tablas 2.2 y 2.4 se determina los valores de los factores para la distribución de las sobrecargas en cada carril en vigas interiores tanto para momento como cortante, factores que deberán ser multiplicados por la mayor combinación entre camión HL-93, tándem de diseño y carril de carga.



Tabla 3.5 Cálculo del factor de distribución de momento y cortante

Distribución de Sobrecargas por Carril para Momento en Vigas Interiores		
2 o más carriles cargados		
S	2000	mm
L	31000	mm
$(K_g/Lt_s^e)^{0.1}$	1.02	
g	0.55	
Distribución de Sobrecargas por Carril para Cortante en Vigas Interiores		
2 o más carriles cargados		
S	2000	mm
g	0.72	

Fuente: Autor

A continuación, se presenta los momentos y cortantes para las dos combinaciones de carga vehicular, y también con la aplicación del incremento por carga dinámica (IM), que para todos los estados límites es igual al 33%.

Tabla 3.6 Cálculo de las solicitaciones total por carga vehicular

HL-93 y Carril de carga		
M _{máx}	408658.41	Kg.m
V _{máx}	53983.60	Kg
Tándem de diseño y Carril de carga		
M _{máx}	331728.20	Kg.m
V _{máx}	43418.68	Kg
Momento y Cortante en la Viga Interior		
M(LL+IM)	223434.48	Kg.m
V(LL+IM)	38901.55	Kg

Fuente: Autor

Carga Viva

Para el momento por carga viva se determina de la siguiente manera:

$$M_{(\pm)LL} = \left(\frac{S_e + 0.61}{9.74} \right) \times P \quad (3.3)$$

Donde:

S_e = Longitud de luz efectiva de la losa

P = 7250 kg mayorada 33%



$$M_{(\pm)LL} = \frac{1.35 + 0.61}{9,74} \times (7250 * 1.33)$$

$$M_{(\pm)LL} = 1940.38 \text{ Kg.m}$$

Cargas permanentes

Las cargas permanentes que se considerarán son principalmente el peso propio de los componentes estructurales, accesorios no estructurales y el peso de la superficie de rodamiento. A continuación, se presenta los datos usados para la determinación de las cargas muertas y momentos actuantes sobre la estructura, considerando una losa de 20 cm y 5 cm de asfalto.

Tabla 3.7 Pesos de las cargas muertas actuantes

Peso propio de la losa	480	Kg/m
Peso propio de capa rodadura	112.5	Kg/m
Carga muerta total	592.5	Kg/m

Fuente: Autor

Para el momento por carga muerta, aplicamos:

$$M_{CM} = \frac{P_{PL}S^2}{10} \quad (3.4)$$

Donde:

P_{PL} = Peso propio de la losa

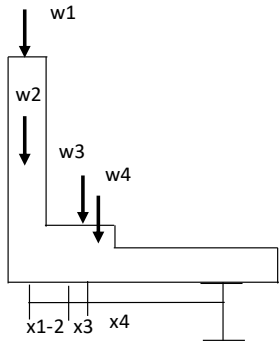
S = Tramo comprendido entre los ejes de las vigas

$$M_{CM} = \frac{480 * 2^2}{10}$$

$$M_{CM} = 192 \text{ kg.m}$$

De igual manera se calcula las cargas y momentos producidos en los volados, (Tabla 3.8), los cuales tienen un ancho de 1.8 m desde el borde hasta el eje central de la viga exterior.

Tabla 3.8 Solicitaciones en volados y momentos últimos

	Carga muerta en volados			
	w1	Peso de la baranda	15	Kg/m
	w2	Peso bordillo	432	Kg/m
	w3	Peso acera	576	Kg/m
	w4	Peso de la losa en voladizo	864	Kg/m
	Capa de rodadura despreciable			
	Momento carga muerta en volados			
	$M_{CMV} = \sum wx$	x1	0.45	m
		x2	0.45	m
		x3	0.3	m
		x4	0.9	m
	MCMV	2206.35		Kg.m
	Carga viva en volados			
	$E = 0.8X + 1.143$	x	1.2	m
E		2.103	m	
Momento por metro de ancho de losa				
$M(-LL) = \frac{P}{E}X$	P	7250	kg	
	M(-LL)	4136.95	Kg.m	

Fuente: Autor

Se calculó momentos para las cargas muertas M_{MCMV} en los cuales intervienen los pesos de las barandas, bordillos, acera y el peso propio de la losa. Para el momento por la carga viva en volados por metro de ancho de losa, primero se debe determinar el ancho de distribución de la carga E , como se muestra en la tabla 3.8.

Por último, se calcula los momentos para los tramos interiores y los actuantes sobre los volados.

Tabla 3.9 Momentos últimos

$Mu = 1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)$			
Mu	3804.41	Kg.m	Int.
Mu	9997.60	Kg.m	Volado

Fuente: Autor



3.2 Diseño de la Superestructura en Hormigón Pretensado

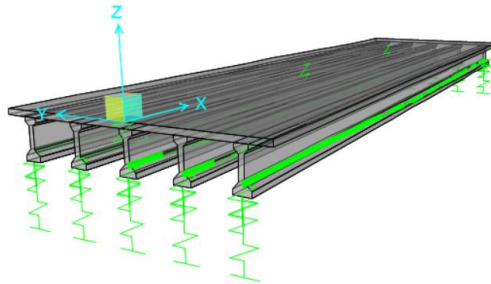


Figura 3.1 Modelo de las vigas pretensadas

Fuente: Autor

Para el diseño de las vigas en pretensado, se deberá seguir la metodología descrita en el capítulo 2, donde nos indica las condiciones que debe cumplir la sección. Debido a que este material es prefabricado es necesario recurrir a moldes existentes, que cumplan con las cargas requeridas para el puente en estudio, partiendo de que una viga “I” con una luz entre 8 y 40 m debe tener un peralte entre 60 a 150 cm, entonces, las características de la viga que se usará son las que se presentan a continuación:

Tabla 3.10 Medidas de la viga pretensada

b (superior)	45	cm
ba (inferior)	60	cm
h	140	cm
a	15	cm
cc	12.5	cm
ab	17.5	cm
ccb	20	cm
ft	75	cm
t	17.5	cm
bb	13.75	cm
bba	21.25	cm

Fuente: Autor

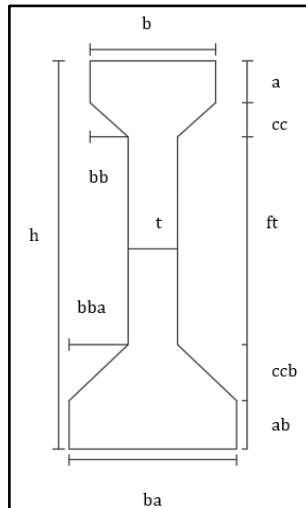


Figura 3.2 Sección de la viga pretensada

Fuente: Autor

En la tabla 3.10 se presenta las características de los materiales usados para el diseño de la viga, en la que se encuentra la resistencia del hormigón pretensado ($f'c$), y al momento de cortar los cables ($f'ci$). Además, la resistencia a la rotura y el límite de fluencia del torón de pretensado (fpu y fpy , respectivamente), tensión inicial en el torón ($fpi=0.75fpu$), tensión efectiva final en los torones ($fpe=0.77fpi$), módulo de elasticidad del hormigón pretensado y armado, límite de fluencia del acero y la relación entre los módulos de elasticidad (n).

Tabla 3.11 Características del hormigón para la losa y las vigas pretensadas

Material	Kg/cm ²
$f'c$ (Hormigón pretensado)	450
$f'ci$ (al cortar los cables)	350
fpu	19000
fpy	17000
fpi	14250
fpe	10973
Ec (Hormigón pretensado)	320319
$f'c$ (Hormigón armado)	280
Ec (Hormigón armado)	252671
Fy	4200
Ep	2000000
n	0.789

Fuente: Autor



Como se había mencionado el acero de preesfuerzo no puede ser el usado comúnmente para hormigón armado, por lo que el más usado es el cable o torón de 7 hilos.

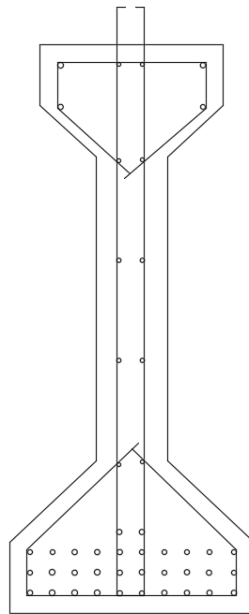


Figura 3.3 Viga I pretensada con torones y estribos

Fuente: Autor

Tabla 3.12 Propiedades de la viga pretensada

Propiedades de la viga		
Área	4203.13	cm ²
Peso propio	1008.75	Kg/m
Peso total	32280	Kg
Centro de gravedad desde parte inferior	62.74	cm
Distancia del centro de gravedad a la fibra superior	77.26	cm
Inercia	9556246	cm ⁴
Radio de giro	2273.6	cm ²
Excentricidad	52.11	cm
Módulo resistente "St"	123689	cm ³
Módulo resistente "Sb"	152316	cm ³

Fuente: Autor

Se asume 32 torones de ½” para la viga, los cuales representan un área total de 31.68 cm², por lo que a partir de los datos anteriores tenemos:



fuerza de tensado inicial $P_i = f_{pi} * \text{área de los torones}$

$$P_i = 451440 \text{ kg}$$

fuerza de tensado efectiva $P_{ef} = f_{pe} * \text{área de los torones}$

$$P_{ef} = 347609 \text{ kg}$$

A continuación, se presenta las condiciones para el hormigón pretensado:

1. Condiciones iniciales al cortar el cable

Para determinar el momento flector se tomará como L, longitud total de la viga 32 m.

$$\text{Momento flector por peso propio} = \frac{1008.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 32\text{m}^2}{8} = 129120 \text{ Kg.m}$$

Para los esfuerzos en cada una de las fibras extremas, superior e inferior, determinamos por medio de las ecuaciones 2.2 y 2.3, y verificamos que cumplan con los límites máximos dados por la norma.

