



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE CUENCA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE EN VIGAS DE HORMIGÓN
PRETENSADO EN EL SECTOR CHIQUIRO DEL CANTÓN SARAGURO”

Trabajo de titulación previo a la obtención
del título de Ingeniero Civil

AUTORES: WILMAN JAVIER CABRERA RAMÓN

ROBERTH RODRIGO RAMÓN GODOY

TUTOR: ING. MAURO ANDRÉS VALLEJO BOJORQUE, MSc.

Cuenca - Ecuador

2023

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Wilman Javier Cabrera Ramón con documento de identificación N° 1150296414 y Roberth Rodrigo Ramón Godoy con documento de identificación N° 1150592978; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 10 de julio del 2023

Atentamente,



Wilman Javier Cabrera Ramón

1150296414



Roberth Rodrigo Ramón Godoy

1150592978

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Wilman Javier Cabrera Ramón con documento de identificación N° 1150296414 y Roberth Rodrigo Ramón Godoy con documento de identificación N° 1150592978, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto técnico: “Diseño estructural de puente en vigas de hormigón pretensado en el sector Chiquiro del cantón Saraguro”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 10 de julio del 2023

Atentamente,

Wilman Javier Cabrera Ramón

1150296414

Roberth Rodrigo Ramón Godoy

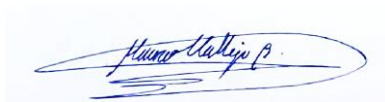
1150592978

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Mauro Andrés Vallejo Bojorque con documento de identificación N° 0105736490, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE EN VIGAS DE HORMIGÓN PRETENSADO EN EL SECTOR CHIQUIRO DEL CANTÓN SARAGURO, realizado por Wilman Javier Cabrera Ramón con documento de identificación N° 1150296414 y por Roberth Rodrigo Ramón Godoy con documento de identificación N° 1150592978, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 10 de julio del 2023

Atentamente,



Ing. Mauro Andrés Vallejo Bojorque, MSc.

0105736490

DEDICATORIA

A mis padres Wilman Cabrera y Julia Ramón por ser ejemplo de trabajo, perseverancia y resiliencia; y por haberme apoyado en cada decisión que he tomado y que me han llevado a convertirme en el hombre de hoy.

A mis hermanos Fernando, Vanessa y, especialmente, Flor, por creer en mí y guiarme a tomar siempre las mejores decisiones.

A mi querida abuela Dina Armijos por haberme criado con tanto amor y paciencia; cada una de sus bendiciones han sido mi motivo y fuerza para continuar en esta larga trayectoria.

A mi abuela Eloisa González que desde el cielo me cuida, sé que ella estaría orgullosa de verme culminar esta etapa de mi vida.

Wilman Javier Cabrera Ramón

DEDICATORIA

A mis amados padres Melva Godoy y Rodrigo Ramón los cuales han sido las personas más entregadas, trabajadoras y amables que gracias a sus esfuerzos, sacrificios he podido llegar a donde actualmente me encuentro.

A mis queridos hermanos Jorge Ramón, Lida Ramón y Silvia Ramón que siempre han velado por mi bienestar en cuyos corazones y acciones no cabe más que la bondad.

A mi preciada abuelita Carmen Hortensia Cabrera que falleció, pero aún permanece conmigo su amor, bondad y calidez.

A mis mejores amigos Carlos, Willan, Andersson y Widinson cada uno de ellos siendo una pieza primordial para lograr mi objetivo demostrándome su aprecio y apoyo en cada ocasión y dejando en claro que la hermandad no solo se trata de consanguinidad.

Roberth Ramón G.

AGRADECIMIENTOS

Al ingeniero Mauro Andrés Vallejo Bojorque nos gustaría expresar nuestro más profundo agradecimiento por su inestimable apoyo, orientación y dedicación durante el proceso de elaboración del presente trabajo. Su experiencia y conocimiento han sido fundamentales para el desarrollo de este proyecto, y su paciencia y comprensión han hecho que el camino sea más llevadero.

Al ingeniero Adrián Tola nos gustaría expresar nuestro más sincero agradecimiento por todo el tiempo, esfuerzo y dedicación que invirtió en nuestra educación y desarrollo personal. Su pasión por enseñar y su habilidad para transmitir conocimientos de manera comprensible y atractiva han sido fundamentales para nuestro éxito académico. A lo largo del tiempo que hemos tenido el privilegio de ser sus alumnos, hemos aprendido no solo las lecciones académicas, sino también importantes valores y habilidades que nos servirán en la vida personal y profesional. Su compromiso y ética de trabajo, así como su capacidad para inspirar y motivar a sus alumnos, son cualidades de admirar y esperamos emular en nuestro propio camino. Finalmente, agradecemos especialmente su orientación en el proyecto de tesis, sus consejos y dirección han sido cruciales en la realización de este trabajo.

Al ingeniero Fabián Carrasco nos gustaría expresar nuestro más sincero agradecimiento a él y a todo su equipo por el trato amable y cordial que recibimos en cada visita a sus instalaciones. Estamos convencidos de que, gracias a la gran labor de su empresa, seguiremos disfrutando de un mercado de construcción sólido y sostenible.

Roberth Ramón G.

Wilman Javier Cabrera Ramón

Resumen

El presente trabajo plantea el diseño estructural de un puente tipo losa-viga que se apoya sobre vigas pretensadas, como solución a la problemática vial provocada por el deslizamiento de un tramo de la vía Saraguro-Yacuambi en el sector Chiquiro, perteneciente a la parroquia Urdaneta del cantón Saraguro siguiendo las especificaciones de la norma American Association of State Highway and Transportation Officials 9na edición, 2020 (AASHTO).

Este proyecto se desarrolla basado en la elaboración de estudios de campo, tal como topografía, y geotecnia. Asimismo, se elaboran memorias de cálculo para el diseño de la superestructura e infraestructura del puente, asegurando que éstas se alineen con las especificaciones de la AASHTO LRFD 2020.

El diseño estructural del puente favorecerá, especialmente, a los cantones Saraguro y Yacuambi, fomentando el desarrollo del comercio, economía y cultura local.

Palabras Clave

Superestructura; Infraestructura; Topografía; Geotecnia.

Abstract

This project propose the structural desing of a beam-deck bridge. It consist in a prestressed beams wich gives support of the slab. This design is showed as a solution for the traffic issues caused by a slide of a section of the Saraguro-Yacuambi road, located in Chiquiro, Urdaneta, Saraguro. This project uses the guidelines of the American Association of State Highway and Transportation Officials 9th edition, 2020 (AASHTO).

This project has been developed with a field studies as topography and geotechnics. Also, calculation reports had been developed to design the superstructure and infrastructure of the brigde and make sure to follow the AASHTO specifications.