Tabla 3.13 Tensiones en el centro de la luz

Fatiga en la parte superior		
$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S_t}$		
ft	-21.59	Kg/cm2
Norma max	14.97	Kg/cm2
Cumple		
Fatiga en la parte inferior		
$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S_b}$		
fb	-177.09	Kg/cm2
Norma max	-210	Kg/cm2
Cumple		

Fuente: Autor



Tabla 3.14 Tensiones en los extremos de la luz

Fatiga en la parte superior		
$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right)$		
ft	82.8	Kg/cm2
Norma max	29.93	Kg/cm2
No Cumple		
Fatiga en la parte inferior		
$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right)$		
fb	-261.87	Kg/cm2
Norma max	-210	Kg/cm2
No Cumple		

Fuente: Autor

Debido a que las tensiones en los extremos no cumplen, será necesario enfundar los cables extremos, 8 como máximo, en la fila inferior, entonces, la nueva área de los torones será 23.76 cm² y la distancia al centro de gravedad 12.5 cm, se tiene:

Tabla 3.15 Tensiones en los extremos de la luz con torones enfundados

Tensiones en los extremos (apoyos)		
Fatiga en la parte superior		
$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right)$		
ft	56.97	Kg/cm2
Norma max	29.93	Kg/cm2
No Cumple		
Fatiga en la parte inferior		
$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right)$		
fb	-192.23	Kg/cm2
Norma max	-210	Kg/cm2
Cumple		

Fuente: Autor



Como se puede observar, después de enfundar los torones la tensión no cumple en la parte superior, por lo tanto, se debe colocar acero en la parte superior para soportar tracción.

2. Condiciones al colocar la losa superior como carga

En nuestro caso la losa se considera sin apuntalamiento, entonces se procede a determinar el momento que esta produce:

$$\text{Momento producido por la losa} = \frac{(0.2 \text{ m} * 1.92 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}) * 31^2}{8}$$

Como se mencionó la losa se supondrá sin apuntalamiento, por lo que se debe determinar las tensiones en el centro de la luz, fatiga superior e inferior, empleando las ecuaciones 2.4 y 2.5.

En la tabla 3.16 se puede observar que las tensiones cumplen con las máximas permitidas por las normas, en la parte superior como en la parte inferior.

Tabla 3.16 Tensiones en el centro de la luz

Fatiga en la parte superior		
$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_{SD}}{S_t}$		
ft	-130.14	Kg/cm2
Norma max	-202.5	Kg/cm2
Cumple		
Fatiga en la parte inferior		
$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_{SD}}{S_b}$		
fb	-44.18	Kg/cm2
Noma max	42.42	Kg/cm2
Cumple		

Fuente: Autor



3. Condiciones bajo cargas de servicio

Para esta condición es necesario que la viga y la losa trabajen como un solo elemento y entonces, se verifica el comportamiento en estado elástico de la sección compuesta para las cargas de servicio, sin mayorar. Se determina las nuevas propiedades para el conjunto de la viga y losa, que trabaja como viga T.

Tabla 3.17 Propiedades como sección compuesta

Área	7232.16	cm ²
Peso	1930.35	Kg/m
Centro de gravedad	99.29	cm
Distancia del centro de gravedad a la fibra superior	60.71	cm
Inercia	23061418	cm ⁴
Radio de giro	3188.73	cm ²
Excentricidad	88.66	cm
Módulo resistente "St"	379842	cm ³
Módulo resistente "Stc"	566436	cm ³
Módulo resistente "Sb"	232271	cm ³
Mmax	3956	KN.m
Momento de trabajo por carga viva	221906	Kg.m

Fuente: Autor

Al no ser apuntaladas la losa o la viga, a los esfuerzos obtenidos en el elemento pretensado, al colar sobre éste, se tiene que adicionar los producidos por las cargas de servicio, con los nuevos módulos resistentes, mediante las ecuaciones 2.6, 2.7 y 2.8. Como lo muestra la tabla 3.18, y comprobando que cumple con los valores máximos establecidos.



Tabla 3.18 Propiedades como sección compuesta

Fatiga en la parte superior losa fundida		
$f^{ts} = -\frac{M_L + M_{Dadic}}{S_{cs}^t}$		
fts	-50.26	Kg/cm ²
Norma max	-126	Kg/cm ²
Cumple		
Fatiga en la parte superior viga pretensada		
$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_{SD}}{S^t} - \frac{M_L + M_{Dadic}}{S_c^t}$		
ft	-163.84	Kg/cm ²
Norma max	-202.5	Kg/cm ²
Cumple		
Fatiga en la parte inferior viga pretensada		
$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_{SD}}{S_b} + \frac{M_L + M_{Dadic}}{S_{cb}}$		
fb	38.02	Kg/cm ²
Norma max	42.43	Kg/cm ²
Cumple		

Fuente: Autor

Diseño a flexión en resistencia última

El momento último para las cargas dadas muertas y vivas, como se presenta en la tabla, considerando, $1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)$.

Tabla 3.19 Datos para determinar los momentos

Datos		
L	31	m
S	2	m
AvigaP	0.420313	m ²
t	0.2	m
tasfalto	0.05	m

Fuente: Autor



Tabla 3.20 Momento y cortante último para pretensado

Momentos y Cargas Pretensado		
M(DC)	236496.24	Kg.m
V(DC)	30515.64	Kg
M(DW)	27028.13	Kg.m
V(DW)	3487.5	Kg
M(LL+IM)	223434.48	Kg.m
V(LL+IM)	38901.55	Kg
Mu	727173	Kg.m
Vu	98861	Kg

Fuente: Autor

Con el momento último obtenido en la tabla 3.20 se procede a determinar el momento de diseño:

$$\text{Momento de diseño} = \frac{727173}{0.9} = 807970 \text{ kg.m}$$

$$\beta_1 = (0.85 - 0.05) \frac{450 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - \frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\frac{70\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.73$$

Aplicando la ecuación 2.9 se tiene:

Tabla 3.21 Esfuerzo de tracción nominal

Ap	31.68	cm ²
f'c	450	Kg/cm ²
γp	0.28	
β1	0.73	
$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$		
fps	17649.49	Kg/cm ²

Fuente: Autor

Se determina la altura de bloque equivalente de esfuerzos a compresión en el hormigón (a), como describe la ecuación 2.10 y mediante este resultado se encuentra el valor de la distancia a las fibras extremas de la sección (c):



Tabla 3.22 Altura de bloque y posición de línea neutra

f'c	450	Kg/cm2
Ap	31.68	cm2
at	192	cm
n	0.789	
$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85 f' c b}$		
a	9.65	cm
$c = \frac{a}{\beta_1}$		
c	13.25	cm

Fuente: Autor

Por lo tanto, se llega a la conclusión que trabaja como viga rectangular, con eje neutro en el patín. Después, mediante la tabla 3.23 determinamos el momento nominal (ecuación 2.11), y el momento de fisuración (ecuación 2.12), el cual debe cumplir, que su relación sea mayor a 1.2, tabla 3.24.

Tabla 3.23 Cálculo del momento nominal y por fisuración

$M_n = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$		
dp	149.37	cm
Mn	808198	Kg.m
$M_{cr} = f_r S_b + P_e \left(\frac{r^2}{c_b} + e \right)$		
fr	42.43	Kg/cm2
Sb	232263.249	cm3
Pe	347609	
r2	3188.73	cm2
Cb	99.29	cm
Mcr	518367	Kg.m

Fuente: Autor



Tabla 3.24 Relación de momentos

$\frac{M_n}{M_{cr}} > 1.2$	1.6	1.2
	Cumple	

Fuente: Autor

Cálculo del cortante en apoyos

La ecuación para el diseño de secciones transversales sometidas a cortante, según el ACI, se determina por:

$$\text{Cortante de diseño} = \frac{98861 \text{ kg}}{0.75} = 131814.67 \text{ Kg}$$

Se debe revisar la condición dada en la ecuación 2.15, para el espesor de la losa que es 20 cm y para la distancia desde el extremo superior de la viga al centro de gravedad de los torones.

Tabla 3.25 Condición para la fuerza cortante

d	20	cm
$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$	0.027	1
	Cumple	
d	129.37	cm
$\frac{V_u d}{M_u} \leq 1$	0.17	1
	Cumple	

Fuente: Autor

Mediante la ecuación 2.13 se obtiene el valor de la resistencia nominal al cortante debida al hormigón:

$$V_c = \left(0.16 * 1 * \sqrt{450 \text{ kg/cm}^2} + 49 * 0.18 \right) * 17.5 \text{ cm} * 129.37 \text{ cm} = 27195.59 \text{ Kg}$$

Aplicando la ecuación 2.14, se tiene:



$$V_c = 0.53 * 1 * \sqrt{450 \frac{Kg}{cm^2}} (17.5 \text{ cm} * 129.37 \text{ cm}) = 25453.87Kg$$

$$V_c = 1.33 * 1 * \sqrt{450 \frac{kg}{cm^2}} (17.5 \text{ cm} * 129.37 \text{ cm}) = 63874.80Kg$$

Para el valor de V_c , se debe tomar el valor intermedio de los determinados en la tabla 40, el cual es 26963.77 Kg, por lo tanto, esto quiere decir que se requiere estribos en alma por cortante. Se determina el valor para cortante de los estribos y que cumpla con el máximo, que está dado por la ecuación 2.17:

$$V_s < 2.2 \left(\left(\sqrt{450 \text{ kg/cm}^2} * 17.5 * 129.37 \right) + \left(\sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 17.5 * 20 \right) \right)$$

$$V_{sm\acute{a}x} = 118542.12 \text{ Kg}$$

$$V_s = \frac{98861}{0.75} - 27195.59 = 104614.08Kg$$

$$V_s < V_{sm\acute{a}x} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Para determinar el área de acero por cortante, se aplica la ecuación 2.16:

$$A_v = \frac{104619.08kg * 12cm}{4200 * (140cm + 20cm - 10.63cm)} = 1.001 \text{ cm}^2$$

Con un espaciamiento igual a 12 cm se decidió usar varillas de 12 mm, pero debido a costos se decidió usar en tramos en el centro de la luz una separación mayor de 15 y 20 cm.

Acero mínimo por cortante

Cálculo del acero mínimo por cortante por la ecuación 2.18:



$$A_{v,mín} = 0.2\sqrt{450 \text{ kg/cm}^2} \frac{17.5 \text{ cm} * 15 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.265 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo mediante la ecuación 2.19:

$$A_{v,mín} \geq \frac{3.5 * 17.5 \text{ cm} * 15 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.219 \text{ cm}^2$$

Y mediante la ecuación 2.20:

$$A_{v,mín} \geq \frac{31.68 \text{ cm}^2 * 19000 \text{ kg/cm}^2 * 15 \text{ cm}}{80 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * (140 \text{ cm} - 10.63 \text{ cm})} \sqrt{\frac{(140 \text{ cm} - 10.63 \text{ cm})}{17.5 \text{ cm}}}$$

$$A_{v,mín} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Cortante horizontal

Con el cortante de diseño igual a 131814.29 Kg, se determina la resistencia al cortante horizontal, en la cual se determina que es necesario dejar los estribos como conectores.

Tabla 3.26 Resistencia al cortante horizontal

Esfuerzo cortante horizontal				
$V_{nh} = v_{nh} b_v d_p$		$V_{nh} = (18 + 0.6\rho_v f_y)\lambda$		
vnh	5.5	Kg/cm2	$\rho_v = \frac{A_v}{(b_v s)}$	0.0037
Vnh	36969.08	Kg	Vnh	183761.15 Kg
vnh		≤	35	Kg/cm2
Vnh			235257.75	Kg
Cumple				

Fuente: Autor

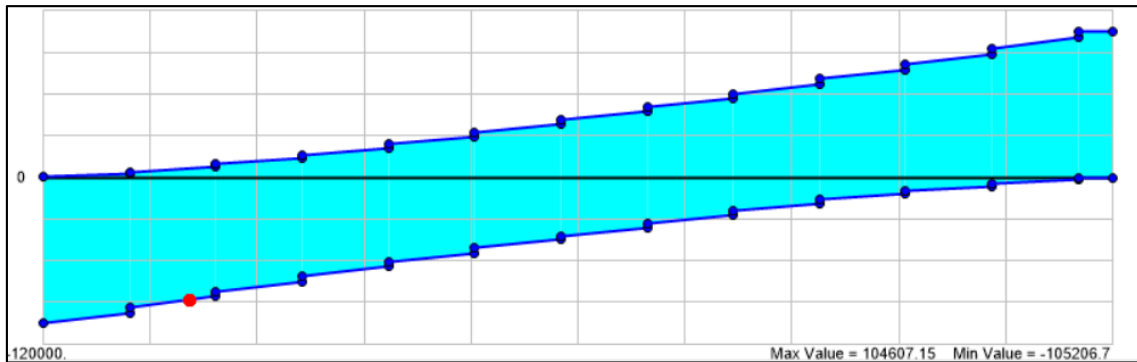


Figura 3.4 Cortante para la sección

Fuente: CSI Bridge

Camber y deflexiones

La deflexión al momento de hormigonar la losa y suponiendo que el hormigón llegó a su resistencia de diseño en el elemento pretensado.

Para determinar el camber al momento de la transferencia de la fuerza de pretensado, con la deflexión hacia arriba se aplica la ecuación 2.26:

$$\Delta \uparrow = \frac{451440 \text{ kg} * 52.11 \text{ cm} * 3100 \text{ cm}^2}{8 * 320319 \text{ kg/cm}^2 * 9556246 \text{ cm}^4} = 9.23 \text{ cm}$$

Mientras que, para la deflexión hacia abajo, usamos la ecuación 2.27:

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * 10.09 \text{ kg/cm} * 3100 \text{ cm}^4}{384 * 320319 \text{ kg/cm}^2 * 9556246 \text{ cm}^4} = -3.96 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se tiene:

$$\Delta \uparrow = 5.27 \text{ cm}$$

Al momento de izar el elemento se utiliza los valores dados por el PCI, los cuales dan valores de 1.85 y 1.80 para la deflexión y el camber.



Debido a la fuerza de preesfuerzo

$$\Delta\uparrow = 9.23\text{cm} * 1.8 = 16.62\text{cm}$$

Debido al peso propio

$$\Delta\downarrow = -3.96\text{cm} * 1.85 = -7.33\text{cm}$$

Se tiene:

$$\Delta\uparrow = 9.29\text{cm}$$

Al momento de hormigonar la losa

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 * 9.6\text{ kg/cm} * 3100\text{cm}^4}{384 * 320319\text{ kg/cm}^2 * 9556246\text{cm}^4} = -3.77\text{cm}$$

Deflexión resultante

$$\Delta\uparrow = 9.29 + (-3.77) = 5.51\text{cm}$$

$$\Delta_{\text{final}} = 9.23 - 5.51 = 3.71\text{cm}$$

El límite de deflexión de acuerdo a la AASHTO para tráfico vehicular es de:

$$\frac{L}{800} = 3.88\text{ cm}$$

El límite de deflexión de acuerdo a la AASHTO para tráfico vehicular y peatonal es de:

$$\frac{L}{1000} = 3.1\text{ cm}$$

La deflexión es mayor a la del límite dada por la AASHTO, debido a que el valor es positivo, esto indica una flecha hacia arriba, aunque no cumple con la normativa de 3.1 cm es un error mínimo, por lo que puede ser resuelto en obra, aumentando en los bordes de la luz hormigón.

La norma AASHTO sugiere colocar diafragmas cada 12m, pero para la superestructura en estudio se recomienda colocar a 10 m de cada apoyo. Con una sección como se muestra:

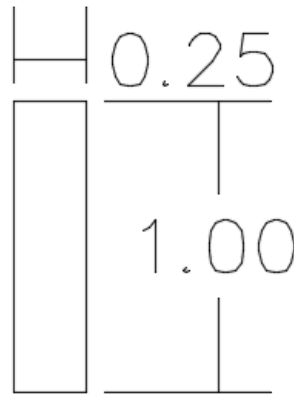


Figura 3.5 Sección del diafragma

Fuente: Autor

Para el acero principal se colocará dos varillas de 10 mm, debajo del acero de la losa, de 14 mm, y estribos de 10 mm, considerando un recubrimiento de 5 cm, como se muestra en la tabla 3.27.

Tabla 3.27 Cálculo del acero principal para diafragmas

ϕ losa	14	mm
ϕ estribo	10	mm
# acero	2	u
ϕA_p	12	mm
As	2.26	cm ²
d	97	cm
a	1.60	
Mn	24083.99	Kg.m

Fuente: Autor

$$M_n = 1.1f_r S$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{25(125)^2}{6} = 65104.17 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 24083.99 \text{ Kg.m}$$

Por lo que $M_n > M_u$.