The structural design of the bridge carried out in this project will particularly benefit the Saraguro and Yacuambi cantons, promoting the development of local commerce, economy, and culture.

Keywords

Superstructure; Infrastructure; Topography; Geotechnics.

1. Tabla de contenido

2.	Introducción	15
3.	Problema	16
3.1.	Antecedentes.....	16
3.2.	Descripción Del Problema.....	17
3.3.	Justificación	18
3.4.	Alcance	18
4.	Objetivos	19
4.1.	Objetivo General.....	19
4.2.	Objetivos Específicos	19
5.	Grupo Beneficiario.....	19
6.	Marco Teórico	19
6.1.	Bases Teóricas	19
6.2.	Clases De Puentes.....	19
6.2.1.	Por Su Longitud	20
6.2.2.	Por El Material Del Que Se Construye La Super Estructura	20
6.2.3.	Por Los Mecanismos De Transmisión De Carga A La Infraestructura.....	20
6.2.4.	Por El Ángulo Que Forma El Eje Del Puente Con El Paso Inferior O De La Corriente De Agua	21
6.2.5.	Por Las Condiciones Estáticas	21

	10
6.3. Partes De La Estructura De Un Puente.....	22
6.3.1. Infraestructura	22
6.3.2. Superestructura.....	22
6.4. Hormigón Presforzado.....	24
6.4.1. Cálculo De Esfuerzos	25
6.4.2. Pérdidas De Pretensado.....	28
6.5. Estudios Básicos Para El Diseño Del Puente	29
6.5.1. Estudios De Topografía.....	29
6.5.2. Estudios De Geología.....	30
6.5.3. Estudios De Geotecnia	31
6.6. Líneas De Influencia.....	32
6.7. Filosofía De Diseño	32
6.7.1. Ductilidad.....	33
6.7.2. Redundancia	34
6.7.3. Importancia Operacional	34
6.7.4. Estados Límite.....	34
6.8. Cargas	36
6.8.1. Cargas Actuantes En La Infraestructura.....	36
6.8.2. Cargas Actuantes En La Superestructura	37
6.8.3. Cargas Provenientes De La Superestructura	37

	11
6.8.4. Fuerza Por Frenado De Vehículos	37
6.8.5. Peso Propio De La Infraestructura Y Rellenos	38
6.8.6. Empuje De Tierras	38
6.8.7. Sobrecarga Viva	41
6.8.8. Fuerzas Inducidas Por Cambio De Temperatura Y Contracción	41
6.9. Factores De Carga Y Combinaciones De Carga	42
6.9.1. Combinaciones De Carga.....	43
6.9.2. Combinaciones De Cargas Para El Puente.....	43
6.10. Puentes De Viga Y Losa.....	44
6.11. Factor De Distribución Para Momento Y Corte	45
6.11.1. Factores De Distribución.....	45
6.11.2. Factor De Distribución De Momento.....	45
6.11.3. Factor De Distribución De Cortante.....	49
7. Metodología	51
7.1. Descripción del método	51
8. Resultados.....	54
9. Cronograma De Actividades.....	60
10. Presupuesto.....	62
11. Conclusiones	62
12. Recomendaciones	63

13. Referencias Bibliográficas.....	65
14. Anexos	67

Índice De Figuras

Figura 3.1 Ubicación de proyecto. -----	17
Figura 3.2 Zona de implementación del proyecto.-----	18
Figura 6.1 Viga pretensada. -----	23
Figura 6.2 <i>Distribución de esfuerzos en una sección de concreto presforzado</i> -----	26
Figura 6.3 Factor Z para las seis zonas sísmicas del Ecuador. -----	41
Figura 6.4 <i>Tabla 3.4.1-1 de la AASHTO. Factores de carga y combinaciones de carga</i> -----	42
Figura 6.5 <i>Tabla 3.4.1-2 de la AASHTO. Factores de carga para cargas permanentes,</i> -----	43
Figura 6.6 <i>Vigas AASHTO</i> -----	44
Figura 8.1 Levantamiento topográfico de la zona del proyecto. -----	55
Figura 8.2 Gráfica de resultados del ensayo de corte directo.-----	56
Figura 8.3 Curva granulométrica. -----	57

Índice De Tablas

Tabla 6.1 Ventajas y desventajas del hormigón presforzado.....	25
Tabla 6.2 Sección típica seleccionada.....	46
Tabla 6.3 Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.	46
Tabla 6.4 Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores.....	47
Tabla 6.5 <i>Valores constantes de AASHTO para Kg/Lts30.1</i>	49
Tabla 6.6 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores.....	49
Tabla 6.7 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores.	50
Tabla 8.1 Resultados de los ensayos de los límites de Atterberg.	57
Tabla 10.1 Presupuesto del costo total de la elaboración de la tesis.....	62

2. Introducción

El diseño y construcción de puentes es una tarea fundamental y necesaria en el campo de la ingeniería civil, y el uso de materiales sofisticados como el hormigón pretensado permite construir estructuras resistentes y duraderas. Es por ello que, el sector Chiquiro de la parroquia Urdaneta, perteneciente al cantón Saraguro, se ha convertido en una zona de interés para el desarrollo de infraestructuras viales por lo tanto la construcción de un puente en esta zona es clave para el progreso económico y social de la región.

El presente proyecto de titulación tiene como objetivo llevar a cabo el diseño de un puente de vigas de hormigón pretensado para el sector Chiquiro, utilizando tecnologías y metodologías actuales en materia de obras civiles. El proyecto abordará diversos aspectos del diseño, incluyendo la selección e identificación de materiales, análisis estructural, cálculo de cargas, diseño de detalles constructivos y elaboración de presupuestos.

El diseño de puentes que se apoyan sobre vigas presforzadas se ha convertido en una alternativa cada vez más popular debido a su alta resistencia, durabilidad y versatilidad. El sector Chiquiro, en particular, presenta una serie de desafíos únicos que deben ser abordados para garantizar la viabilidad y eficiencia del proyecto. Al llevar a cabo un análisis detallado del diseño y construcción de este puente, esta tesis busca contribuir al desarrollo de la región y al mismo tiempo ofrecer nuevas perspectivas y conocimientos en el campo de la ingeniería civil.

3. Problema

3.1. Antecedentes.

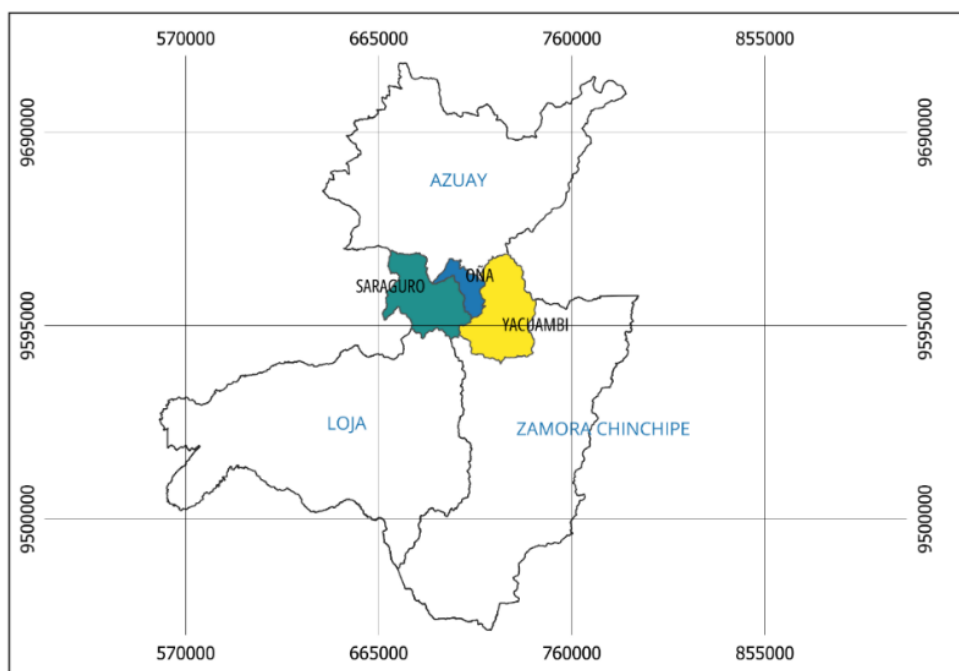
La vía que conecta los cantones de Saraguro, Oña y Yacuambi representa una ruta clave para la movilidad vehicular y transporte de productos de la Sierra y la Amazonía. Tal es la importancia de esta vía que, en septiembre de 2021 se reunieron autoridades de las provincias Azuay, Loja y Zamora Chinchipe para iniciar los trámites que permitan a esta vía ser declarada como estatal.

Hasta el año del 2021 se disponían de dos rutas para movilizarse desde la vía Panamericana hasta el sector de Chiquiro: una principal que abarca una longitud aproximada de 2590 metros y una secundaria de 2750 metros. Sin embargo, la ruta principal ha sido afectada por un deslizamiento del tramo de vía y la vía secundaria se encuentra en riesgo debido al mismo deslizamiento.

La zona de deslizamiento se encuentra localizada al Noroeste de la provincia de Loja, en las coordenadas geográficas UTM-WGS84: N=9600669.13 m, E=702851.77 m, con una Altitud de 2733 msnm; aproximadamente a 2590 metros desde el ingreso en la vía Panamericana junto a la escuela Cazadores de Los Ríos. Los límites de la zona donde se realizará este proyecto se pueden visualizar en la Figura 3.1.

Figura 3.1

Ubicación de proyecto.



3.2.Descripción Del Problema.

En el sector Chiquiro, perteneciente al cantón Saraguro, en el año del 2021 se presentaron deslizamientos progresivos del talud adyacente a esta vía, causando la inhabilitación de un tramo de carretera equivalente a 40 metros. Esto ha generado que los usuarios de esta vía hayan optado por movilizarse a través de la ruta secundaria que también se encuentra en riesgo de inhabilitarse. En la Figura 3.2 se presenta el tramo de carretera inhabilitado.

Figura 3.2

Zona de implementación del proyecto.

**3.3. Justificación**

La actual situación de la vía sugiere una inmediata intervención ya que se encuentra bloqueada por el deslizamiento de la calzada. En este escenario todavía no se han planteado, por parte de las autoridades pertinentes, qué soluciones podrían adoptarse para resolver el conflicto vehicular. Entre las varias propuestas que podrían analizarse para dar solución a la problemática principal, está la implementación de una estructura tipo puente que se apoya en vigas de hormigón presforzado debido a la luz del tramo afectado que se busca salvar y considerando que en la zona afectada existe la presencia de un afluente natural que ha repercutido en la inhabilitación del tramo de vía.

3.4. Alcance

Se propondrá el diseño estructural de la superestructura e infraestructura de un puente que consiste en un tablero de losa maciza que se apoyará sobre vigas pretensadas. El presente proyecto contemplará únicamente el ámbito de diseño estructural en hormigón armado y hormigón pretensado. No se considerarán los aspectos hidrológicos e hidráulicos.

4. Objetivos

4.1. Objetivo General

Elaborar el diseño estructural y presupuesto de un puente con vigas de hormigón pretensado y tablero de loza maciza en el sector Chiquiro del cantón Saraguro.

4.2. Objetivos Específicos

- Realizar estudios de campo topográficos y de mecánica de suelos
- Diseñar la superestructura e infraestructura del puente empleando la normativa AASHTO LRFD 2020.
- Realizar el presupuesto para la implementación del proyecto.

5. Grupo Beneficiario

Se busca beneficiar al sector de Chiquiro perteneciente a la parroquia Urdaneta del Cantón Saraguro.

6. Marco Teórico

6.1. Bases Teóricas

- Manual de diseño de carreteras MOP-001-E-1974
- Normas de diseño geométrico de carreteras 2003
- Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes MOP 001-F-2002. Tomos I y II.
- Especificaciones Estándar para puentes de carreteras (AASHTO novena edición).

6.2. Clases De Puentes

Los puentes se pueden clasificar en función de diversas características, entre las más frecuentes se encuentran:

6.2.1. Por Su Longitud

La clasificación de los puentes por su longitud se basa principalmente en la medida de las luces de vano, que es la distancia entre los apoyos o pilares del puente. Según su longitud, los puentes se dividen en tres categorías principales: Puentes Mayores: Estos puentes tienen una luz mayor a 50 metros. Por lo general, son estructuras más grandes y fuertes diseñadas para soportar cargas pesadas y permitir el paso de vehículos, trenes o peatones a través de ríos, valles o grandes carreteras; Puentes menores; Los puentes pequeños tienen luces entre 10 y 50 metros (o, según algunas fuentes, entre 6 y 50 metros). Estas estructuras suelen ser más pequeñas y se utilizan para cruzar cuerpos de agua estrechos, como arroyos o canales, o para conectar calles o caminos en áreas urbanas o rurales; Alcantarillas: Estas estructuras tienen una luz de menos de 6 metros y se utilizan principalmente para permitir el paso del agua por debajo de caminos, caminos o áreas pavimentadas. Aunque no se consideran estrictamente puentes, cumplen una función similar al facilitar la circulación y el drenaje de áreas que necesitan cruzar arroyos o canales de riego (Hugo E. Belmonte González, 1990, p. 11).