3.3 Diseño de la Superestructura en Acero

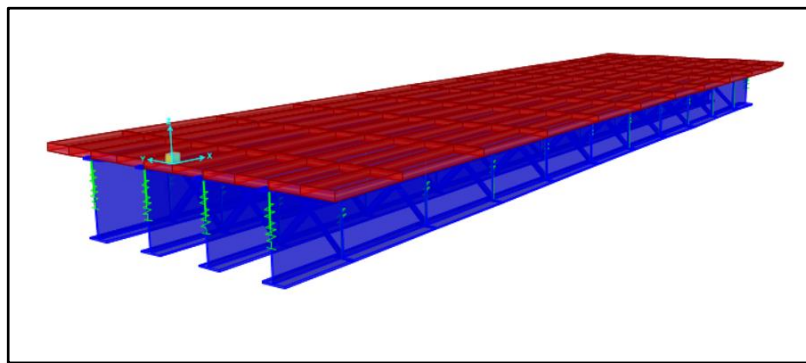


Figura 3.6 Modelo de la superestructura con vigas de acero

Fuente: CSI Bridge

Primero se procede a realizar el dimensionamiento de las vigas “I”, las cuales se encuentran ubicadas cada 2m y las vigas exteriores se encuentran a 1.8m del borde, obteniendo los siguientes datos y propiedades:

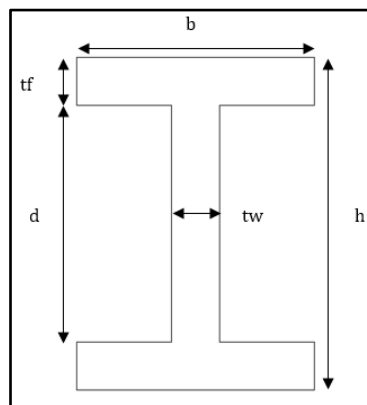


Figura 3.7 Características de la viga I

Fuente: Autor



Tabla 3.28 Dimensiones establecidas para las vigas

h	200	cm
b	65	cm
tw	3	cm
tf	4	cm
Ancho veredas	1.2	m
L	31	m
de	2	m
hmín	1.24	m
tw.mín	1.18	cm

Fuente: Autor

Tabla 3.29 Propiedades del perfil

Área	A	1096	cm ²
Momento de inercia con el eje x	I _x	6764245.33	cm ⁴
Momento de inercia con el eje y	I _y	183515.33	cm ⁴
Módulo elastico de la sección eje x	S _x	67642.4533	cm ³
Módulo elastico de la sección eje y	S _y	5646.63	cm ³
Modulo plastico de la seccion eje x	Z _x	78608	cm ³
Modulo plastico de la seccion eje y	Z _y	8882	cm ³
Centro de gravedad en x	CG _x	33	cm
Centro de gravedad en y	CG _y	100	cm
Radio de giro en x	r _x	78.56	cm
Radio de giro en y	r _y	12.94	cm

Fuente: Autor

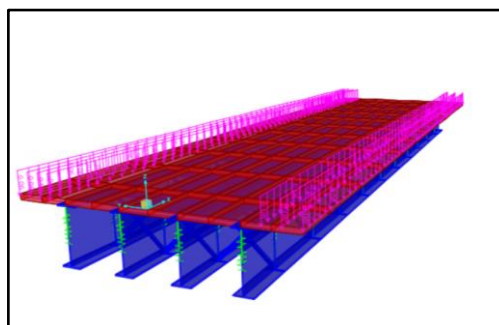


Figura 3.8 Carga de la vereda sobre la superestructura

Fuente: CSI Bridge

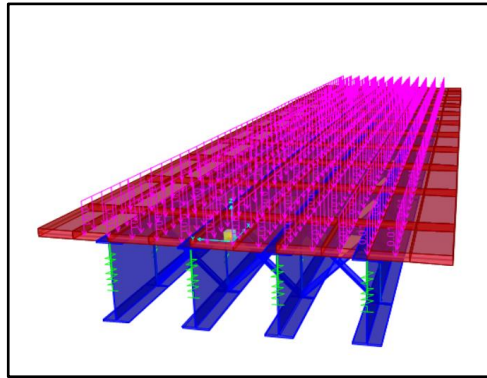


Figura 3.9 Carga del asfalto sobre la superestructura

Fuente: CSI Bridge

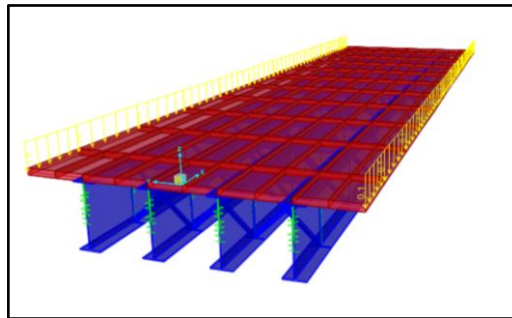


Figura 3.10 Carga de la baranda sobre la superestructura

Fuente: CSI Bridge

Se comprueba la teoría plástica por medio de la ecuación 2.28, entonces se tiene:

$$\frac{192}{3} \leq 3.76 \sqrt{2100000 \text{ kg/cm}^2 / 2530 \text{ kg/cm}^2}$$

$$64 \leq 108.33 \therefore \text{Cumple Teoría Plástica}$$

Es necesario también saber si el perfil es compacto, por lo que se revisa la esbeltez del alma y del ala, como se presenta:

Esbeltez del alma, para comprobar si es compacta usamos la ecuación 2.29:

$$\frac{192}{3} \leq 2.45 \sqrt{2100000 \text{ kg/cm}^2 / 2530 \text{ kg/cm}^2}$$



$$64 \leq 70.59 \therefore \text{Cumple es Compacta}$$

Esbeltez del ala, determinada por la ecuación 2.30:

$$\frac{65}{8} \leq 0.30 \sqrt{2100000 \text{ kg/cm}^2 / 2530 \text{ kg/cm}^2}$$

$$8.13 \leq 8.64 \therefore \text{Cumple es Compacta}$$

Para la plastificación del acero, se debe cumplir que $L_b \leq L_p$, calculado con la ecuación 2.32:

$$L_p = 1.76 * 12.94 \text{ cm} * \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 656.13 \text{ cm}$$

Por lo tanto,

$$L_b = 6 \text{ m}$$

Para que se cumpla lo establecido se deberá colocar riostras cada 6m y separadas 1m de cada borde, con un perfil tipo ángulo de 150x100x10 mm, colocada en forma de “X”.

Ancho efectivo

El ancho efectivo se escogerá el menor de los parámetros ya mencionados en el capítulo 2:

- $B = \frac{31}{8} = 3.88 \text{ m}$
- $B = \frac{2}{2} = 1$
- $B = 1.2$



Por lo tanto, se escoge la opción 2, $B = 1$

Capacidad por momento de una sección compuesta

Posición del eje neutro:

Para el cálculo del momento, primero se determina la posición del eje neutro:

$$a = \frac{1096 \text{ cm}^2 * 2530 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 200 \text{ cm}} = 58.25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, PNA se encuentra en el acero.

A continuación, se procede a determinar la posición real dentro del acero de la PNA:

$$C = (0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 200 \text{ cm} * 20 \text{ cm}) + (65 * 4 * 2530 \text{ kg/cm}^2)$$

$$C = 1609800 \text{ Kg}$$

$$T = 2530 \text{ kg/cm}^2 (1096 \text{ cm}^2 - (65 * 4))$$

$$T = 2115080 \text{ Kg}$$

Debido a que $T > C$ el PNA se encuentra debajo del ala, es decir en el alma, se prosigue a determinar la distancia medida desde la parte superior del ala, ecuación 2.33:

$$\bar{y} = \frac{2530 \text{ kg/cm}^2 * 1096 \text{ cm}^2 - 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 200 \text{ cm} * 20 \text{ cm}}{2 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 65 \text{ cm}}$$

$$\bar{y} = 5.54 \text{ cm}$$

Resistencia de momento nominal a flexión

Para la capacidad, se realiza una sumatoria por momento plástico con respecto a PNA:



$$M_p = [0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 200\text{cm} * 20\text{cm} * (20\text{cm}/2 + 5.54\text{cm})] \\ + [2 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * 65\text{cm} * 5.54\text{cm} * (5.54\text{cm}/2)] \\ + [2530 \text{ kg/cm}^2 * 1096\text{cm}^2 * (200\text{cm}/2 - 5.54\text{cm})]$$

$$M_p = 281767556.1 \text{ kg.cm} = 2817675.56 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_n = 2535908.01 \text{ Kg.m}$$

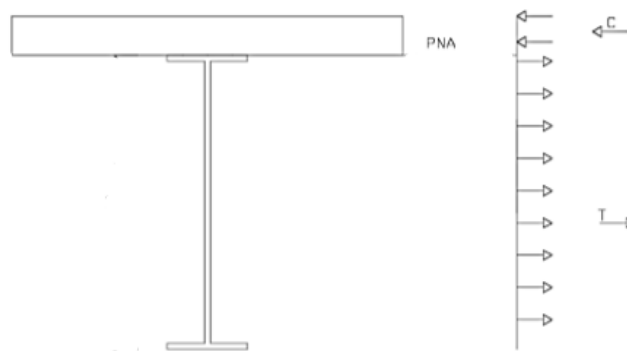


Figura 3.11 Eje neutro en el alma

Fuente: (Vélez Jara & Vintimilla Carrasco, 2016)

Para que la viga cumpla a flexión el momento obtenido por medio de la modelación en CSI Bridge el cual presenta los mayores valores en el centro de la luz, a los 15.5 m, entonces comparando con el momento nominal, estos valores deben ser menores.