6.2.2. Por El Material Del Que Se Construye La Super Estructura

El material con el cual se construye la superestructura de un puente es una característica preponderante que influirá en el comportamiento del puente. Entre los materiales más frecuentes están: puentes de ladrillo, mampostería de piedra, hormigón ciclópeo, hormigón armado, hormigón pretensado, metálicos y de sección mixta (Hugo E. Belmonte González, 1990, p. 12).

6.2.3. Por Los Mecanismos De Transmisión De Carga A La Infraestructura.

Los puentes también pueden ser clasificados en función de cómo se transmita la carga generada a la infraestructura, en función a esto se tiene: puente de vigas, puente a porticado,

puentes de arco, puentes de volados sucesivos, puentes atirantados y puentes colgantes (Hugo E. Belmonte González, 1990, p. 12).

6.2.4. Por El Ángulo Que Forma El Eje Del Puente Con El Paso Inferior O De La Corriente De Agua

El ángulo del eje del puente es también un indicador para la clasificación de puentes teniendo entre los más comunes: puentes rectos (ángulo de esviaje igual a 90°), puentes curvos (ángulo de esviaje mayor a 90°) y puentes esviajados (ángulo de esviaje menor a 90°) (Hugo E. Belmonte González, 1990, p. 12) .

6.2.5. Por Las Condiciones Estáticas

La clasificación de los puentes por sus condiciones estáticas se divide principalmente en dos categorías: Los puentes isostáticos son aquellos que tienen un número suficiente de soportes y reacciones para lograr el equilibrio estático, pero sin exceso de reacciones. Estos incluyen puentes simplemente apoyados, puentes continuos con articulaciones (también conocidos como puentes de Gerber) y puentes de arco articulado. Estos puentes son de estructura simple y por lo general son de menor tamaño y tienen menor capacidad de carga que los puentes hiperestáticos; Los puentes hiperestáticos tienen más reacciones de apoyo de las necesarias para mantener el equilibrio estático, lo que les permite distribuir mejor las cargas y brindar mayor capacidad de carga y resistencia. En esta categoría encontramos puentes continuos y puentes en arco (Hugo E. Belmonte González, 1990, p. 12).

6.3.Partes De La Estructura De Un Puente

6.3.1. Infraestructura

6.3.1.1.Estribos

Son estructuras que brindan soporte extremo a los puentes, además soportan las cargas de la superestructura, como contención del terraplén de acceso y, por lo tanto, están sujetos a la presión de la tierra. Los estribos, al ser muros de contención, pueden ser de hormigón simple (estribos de gravedad), hormigón armado (muros en voladizo o pantalla y contrafuerte), etc. (Rodríguez Serquén, 2017).

6.3.1.2.Sistemas De Apoyo

Son dispositivos ubicados entre la superestructura del puente y la infraestructura cuya función es transferir cargas y permitir el movimiento y la rotación del tablero.

En el caso de un puente simplemente apoyado, los apoyos deben permitir el libre giro, la libre deformación y centrar la carga para no alterar la luz de cálculo.

Existen varios tipos de soportes, incluye placas de plomo, rodillos de metal, juntas de metal o concreto, placas de metal o esféricas y, más comúnmente, placas de caucho sintético llamado neopreno (Rodríguez Serquén, 2017; Torres, 2013).

6.3.2. Superestructura

6.3.2.1.Tablero

El tablero es la prolongación física de la calzada a través del obstáculo a salvar. La función principal del tablero es distribuir las cargas transversales a lo largo de la sección transversal del puente. El tablero descansa en un pórtico o está integrado en este u otro sistema estructural diseñado para distribuir las cargas longitudinales a lo largo de la longitud del puente (Tonias & Zhao, 2006).

6.3.2.2. Vigas

Las vigas de los puentes son los elementos estructurales clave que soportan el tramo de la estructura de un puente. En los puentes de vigas, estas vigas se colocan en paralelo con cierta separación entre ellas y son responsables de soportar y distribuir la carga a lo largo del puente. Estos puentes pueden construirse utilizando una variedad de materiales, como madera, hormigón o acero, y adaptarse a diferentes entornos y necesidades. (Seminario Manrique, 2004; Torres, 2013).

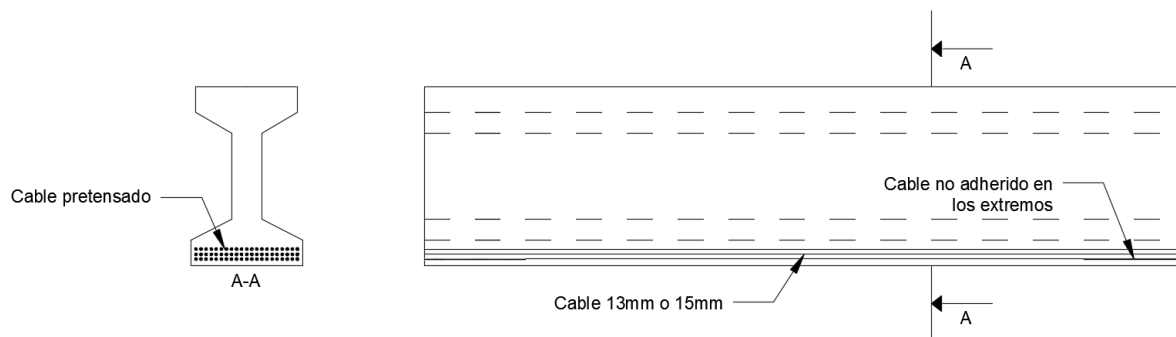
En la actualidad, existen varios tipos de vigas cada una con características diferentes dependiendo de su material y geometría, pero en este caso el estudio se centra en las vigas presforzadas.

6.3.2.2.1. Vigas pretensadas

El pretensado es una técnica que consiste en precargar el hormigón de forma que se eliminen o reduzcan las tensiones de tracción provocadas por las cargas de gravedad. En las vigas pretensadas, los cables se tensan mediante anclajes externos y el hormigón está en contacto directo con los tendones, lo que permite que se desarrolle el apuntalamiento (Rodríguez Serquén, 2017).

Figura 6.1

Viga pretensada.



6.3.2.3.Diafragmas

Tonias & Zhao (2006) plantean los diafragmas como elementos secundarios fijados entre vigas en el plano vertical, que actúan como rigidizadores del elemento primario y ayudan a distribuir las cargas verticales.

Este tipo de estructuras resisten las fuerzas laterales que actúan sobre la superestructura, como: sismos, viento y deformación. Su importancia radica en que, al estar conectados, los elementos principales (vigas) en varios puntos, facilitan el trabajo conjunto (Torres, 2013).

Las diferentes normativas establecen que los diafragmas sean colocados a distancias no mayores de 6.67 metros en el sentido longitudinal con peralte igual al 75% o 70% del peralte las vigas longitudinales (Seminario Manrique, 2004; Torres, 2013).

6.4.Hormigón Presforzado

Según McCormac & Brown (2018), “el hormigón presforzado consiste en suministrar de esfuerzos internos a una estructura en el sentido opuesto a las cargas de servicio actuantes” (p. 565).

El proceso de pretensado, según McCormac & Brown (2018) puede resumirse de la siguiente manera: Se colocan los cables de acero en la parte inferior del encofrado para tensionar los cables, posteriormente se funde el concreto y se espera que alcance su resistencia máxima a la compresión y finalmente se cortan los cables.

A continuación, en la Tabla 6.1 se presentan las ventajas y desventajas del hormigón presforzado.

Tabla 6.1*Ventajas y desventajas del hormigón presforzado.*

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ul style="list-style-type: none"> • Estructuras más duraderas por ausencia de fisuras. • Ahorro en el costo de las armaduras ya que las secciones de acero pretensado son entre 3 y 4 veces menores a las de acero común y su costo oscila entre 1.5 y 2.5 veces del acero común (Larsson, 2020). • Se necesitan de secciones más reducidas para cubrir luces grandes. • Mayor resistencia a la fatiga. • Optimización del proceso constructivo, ya que existen estructuras prefabricadas que se transportan y colocan en obra. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se requiere de personal calificado tanto para su fabricación como para su montaje en obra. • Pérdidas del presfuerzo inicial. • Alto costo de los dispositivos usados para su fabricación (anclajes, placas, etc.)

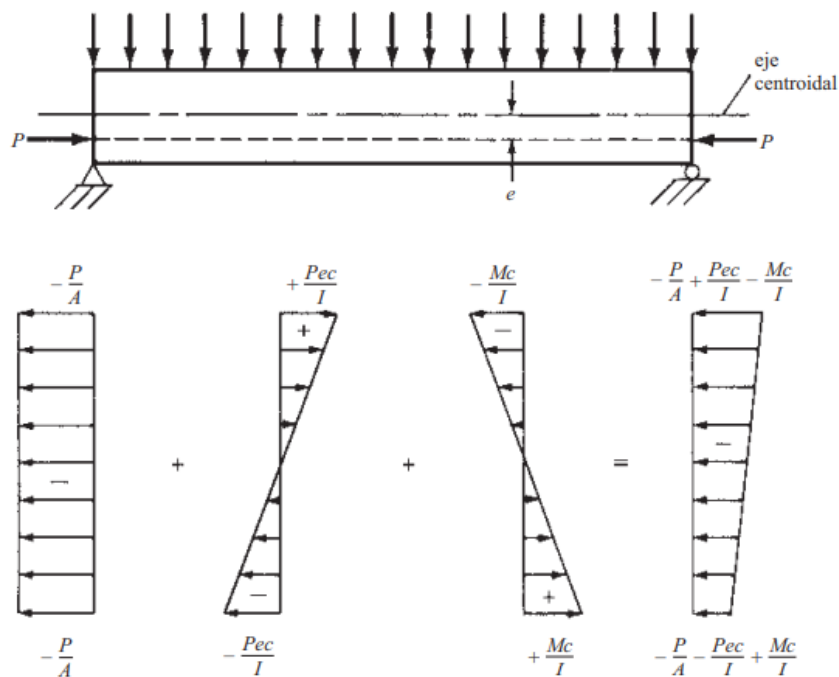
(Larsson, 2020, p. 229)

6.4.1. Cálculo De Esfuerzos

Para los cálculos de esfuerzos en una viga rectangular presforzada, en el presente trabajo se hará referencia a la Figura 6.2.

Figura 6.2

Distribución de esfuerzos en una sección de concreto presforzado



(McCormac & Brown, 2018, p. 578)

Se suponen que los tendones del presfuerzo son rectos. Además, estos tendones se colocan a una distancia e desde el centroide de la viga. Debido a este presfuerzo, la viga estará sometida a una combinación de compresión directa y de un momento debido a la excentricidad del presfuerzo. También existirá un esfuerzo provocado por la carga muerta actuante sobre la viga (McCormac & Brown, 2018).

El esfuerzo resultante por la actuación de estos tres factores puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I}$$

Dónde:

P : Fuerza de presforzado.

A : Área de la sección transversal.

e : Excentricidad de la fuerza de presfuerzo con respecto al centroide de la sección transversal.

c : Distancia desde el eje central a la fibra extrema superior o inferior de la sección transversal.

I : Momento de inercia de la sección transversal.

M : Momento provocado por cargas no factorizadas.

Considerando el módulo de sección:

$$S = \frac{I}{c}$$

Se puede modificar la ecuación para el cálculo de esfuerzos:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pe}{S} \pm \frac{M}{S}$$

Adyacentemente, se sabe que por conveniencia de signos que los esfuerzos de compresión son negativos, mientras que los esfuerzos de tensión son positivos, es por ello por lo que se debe expresar la ecuación de esfuerzos tanto para la parte superior como inferior de la viga. Sin embargo, es necesario considerar que el momento inducido por cargas no factorizadas (externas o por peso propio) es igual a cero en los apoyos.

Entonces, se tienen las ecuaciones de esfuerzos:

En el apoyo de la viga

$$f_{top} = -\frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_{top}} \quad (\text{Para la fibra extrema superior})$$

$$f_{bottom} = -\frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_{bottom}} \quad (\text{Para la fibra extrema inferior})$$

En el centro de la viga

$$f_{top} = -\frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_{top}} - \frac{M}{S_{top}} \quad (\text{Para la fibra extrema superior})$$

$$f_{bottom} = -\frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_{bottom}} + \frac{M}{S_{top}} \quad (\text{Para la fibra extrema inferior})$$

6.4.2. Pérdidas De Pretensado

Según Larsson (2020) es necesario realizar verificaciones bajo cargas de servicio a lo largo del elemento pretensado, para ello es necesario conocer las variaciones que se produce en el presfuerzo. Estas pérdidas de presfuerzo se producen por:

6.4.2.1. Acortamiento Elástico Del Hormigón.

Cuando los cables de anclado se relajan en una pista de tesado las piezas se pre-comprimen por adherencia. Debido a esta compresión el hormigón se acorta elásticamente induciendo un acortamiento en el acero de pretensado.

$$\Delta f_{pe} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_c$$

Dónde:

Δf_{pe} : Pérdida de tensión en el acero de pretensar.

Δf_c : Tensión en el hormigón adyacente al acero producida por el pretensado.

$\frac{E_p}{E_c}$: Relación de módulos de elasticidad de acero y hormigón.