Resistencia 1: $M_u = 1919023.4 \text{ Kg.m}$

Servicio 1: $M_u = 2171524.2 \text{ Kg.m}$

Con esto se puede decir que la viga cumple a flexión.

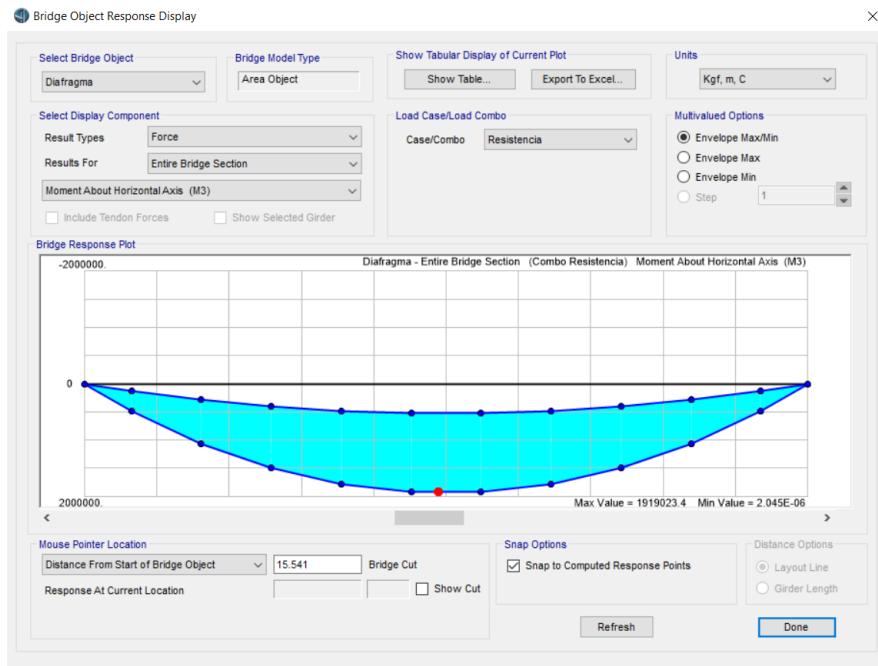


Figura 3.12 Momento máximo para el estado de Resistencia 1

Fuente: CSI Bridge

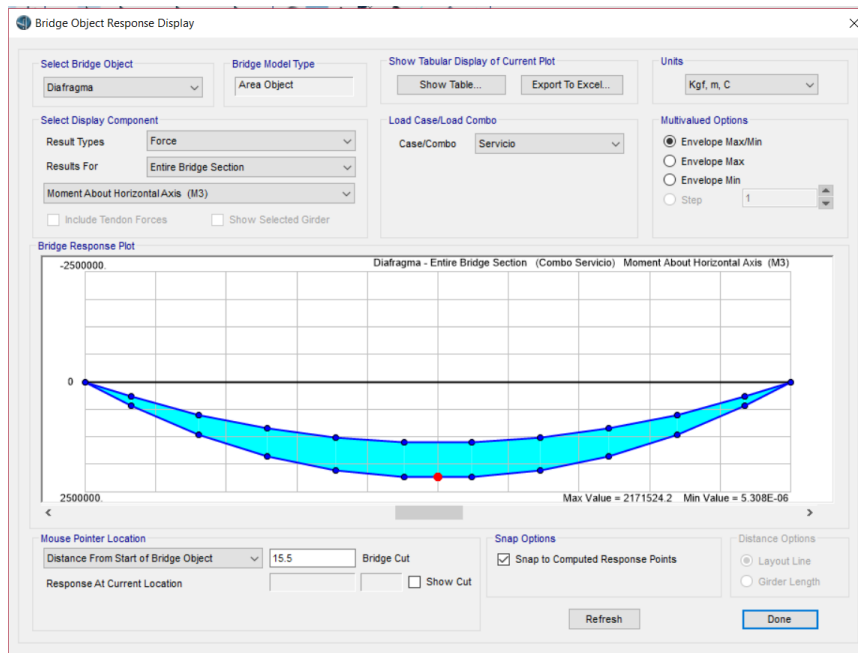


Figura 3.13 Momento máximo para el estado de Servicio 1

Fuente: CSI Bridge

Resistencia nominal a cortante

Aplicando la ecuación 2.35 para determinar la resistencia de corte:

$$V_n = 0.6 * 2530 \text{ kg/cm}^2 * (200\text{cm} * 3\text{cm}) * 1 = 910800\text{kg}$$

$$V_n = 1 * 910800\text{kg} = 910800\text{kg}$$

Para verificar que la sección cumpla por cortante, comparamos con los valores obtenidos de CSI Bridge para los estados de Resistencia 1 y Servicio 1.

Resistencia 1: $V_u = 249338.19 \text{ Kg}$

Servicio 1: $V_u = 281938.63 \text{ Kg}$

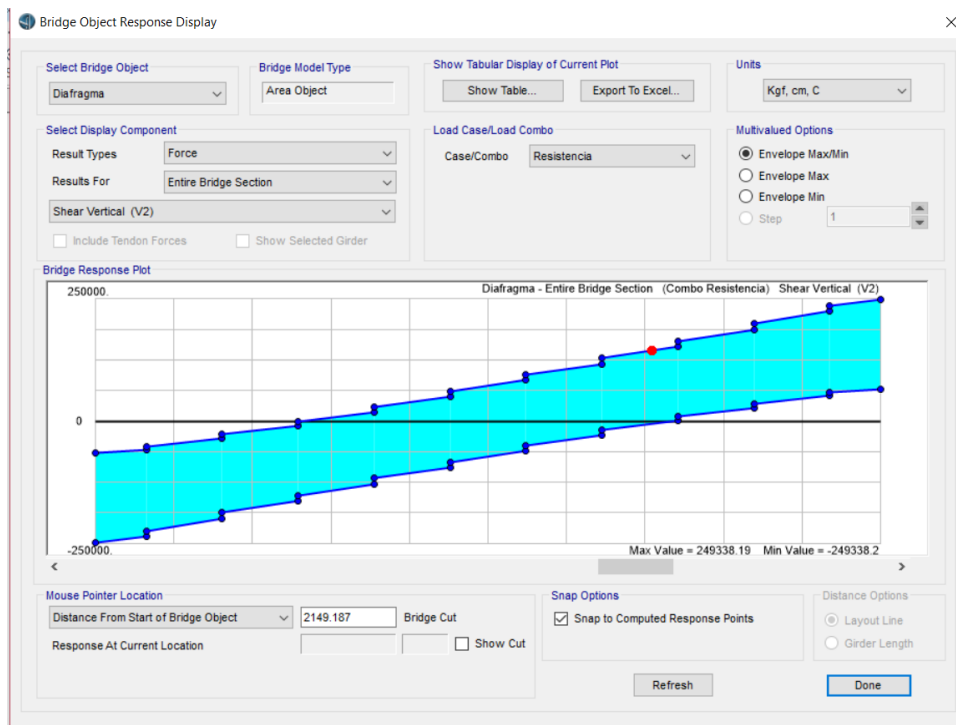


Figura 3.14 Cortante para el estado de Resistencia 1

Fuente: CSI Bridge

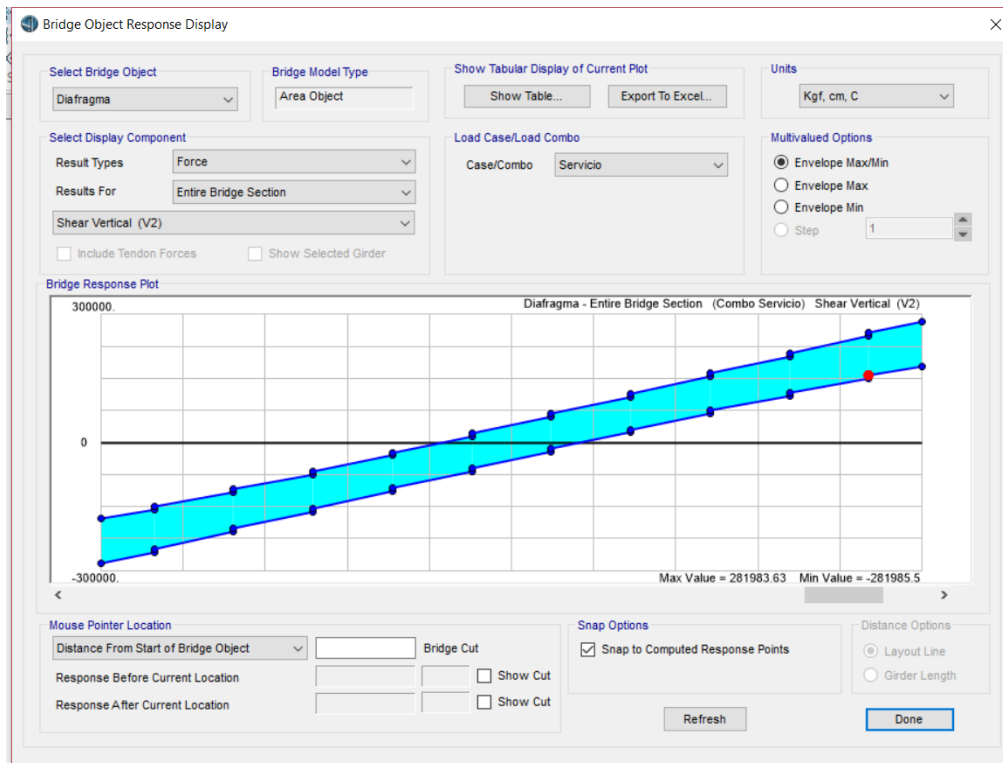


Figura 3.15 Cortante para el estado de Servicio 1

Fuente: CSI Bridge

Transmisión de la fuerza cortante

Para el aplastamiento del hormigón, determinamos a partir de la ecuación 2.36.