6.4.2.2. Fluencia Lenta Del Hormigón.

El hormigón se acorta con el paso del tiempo debido a la acción de la compresión que soporta, y debido a esto el acero también se acortará.

$$\Delta f_{pc} = C_{cu} * \frac{E_p}{E_c} * f_{cd}$$

Dónde:

Δf_{pc} : Pérdida de tensión por efecto de fluencia en el acero de pretensar.

C_{cu} : Coeficiente de flujo plástico.

f_{ca} : Tensión en el hormigón adyacente al acero de pretensar bajo carga de larga duración.

6.4.2.3. Contracción De Fraguado.

El proceso de fraguado implica la contracción del hormigón por pérdida del agua libre, lo que provoca una contracción del acero adherido.

$$\Delta f_{psh} = E_p \varepsilon_{sh}$$

Dónde:

Δf_{psh} : Pérdida de tensión en el acero por retracción del hormigón.

ε_{sh} : Acortamiento específico por retracción.

6.4.2.4. Relajación Del Acero De Pretensar.

La relajación se define como la pérdida de esfuerzo en un material sometido a un esfuerzo constante manteniendo su longitud inicial.

$$\Delta f_{p\ rel} = f_{pi} \frac{\log(t)}{10} \left(\frac{f_{pi}}{F_{py}} - 0.55 \right)$$

Dónde:

$\Delta f_{p\ rel}$: Pérdida de tensión por relajación.

f_{pi} : Tensión inicial de tensado del acero.

$\log(t)$: Logaritmo del tiempo en horas, de base 10.

6.5. Estudios Básicos Para El Diseño Del Puente

6.5.1. Estudios De Topografía

En el sitio de implementación del proyecto, se deberán realizar levantamientos topográficos precisos, para determinar todas las características topográficas importantes para la implementación del puente, tanto en planimetría como en altimetría. Además, debe incluirse las vías de acceso, determinando curvas de nivel y perfiles de la vía tomados por el eje y por los

extremos de la calzada, alineamiento del cauce aguas arriba y aguas abajo con los niveles de agua observados (Seminario Manrique, 2004; Torres, 2013).

Los estudios topográficos tendrán como objetivos; realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos, proporcionar información de base para los estudios, geología y geotecnia, posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales, establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción (Ministerios de transporte y comunicaciones de Perú, 2016).

Los estudios deberán comprender como mínimo lo siguiente; levantamiento topográfico detallado de la ubicación del puente propuesto, incluida el área entre 100 m aguas arriba y 100 m aguas abajo del eje del proyecto y 200 m antes y después del cruce del río, a lo largo del eje de la carretera (Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, 2013, vol. 1).

Los perfiles transversales se tomarán cada 10 metros. El Fiscalizador o consultor le indicará al contratista que obtenga datos auxiliares tales como niveles de agua mínimos, máximos y anormales y otros datos auxiliares para el diseño bajo datos completos (MTOPE 2013, vol. 1).

6.5.2. Estudios De Geología

Consiste en determinar las características geológicas locales y generales de las diferentes formaciones geológicas descubiertas, determinar su distribución y características geotécnicas correspondientes.

El estudio geológico incluirá: revisión de la información existente y descripciones geológicas a nivel regional y local, descripción de accidentes geográficos, división geológica del área, definición de propiedades físicas y mecánicas del suelo y/o rocas, definición de zonas de deslizamientos, que se presenten en el área eventos pasados y probables futuros de

deslizamientos y depósitos aluviales, recomendaciones para canteras de materiales de construcción, identificación y caracterización de fallas geológicas. (Empresa Editora Macro, 2010).

6.5.3. Estudios De Geotecnia

Según la NEC (2015) de geotecnia y cimentaciones, el estudio geotécnico corresponde a actividades que comprenden: el reconocimiento de campo, investigación del subsuelo, y los respectivos análisis y recomendaciones de ingeniería para el diseño y construcción de estructuras que estén en contacto con el suelo, de tal manera que garanticen un adecuado comportamiento estructural.

6.5.3.1. Perfiles De Suelo Según La AASHTO

Según la AASHTO (2020) existen cuatro tipos de perfiles de suelo: I, II, III y IV.

6.5.3.1.1. Perfil De Suelo Tipo I

Es un perfil cuya composición consta de cualquier tipo de roca (de naturaleza esquistosa o cristalina). O pueden ser suelos rígidos cuya profundidad sea menor a 60 metros.

6.5.3.1.2. Perfil De Suelo Tipo II

Es un perfil compuesto por suelos cohesivos rígidos o suelos no cohesivos profundos cuya profundidad sea mayor que 60 metros.

6.5.3.1.3. Perfil De Suelo Tipo III

Este perfil está compuesto por arcillas blandas o de rigidez media y arenas, cuya profundidad de arcillas blandas es de 9 metros o más, con o sin capas intercaladas de arena u otros suelos no cohesivos.

6.5.3.1.4. Perfil De Suelo Tipo IV

Perfil compuesto por arcillas blandas o limos cuya profundidad sea mayor a 12 metros.

6.6. Líneas De Influencia

Las líneas de influencia corresponden a la inducción de esfuerzos en un punto específico de un cuerpo, provocados por la aplicación de una carga móvil en varias posiciones de dicho cuerpo.

Es necesario realizar un análisis de cargas móviles a lo largo de vigas o entramados, con el fin de determinar la posición de dichas cargas, las cuales determinarán los momentos y esfuerzos cortantes máximos actuantes. El mismo autor sugiere que no necesariamente los esfuerzos inducidos por las cargas móviles van a generar un momento máximo en la mitad del vano, o que estas mismas van a generar un esfuerzo cortante máximo cerca de los apoyos. Es por esto por lo que se debe realizar un análisis de cargas móviles e identificar la posición crítica de estas cargas.

6.7. Filosofía De Diseño

La AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS 2020, propone el diseño de puentes basándose en la metodología *Load and Resistance Factor Design (LRFD)*. Esta metodología de diseño consiste en emplear factores de carga y resistencia última. Dichos factores han sido desarrollados estadísticamente basándose en un estudio actual de cargas y comportamiento estructural.

Cada componente y conexión deberá satisfacer la siguiente ecuación para los eventos de servicio y extremos:

$$\sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para cargas cuyo valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas cuyo valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1.0$$

Dónde:

η_i : Modificador de cargas relacionado a la ductilidad, redundancia y clasificación operacional.

η_D : Factor relacionado a la ductilidad.

η_R : Factor relacionado a la redundancia.

η_I : Factor relacionado a la clasificación operacional.

γ_i : Factor de cargas aplicado a los efectos de las cargas.

Q_i : Fuerzas actuantes.

ϕ : Factor de resistencia.

R_n : Resistencia nominal.