$$V' = 0.85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * (200\text{cm} * 20\text{cm}) = 952000\text{kg}$$

Para la fluencia en tracción de la sección de acero, según la ecuación 2.37:

$$V' = 2530 \text{ kg/cm}^2 * 1096\text{cm}^2 = 2772880\text{kg}$$

Para el cálculo de los conectores se deberá escoger el menor valor de V' .

Resistencia de los conectores de corte tipo canal

Según la ecuación 2.38 la resistencia de los conectores tipo canal para el perfil especificado en la tabla 3.30.



Tabla 3.30 Perfil de conectores tipo canal

Perfil tipo	C150*50*3	mm
Altura	15	cm
Longitud	40	cm
Espesor alma	0.3	cm
Espesor ala	0.3	cm
f _c	280	Kg/cm ²
E _c	252671	Kg/cm ²

Fuente: Autor

$$Q_n = 0.3(0.3 + 0.5 * 0.3) * 40 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2 * 252671 \text{ kg/cm}^2} = 45420.38 \text{ kg}$$

$$\# \text{ de Conectores} = \frac{952000 \text{ kg}}{45420.38 \text{ kg}} = 21 \text{ u}$$

Se asume 23 u a lo largo del eje longitudinal de la viga. Luego se determina el espaciamiento longitudinal entre cada conector.

$$El = \frac{31 * 100}{23} = 134.8 \text{ cm}$$

El espaciamiento máximo, es:

$$El_{\text{máx}} = 8 * 20 \text{ cm} = 160 \text{ cm}$$

Deflexión

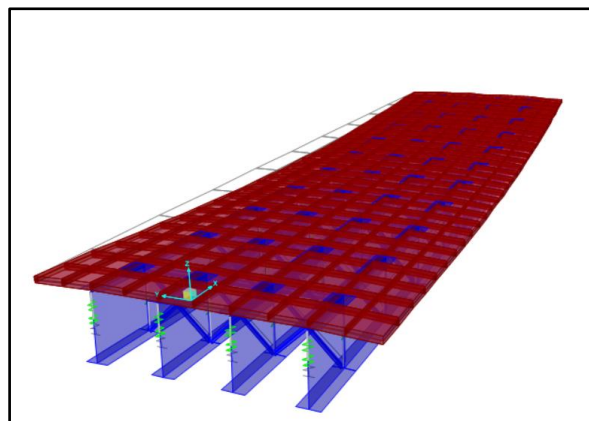


Figura 3.16 Deflexión en la superestructura

Fuente: CSI Bridge

Por lo que la deflexión que debe existir sobre la superestructura es:

$$Def_{m\acute{a}x} = \frac{31m}{800} = 0.0388m$$

La deflexión calculada mediante CSI Bridge es igual a 0.033 m, es menor a la deflexión máxima, por lo tanto, está dentro de la deflexión permitida.

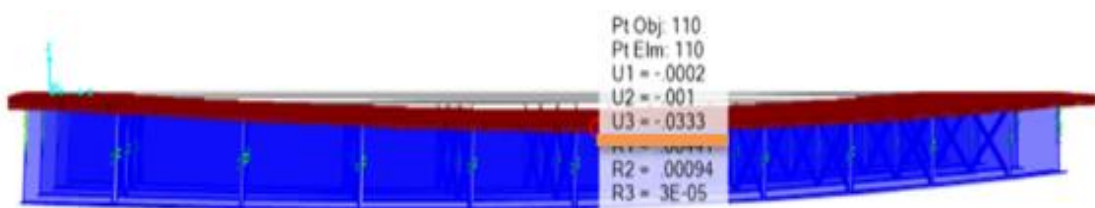


Figura 3.17 Deflexión

Fuente: CSI Bridge

3.4 Diseño de la losa

La losa de tablero se diseñará de acuerdo a lo especificado en la normativa AASHTO, en la cual no considera necesario verificar la cortante si el espesor de la losa resiste los momentos a flexión. Por lo que se procede a calcular el espesor mínimo, con la siguiente ecuación de la tabla 2.12:

$$t = \frac{1.2(S + 300)}{30}$$

$$t = \frac{1.2(135 + 300)}{30} = 17cm$$

Por lo tanto, el espesor asumido de 20 cm cumple con el mínimo.

El refuerzo principal se colocará perpendicular al tráfico, por lo que para el diseño se dividirá la losa en una franja de 1 metro, para las cargas y momentos calculados, para los



volados y para los tramos intermedios que se encuentran comprendidos entre los ejes de las vigas.

Acero principal en tramos intermedios

Para calcular en acero principal en tramos de 1m, primero se calcula el coeficiente de refuerzo, como lo muestra la ecuación 2.39:

$$k = \frac{380441.48kg.cm}{0.9 * 280 kg/cm^2 * 100cm * (17.5cm)^2} = 0.0493$$

El índice de refuerzo, se calcula mediante la ecuación 2.40:

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36(0.0493)}}{1.18} = 0.05082$$

La cuantía se calcula por la ecuación 2.41:

$$\rho = 0.05082 \frac{280 kg/cm^2}{4200 kg/cm^2} = 0.003$$

Se asume varilla de 14:

Tabla 3.31 Varilla para acero principal

As	5.93	cm ²
ϕ	14	mm
Av	1.539	cm ²
# varillas	3.85	u
# varillas asu.	4	u.m
Asmín	5.83	cm ²
Cumple la cuantia		
Separación	25	cm

Fuente: Autor

Acero principal en volados

De la misma manera que en los tramos intermedios:



$$k = \frac{999759.51 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.9 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * (17.5 \text{ cm})^2} = 0.12954$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36(0.12954)}}{1.18} = 0.14133$$

$$\rho = 0.14133 \frac{280 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 0.0094$$

Se asume varilla de 18:

Tabla 3.32 Varilla para acero en volados

As	16.49	cm ²
φ	18	mm
Av	2.545	cm ²
# varillas	6.48	u
# varillas asu.	7	u.m
Asmín	7.50	cm ²
Cumple la cuantía		
Separación	14	cm

Fuente: Autor

Acero transversal

Según la ecuación 2.42, se verifica el acero transversal:

$$A_{st} = \frac{121}{\sqrt{S}} < 67\%$$

$$A_{st} = 104.1 > 67\% \therefore \text{No Cumple}$$

Por lo tanto, es necesario asumir A_s :

$$A_s = \frac{67}{100} (5.93) = 3.97 \text{ cm}^2$$

La varilla asumida es de 12mm.



Tabla 3.33 Varilla para acero transversal

As	3.97	cm ²
φ	12	mm
Av	1.131	cm ²
# varillas	3.51	u
# varillas asu.	4	u.m
Separación	25	cm

Fuente: Autor

Acero por contracción y temperatura

El acero por temperatura se calcula por la ecuación 2.43:

$$A_{stemp} = 0.0018 * 100cm * 17cm$$

Tabla 3.34 Varilla por temperatura

Astemp	3.132	cm ²
φ	10	mm
Av	0.785	cm ²
# varillas	3.99	u
# varillas asu.	4	u.m
Separación	25.00	cm

Fuente: Autor



4 CAPITULO: ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO

4.1 Vigas de acero

Para las vigas de acero I, primero se detallará los elementos y cantidades de los perfiles necesarios:

Tabla 4.1 Pesos para la viga I

Elemento	Perfil (cm)	Cantidad	Cantidad Total	Peso Unitario (Kg)	Peso Total (Kg)
Alma	192x3x600	5.2	20.8	2695.68	14017.54
Ala	65x4x600	5.2	41.6	1216.8	6327.36
Ángulo	(15x10x1)x277.2	10	30	54.05	540.54
Conector C	15x5x0.3	21	84	245.2	5149.2
Suma					26034.64
2% soldadura					520.69
Total					26555.33

Fuente: Autor

Tabla 4.2 Análisis de precios unitarios para el acero

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO: Diseño de la superestructura						
FECHA: mayo 2019						
ÍTEM: 01						
RUBRO: Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo mecánico						
UNIDAD: Kg						
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	Hora	2	0.8	1.6	0.1	0.16
Cortadora	Hora	1	0.72	0.72	0.1	0.07
Camión grúa	Hora	1	32	32	0.005	0.16
Soldadora	Hora	1	1	1	0.1	0.1
SUBTOTAL M						0.49
MANO DE OBRA						
Descripción	Categoría	Horas-Hombre	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	E2	2	3.58	7.16	0.1	0.72
Operador grúa	C1-G1	1	4.01	4.01	0.1	0.40
Maestro eléctrico/liniero/subestación	C1	1	4.01	4.01	0.1	0.40
SUBTOTAL N						1.52
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
Suelda	Kg	0.1	2.36	0.24		
Perfil laminado de acero	Kg	1.05	0.96	1.01		
SUBTOTAL O						1.24
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P						0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						3.25
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20%						0.65
OTROS INDIRECTOS						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						3.90
VALOR OFERTADO						3.90

Fuente: Autor



4.2 Vigas pretensadas

Para la superestructura con vigas I pretensadas los aceros que se usará son los siguientes, tanto para estribos como para los torones.

Tabla 4.3 Acero para la Viga I pretensada

ACEROS				
DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)	CANTIDAD	TOTAL	PESO (Kg)
12	6	5.15	30.9	27.26
12	1.5	206	309	272.59
10	6	5.15	30.9	18.93
				318.78

Fuente: Autor

Tabla 4.4 Acero para diafragmas

ACEROS				
DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)	CANTIDAD	TOTAL	PESO (Kg)
10	6.2	80	496	306.03
12	12	1.6	19.2	17.05
				323.08

Fuente: Autor

Tabla 4.5 Volumen de hormigón para diafragmas

Elemento	Tipo (m)	Cantidad	Volumen/Área
Diafragmas de hormigón	1.25x0.25x9.6	2	6

Fuente: Autor

4.3 Losa

A continuación, se presenta los análisis de precios unitarios para la construcción de la losa.



Tabla 4.6 Planilla de aceros en la losa

PLANILLA DE ACEROS EN LOSAS					
TIPO	CANTIDAD	DIÁMETRO (mm)	LONGITUD (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO TOTAL (Kg)
Transversal volados (Principal)	443	18	2.41	1067.63	2133.12
Longitudinal volados (Distribución)	20	12	12	240	213.12
Temperatura volados (Longitudinal)	14	10	12	168	103.66
Vibración Volados	248	10	2.41	597.68	368.77
Transversal tramos (Principal)	182	14	6.1	1110.2	1341.1216
Longitudinal tramos (Distribución)	42	12	12	504	447.55
Temperatura tramos (Longitudinal)	29	12	12	348	309.02
TOTAL					4916.37

Fuente: Autor

Tabla 4.7 Área y volumen de elementos

Elemento	Tipo (m)	Cantidad	Volumen/Área
Losa de hormigón	0.2x9.6x31	1	59.52
Vereda	0.2x1.2x31	2	7.44
Bordillo	0.3x0.6x31	2	5.58
Encofrado	9.6x31	1	297.6
Asfalto	7.2x31x0.05	1	11.16

Fuente: Autor



Tabla 4.8 Análisis de precios unitarios para encofrado

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO: Diseño de la superestructura						
FECHA: mayo 2019						
ÍTEM: 02						
RUBRO: Encofrado de madera para losas						
UNIDAD: m ²						
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	Hora	2	0.8	1.6	0.1	0.16
SUBTOTAL M						0.16
MANO DE OBRA						
Descripción	Categoría	Hora-Homb	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	E2	2	3.58	7.16	0.1	0.72
Albañil	D2	1	3.62	3.62	0.1	0.36
SUBTOTAL N						1.08
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
Pingos de eucalipto	m	3.5	0.94	3.29		
Tabla ordinaria de monte	u	0.85	2.6	2.21		
Tiras de eucalipto	u	0.55	2.1	1.16		
Clavos	Kg	0.2	1.15	0.23		
SUBTOTAL O						6.89
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P						0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						8.12
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20%						1.62
OTROS INDIRECTOS						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						9.75
VALOR OFERTADO						9.75

Fuente: Autor



Tabla 4.9 Análisis de precios unitarios para hormigón de f'c 280 kg/cm2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO: Diseño de la superestructura						
FECHA: mayo 2019						
ÍTEM: 03						
RUBRO: Hormigón simple f'c=280 kg/cm2						
UNIDAD: m3						
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	Hora	5	0.8	4	0.1	0.4
Concreteira un saco	Hora	1	4	4	0.1	0.40
SUBTOTAL M						0.80
MANO DE OBRA						
Descripción	Categoría	Hora-Homb	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	E2	2	3.58	7.16	0.1	0.72
Técnico obras civiles	C1	1	4.01	4.01	0.1	0.40
SUBTOTAL N						1.12
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
Cemento portland	saco	8.5	8.09	68.77		
Arena puesta en obra	m3	0.8	20	16.00		
Grava puesta en obra	m3	1	16.68	16.68		
Agua	lts	180	0.05	9.00		
SUBTOTAL O						110.45
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P						0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						112.36
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20%						22.47
OTROS INDIRECTOS						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						134.83
VALOR OFERTADO						134.83

Fuente: Autor



Tabla 4.10 Análisis de precios unitarios para acero de refuerzo

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO: Diseño de la superestructura						
FECHA: mayo 2019						
ÍTEM: 04						
RUBRO: Acero de refuerzo						
UNIDAD: Kg						
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	Hora	2	0.8	1.6	0.1	0.16
SUBTOTAL M						0.16
MANO DE OBRA						
Descripción	Categoría	Hora-Homb	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	E2	2	3.58	7.16	0.1	0.72
Fierrero	D2	1	3.62	3.62	0.1	0.36
Técnico Obras civiles	C1	1	4.01	4.01	0.1	0.40
SUBTOTAL N						1.48
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
Varillas	Kg	1.05	0.96	1.01		
Materiales varios	Global	0.025	1.6	0.04		
Alambre de amarre No. 18	Kg	0.05	0.9	0.05		
SUBTOTAL O						1.05
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P						0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						2.69
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20%						0.54
OTROS INDIRECTOS						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						3.22
VALOR OFERTADO						3.22

Fuente: Autor



Tabla 4.11 Análisis de precios unitarios para el pasamano de acero

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO: Diseño de la superestructura						
FECHA: mayo 2019						
ÍTEM: 05						
RUBRO: Pasamano de acero						
UNIDAD: ml						
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Herramientas varias	Hora	1	0.8	0.8	0.1	0.08
Soldadora	Hora	1	1	1	0.1	0.10
SUBTOTAL M						0.18
MANO DE OBRA						
Descripción	Categoría	Hora-Homb	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Albañil	D2	1	3.62	3.62	0.1	0.36
Maestro eléctrico/liniero/subestación	C1	1	4.01	4.01	0.1	0.40
Técnico obras civiles	C1	1	4.01	4.01	0.1	0.40
SUBTOTAL N						1.16
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
Suelda	Kg	0.1	2.36	0.24		
Tubo de acero de 3/4"	m	2.1	7.64	16.04		
Tubo de acero de 2"	m	3.3	20.88	68.90		
Platina de 25x3mm	u	1	4.44	4.44		
Perno de expansión 1/4"x2 1/4"	u	4	0.12	0.48		
SUBTOTAL O						90.10
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P						0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						91.45
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20%						18.29
OTROS INDIRECTOS						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						109.74
VALOR OFERTADO						109.74

Fuente: Autor



Tabla 4.12 Análisis de precios unitarios para el asfalto

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
PROYECTO: Diseño de la superestructura						
FECHA: mayo 2019						
ÍTEM: 06						
RUBRO: Asfalto						
UNIDAD: m2						
DETALLE:						
EQUIPOS						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Rodillo compactador 11 HP	Hora	1	6.25	6.25	0.1	0.625
Rodillo neumático	Hora	1	15	15	0.1	1.50
Tanquero distribuidor de asfalto	Hora	1	27	27	0.1	2.70
Escoba mecánica	Hora	1	8	8	0.1	0.80
Herramientas varias	Hora	1	0.8	0.8	0.1	0.08
SUBTOTAL M						2.13
MANO DE OBRA						
Descripción	Categoría	Hora-Homb	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
Peón	E2	1	3.58	3.58	0.1	0.36
Operador de distribuidor de asfalto	C1	1	3.82	3.82	0.1	0.38
Operador de barredaro autopropulsada	C1	1	3.82	3.82	0.1	0.38
Operador de equipo liviano	D2	1	3.62	3.62	0.1	0.36
Técnica obras civiles	C1	1	4.01	4.01	0.1	0.40
SUBTOTAL N						1.89
MATERIALES						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
Hormigón Asfáltico	m3	0.069	110	7.59		
SUBTOTAL O						7.59
TRANSPORTE						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo		
SUBTOTAL P						0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						11.60
INDIRECTOS Y UTILIDADES: 20%						2.32
OTROS INDIRECTOS						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						13.92
VALOR OFERTADO						13.92