R_r : Resistencia factorizada.

6.7.1. Ductilidad

El sistema estructural de un puente debe ser tal que asegure el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas en los estados límites de resistencia y eventos extremos antes de que ocurra una falla.

Para el estado límite de resistencia se recomiendan los siguientes factores:

$\eta_D \geq 1.05$ Para conexiones y componentes no dúctiles.

$\eta_D = 1.00$ Para diseños convencionales y detalles que cumplen con dichas especificaciones

$\eta_D \geq 0.95$ Para componentes y conexiones en las cuales se han especificado requisitos adicionales para garantizar una mejor ductilidad.

$\eta_D = 1.00$ Para el resto de los estados límite.

6.7.2. Redundancia

Se deben emplear estructuras continuas y con múltiples recorridos de carga a menos de que no haya razones válidas para hacerlo.

Para el estado límite de resistencia se recomiendan los siguientes factores:

$\eta_R \geq 1.05$ Para miembros no redundantes.

$\eta_R = 1.00$ Para niveles convencionales de redundancia, elementos de fundación donde ϕ ya se ha usado para considerar la redundancia.

$\eta_R \geq 0.95$ Para niveles extraordinarios de redundancia.

$\eta_R = 1.00$ Para el resto de los estados límite.

6.7.3. Importancia Operacional

Se aplica únicamente a los estados límite de resistencia y eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia se recomiendan los siguientes factores:

$\eta_R \geq 1.05$ Para puentes críticos o esenciales.

$\eta_R = 1.00$ Para puentes típicos.

$\eta_R \geq 0.95$ Para puentes de menor importancia.

$\eta_R = 1.00$ Para el resto de los estados límite

6.7.4. Estados Límite

6.7.4.1. Estado Límite De Servicio

Considera las restricciones de esfuerzos, deformaciones, y ancho de fisuras bajo cargas de servicio. Dichos estados límite de servicio se clasifican en cuatro grupos:

Servicio I: Combinación de cargas relacionadas al uso normal del puente con una velocidad del viento de 90 km/h y todas las cargas sin factorizar.

Servicio II: Combinación de cargas con la intención de controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de conexiones inducidas por cargas vehiculares.

Servicio III: Combinación de cargas para el análisis longitudinal relativo a la tensión en elementos de la superestructura en concreto presforzado, con el objetivo de tener un control de grietas.

Servicio IV: Combinación de cargas relacionada únicamente a la tensión en columnas de concreto presforzado con el objetivo de tener un control de grietas.

6.7.4.2.Estado Límite De Fatiga Y Fractura

El estado límite de fatiga y fractura debe ser considerado como las restricciones en un intervalo de esfuerzos como el resultado de un solo camión de diseño actuando en un número de ciclos determinados. Los estados límite de fatiga y fractura se clasifican en dos tipos que se explican a continuación:

Fatiga I: Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con la vida de fatiga infinita por la inducción de cargas.

Fatiga II: Combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con la vida de fatiga finita por la inducción de cargas.

6.7.4.3.Estado Límite De Resistencia

El estado límite de resistencia debe ser considerado para asegurar que la resistencia y estabilidad, tanto local como global, pueda resistir estáticamente las combinaciones de cargas críticas esperadas en el período de vida del puente. El estado límite de resistencia se clasifica en cinco grupos que se explican a continuación:

Resistencia I: Combinación de cargas básica relacionada al uso normal vehicular del puente sin acción del viento.

Resistencia II: Combinación de cargas relacionada al uso del puente bajo especificaciones especiales, vehículos de circulación restringida, o ambos; sin acción del viento.

Resistencia III: Combinación de cargas relacionadas a la exposición del puente a velocidades superiores a 90 km/h.

Resistencia IV: Combinación de cargas enfatizando los efectos de la carga muerta en la superestructura del puente.

Resistencia V: Combinación de cargas relacionadas a uso normal vehicular del puente con la presencia de vientos con una velocidad de 90 km/m.

6.7.4.4.Estados Límite De Eventos Extremos

El estado límite de eventos extremos debe ser considerado para asegurar la integridad estructural de un puente durante eventos como: terremotos, inundaciones, colisiones, o acción de cargas de nieve o granizo. El estado límite de eventos extremos se clasifica en dos grupos:

Evento extremo I: Combinación de cargas que incluye la acción de cargas sísmicas. Se recomienda determinar el factor de carga viva (γ_{EQ}) en una base específica del proyecto.

Evento extremo II: Combinación de cargas relacionadas a las cargas de hielo, colisión y control de inundaciones.

6.8.Cargas

6.8.1. Cargas Actuantes En La Infraestructura

Las cargas actuantes en la infraestructura a considerar en general son; cargas verticales sobre la superestructura, correspondientes a reacciones de carga muerta y viva, peso propio del estribo y relleno, empuje de tierra junto al efecto de la sobrecarga, carga de viento y carga viva que se transfieren a través del apoyo fijo, fuerza debido al empuje dinámico generado por el agua,

Fuerza longitudinal debido al frenado de los vehículos y fuerza sísmica de la super estructura y de la infraestructura (Rodríguez Serquén, 2017).

6.8.2. Cargas Actuantes En La Superestructura

Las cargas que actúan en la superestructura de un puente son; el peso propio (el peso de la estructura de hormigón bruto), cargas muertas superpuestas (peso de las cargas permanentes, como parapetos, aceras, revestimientos de carreteras), cargas vivas (cargas vehiculares, o peatonales transitorias aplicadas al tablero) y cargas ambientales (viento y terremotos) (Benaim, 2008)

6.8.3. Cargas Provenientes De La Superestructura

Estas cargas representan al peso propio de la superestructura, peso de la capa de rodadura, la carga viva del tren de carga de diseño y demás cargas que se han considerado para el diseño de la superestructura, pues la infraestructura deberá soportar todas las cargas que se hayan considerado para el diseño de la superestructura.

6.8.4. Fuerza Por Frenado De Vehículos

Esta carga se produce por la acción del frenado de vehículos en la dirección longitudinal al puente. La fuerza de frenado deberá ser la mayor de:

El 25% del peso de los ejes del camión de diseño o tándem de diseño.

El 5% del peso del camión de diseño más la carga de carril.

El 5% del tándem de diseño más la carga de carril.

La carga por acción de frenado deberá ser considerado en todos los carriles de diseño. Esta fuerza deberá ser asumida de tal manera que actúe horizontalmente a una distancia de 6 ft sobre la superficie de rodadura en cualquier dirección longitudinal para causar los efectos de una fuerza extrema. Se recomienda cargar los carriles de diseño simultáneamente con el propósito de

que el tráfico vehicular sea en un sentido unidireccional. La carga equivalente se puede calcular de la siguiente manera:

$$B_r = 0.05(qL + C_m)n$$

B_r : Fuerza longitudinal debida al frenado.

q : Carga equivalente del vehículo especificado.