Fuente: Autor

Tabla 4.13 Presupuesto de la losa

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
2	Encofrado de madera para losas	m2	297.6	9.75	2901.6
3	Hormigón simple f'c=280 kg/cm2	m3	85.56	134.83	11536.05
4	Acero de refuerzo	Kg	4916.37	3.22	15830.71
5	Pasamanos de acero	ml	32	77.98	2495.36
6	Afalto	m3	14.88	13.92	207.13
SUBTOTAL					32970.86
IVA 12%					3956.50
TOTAL					36927.36

Fuente: Autor



4.4 Presupuesto de la superestructura con vigas metálicas

Tabla 4.14 Presupuesto superestructura con vigas metálicas

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Acero estructural en perfiles, suministro y montaje con equipo				
1.1	Vigas Principales	Kg	20344	3.9	79341.60
1.2	Ángulo	Kg	540.54	3.9	2108.11
1.3	Conector	u	92	3.9	358.8
2	Encofrado de madera para losas	m2	297.6	9.75	2901.6
3	Hormigón simple $f'c=280$ kg/cm2	m3	85.56	134.83	11536.05
4	Acero de refuerzo	Kg	4916.37	3.22	15830.71
5	Pasamanos de acero	ml	32	77.98	2495.36
6	Afalto	m3	14.88	13.92	207.13
SUBTOTAL					114779.36
IVA 12%					13773.52
TOTAL					128552.89

Fuente: Autor

4.5 Presupuesto de la superestructura con vigas pretensadas

Debido a que las vigas pretensadas son prefabricadas, se recurrió a la empresa Carrasco RFV construcciones para una cotización de fabricación, transporte e instalación para la viga especificada, (Anexo 1). Entonces a partir de sus costos y los ya presentados para la losa, el presupuesto para la superestructura con vigas pretensadas es:

Tabla 4.15 Presupuesto total para la superestructura con vigas pretensadas

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Vigas pretensadas	u	5	17000	85000
2	Encofrado de madera para losas	m2	297.6	9.75	2901.6
3	Hormigón simple $f'c=280$ kg/cm2 Losa	m3	85.56	134.83	11536.05
4	Acero de refuerzo	Kg	4916.37	3.22	15830.71
5	Pasamanos de acero	ml	32	77.98	2495.36
6	Afalto	m3	297.6	13.92	4142.59
7	Acero de diafragmas	Kg	323.08	3.22	1040.32
8	Hormigón simple $f'c=280$ kg/cm2 Diafragma	m3	6	134.83	808.98
SUBTOTAL					123755.62
IVA 12%					14850.67
TOTAL					138606.29

Fuente: Autor



5 RESULTADOS

Después de analizar las dos propuestas para el anteproyecto se puede notar de la leve diferencia en cuánto a costos a pesar de que para la superestructura con vigas pretensadas fue necesario 5 vigas, y con las de acero 4. Por lo que para este caso la superestructura con vigas de acero resulta ser la más económica.



6 CONCLUSIONES

- Para determinar las medidas de la superestructura, en la Av. Aurelio Jaramillo entre la Av. Ignacio Neira y Andrés F. Córdova se pudo determinar que la luz de diseño es de 31 m y el ancho de 9.6 m, con 2 carriles de 3.6 m, uno para cada sentido, se incluye además 2 veredas de 1.2 m de ancho.
- Se aplicó la normativa AASHTO, el cual especifica que el diseño para las cargas vehiculares se debe realizar con la carga del camión de diseño, carga de carril y tándem, y aumentando las cargas muertas, la del peso propio principalmente y la de los elementos que se encuentran en una superestructura como lo son aceras, barandas y bordillos.
- Se observó que el hormigón pretensado es muy usado en países industrializados, debido a que tiene un buen control de calidad en los materiales y pueden llegar a ser de menor costo, la mayor desventaja que se podría presentar al usar este tipo de construcción es por el transporte, ya que se necesita de grandes camiones. Para la superestructura en estudio se definió las secciones para vigas en I, con conectores, los cuáles son una prolongación de 10cm de los estribos.
- Al diseñar las vigas de acero se cumplió con la deflexión, la condición más importante en este tipo de material, lo contrario al diseño de pretensado. Se determinó los peraltes adecuados, cumpliendo con las normativas. A demás se diseñaron los conectores tipo canal.
- En lo relacionado a la economía, al analizar los precios por unidad de viga se puede notar que las vigas de hormigón son más económicas que las vigas de acero, debido al alto precio de este material en nuestro medio.



7 RECOMENDACIONES

- Los materiales usados para la construcción deben ser de las mismas características y propiedades como los presentados en este trabajo y es fundamental que sean de buena calidad, se recomienda también seguir las especificaciones planteadas.
- Es necesario contar con todos los equipos necesarios y con la mano de obra especializada para este tipo de trabajos, para garantizar una correcta ejecución y no exceder el tiempo necesario para la construcción, y asegurando el correcto funcionamiento.
- Se debería implementar el uso de estos dos tipos de materiales en nuestro medio, ya que reducen costos en cuanto a encofrados y apuntalamiento debido a que los materiales en estudio tanto los de acero como de hormigón pretensado son producidos en fábrica, además de reducir tiempos en la ejecución de proyectos, y, por consiguiente, economizando los mismos.
- Debido a los problemas de vibración y deformación que la superestructura actual presenta, los peraltes de las propuestas resultan ser mayores que el actual por lo que los estribos existentes no podrían ser utilizados ya que al colocar la estructura diseñada elevaría el nivel de la rasante, dando por resultado que no coincidiría con la actual, por lo tanto, para que esos estribos pudieran ser utilizados se le deberían hacer modificaciones que permitan que una vez colocada la estructura calculada los niveles de la rasante coincidan. Además, si eso se hiciera tendría que hacer un estudio hidráulico para comprobar que cuando ocurriera el nivel de crecida de diseño no afectara el espacio libre con que se debe cumplir entre el nivel de crecida de diseño y el intradós del diseño.



8 BIBLIOGRAFÍA

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2014). *Diseño de puentes*. S.C.: S.E.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)*. Michigan: S.E.
- American Institute of Steel Construction. (2005). *Specification for structural steel buildings*. Chicago.
- Andrade Gárate, J. (2016). *Diseño de la superestructura de un puente entre la Av. 27 de febrero y la calle Paseo Río Cuenca*. Cuenca: Tesis de maestría.
- Arroyo, D. (mayo de 2012). *Hormigón Pretensado*. Obtenido de Repositorio Digital Universidad San Francisco de Quito:
<http://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/1692/1/103314.pdf>
- Carrasco Castro, F. (2010). *Hormigón pretensado diseño de elementos isostáticos*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Gómez Díaz, J. (2009). *Puentes*. La Habana: Cuba.
- Jaramillo Soto, J. (2015). *Desarrollo y análisis de tablero para puentes vehiculares formado por vigas-cajón de 12, 15 y 18 metro de luz*. Cuenca: S.E.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de hormigón reforzado*. México D.F.: Alfaomega.
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. México D.F.: Alfaomega.



Méndez Sarmiento, D. I. (2015). *Diseño de la superestructura de un puente vehicular y peatonal en el río Paute*. Cuenca.

Morales, F., & Torres Pardo, A. (2011). *Sistemas constructivos: Hormigón pretensado y postensado*. Tesina.

Ramos García, H. (2010). *Manual práctico para el pre-dimensionamiento de puentes en acero y hormigón, para una luz menor a 15 metros*. Ciudad de Guatemala.

Reinoso Bajaña, A. P., & Zambrano Bernal, S. M. (2014). *Cálculo y diseño de la superestructura para el puente Naranjal I que forma parte del proyecto control de inundaciones del río Naranjal*. Cuenca.

Rodríguez Serquén, A. (2017). *Puentes con AASHTO-LRFD 2014*. Lima: Prometeo Desencadenado.

Vélez Jara, C. D., & Vintimilla Carrasco, P. E. (2016). *Diseño y análisis económico de la superestructura de un puente ubicado en la zona de la universidad del Azuay, utilizando dos variantes de tecnologías constructivas*. Cuenca.



9 ANEXOS

9.1 Cotización de las vigas I pretensadas



Carrasco RFV Construcciones Cia. Ltda.

Cuenca 10 de Junio de 2019
Oferta N° Cevallos 000-2023

Srta.
Mary Cevallos
Estudiante de Ingeniería Civil
Universidad Católica
Cuenca

De mi consideración:

Luego de expresarle un cordial saludo, a continuación presentamos nuestra oferta, para la construcción de un puente en la provincia del Cañar.

Precio: USD 17.000 por cada viga

Estos precios incluyen: fabricación, transporte e instalación de los elementos prefabricados pretensados.

Estos precios no incluyen: IVA, apoyos de neopreno, obras de movimiento de tierras para adecuar el área de trabajo del equipo de izado, o cualquier otro trabajo auxiliar requerido para la instalación de los elementos prefabricados.

El contratante deberá proporcionar el acceso y área adecuada para realizar los trabajos requeridos para la instalación de los elementos prefabricados.

Sin otro particular y gustosos de poder colaborar en este proyecto, suscribo.

Atentamente,

Vladimir Carrasco C.
GERENTE



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

9.2 Planos