L : Longitud total del puente.

C_m : Carga concentrada para momento.

n : Número de carriles.

6.8.5. *Peso Propio De La Infraestructura Y Rellenos*

El peso propio del relleno y del hormigón armado con el que se construye el estribo, generan fuerzas verticales, las cuales inciden directamente en el diseño de la cimentación del estribo, debido a los controles que deben realizarse con el objetivo de no generar esfuerzos superiores a los que el suelo puede soportar.

6.8.6. *Empuje De Tierras*

Las masas de tierra que reposan sobre las paredes estructurales en muros de contención producen un empuje catalogado como “*activo*”, el cuál tratará de generar inestabilidad por volcamiento y deslizamiento en la estructura. Es por ello por lo que, es importante analizar el efecto que induce el empuje de tierras en estructuras, partiendo inicialmente de las propiedades del relleno que se explicarán a continuación.

Las presiones producto del material de relleno se expresa de la siguiente manera:

$$P = K_a * \gamma * h$$

Dónde

K : Coeficiente de empuje de tierras.

γ : Peso volumétrico del suelo.

h : Profundidad desde un punto considerado.

El coeficiente de empuje de tierras puede ser estático o dinámico.

6.8.6.1. Coeficiente Estático De Empuje De Tierras

El coeficiente de empuje estático se calculará empleando la teoría de Coulomb, cuya ecuación es:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta' + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]}$$

ϕ' : Ángulo de fricción interna.

θ : Ángulo con respecto a la vertical del relleno.

δ' : Ángulo de fricción entre el muro y relleno.

α : Ángulo con respecto a la horizontal del relleno.

6.8.6.2. Coeficiente Dinámico De Empuje De Tierras

En la sección “*Seismic Design Criteria*” de la ASCE 7-10, sección 11.1.2, se menciona que toda estructura, y parte de ella, incluyendo componentes no estructurales, deberán ser diseñados y construidos de tal manera que resistan los efectos causados por movimientos sísmicos.

Para calcular el coeficiente de empuje dinámico de tierras se empleará la teoría de Mononobe-Okabe. Este método es el más utilizado a nivel internacional para el análisis de empujes dinámicos en muros de contención rígidos.

Su ecuación se presenta a continuación:

$$K_a = \frac{(1 \pm A_v) \cos^2(\phi' - \lambda - \theta)}{\cos(\lambda) \cos^2(\theta) \cos(\delta' + \theta + \lambda)} \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha - \lambda)}{\cos(\theta - \alpha) \cos(\delta' - \theta + \lambda)}}} \right)^2$$

$$\lambda = \tan^{-1} \left(\frac{A_h}{1 + A_v} \right)$$

El coeficiente sísmico horizontal se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_h = \frac{ZIS_a}{2RG}$$

Dónde:

Z: Factor de zona (Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de aceleración de la gravedad)

I: Factor de Importancia.

R: Factor de reducción sísmica.

S_a/g: Coeficiente de aceleración del espectro de respuesta para el 5% de amortiguamiento.

Se recomienda que el valor de *A_h* no debe ser menor que *Z/2*, para cualquier estructura cuyo período natural sea inferior a 0.1 s.

Si se dispone de registros sismográficos, el coeficiente sísmico horizontal *A_h* es obtenido por la máxima amplitud de aceleración (PGA).

La componente vertical del sismo puede definirse como el equivalente a 2/3 de la componente horizontal (Patiño Mora, 2017).

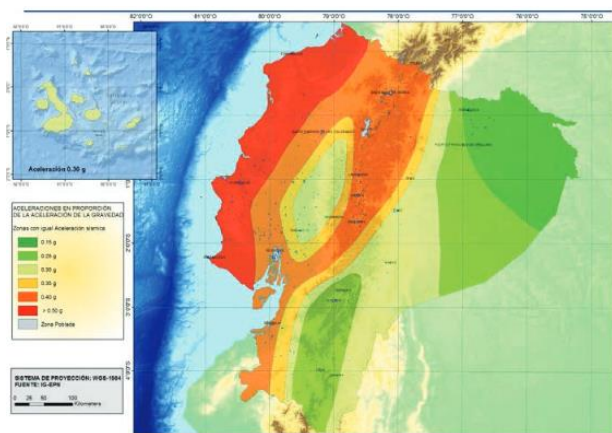
$$A_v = \frac{2}{3} A_h$$

Con respecto a la zonificación sísmica, según la NEC (2015) de Peligro Sísmico, se usa el valor de *Z*, que representa la aceleración máxima en roca que se espera para un determinado sismo de diseño. Este valor se expresa como fracción de la gravedad.

En el Ecuador existen seis zonas sísmicas, que se caracterizan por el factor *Z*, tal como se muestra a continuación.

Figura 6.3

Factor Z para las seis zonas sísmicas del Ecuador.



(NEC 2015)

6.8.7. Sobrecarga Viva

Se recomienda usar una sobrecarga sobre el terraplén, cuya altura sea equivalente por lo menos a 60 centímetros.

$$h' = \frac{s}{\gamma} > 0.6 \text{ m. (Mínimo 0.6 m)}$$

h' : Altura equivalente adicional para el diagrama de presiones.

s : Sobrecarga en el terraplén. (Se recomienda un valor mínimo de $10 \frac{kN}{m^2}$)

6.8.8. Fuerzas Inducidas Por Cambio De Temperatura Y Contracción

En los estados límite de resistencia y eventos extremos, las fuerzas horizontales transmitidas a la infraestructura y superestructura mediante apoyos, deberá ser considerada como aquella inducida por la fricción que genera el deslizamiento o la deformación cortante de un elemento flexible en el apoyo.

La fuerza debido a la deformación de un elemento elastomérico será:

$$H_{bu} = GA \frac{\Delta_u}{h_{rt}}$$

Dónde:

H_{bu} : Carga lateral transmitida a la superestructura e infraestructura mediante apoyos.

G : Módulo cortante del elastómero.

A : Área plana del elemento elastomérico o apoyo.

Δ_u : Deformación cortante.

h_{rt} : Espesor total del elastómero.

6.9. Factores De Carga Y Combinaciones De Carga

Los estados límite, las combinaciones de carga y los factores de carga utilizados para el diseño estructural están de acuerdo con el American Association of State Highway and Transportation Officials 2020 (AASHTO) tabla 3.4.1-1 y tabla 3.4.1-2

Figura 6.4

Tabla 3.4.1-1 de la AASHTO. Factores de carga y combinaciones de carga

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

(AASHTO 2020, pp. 3–17)

Figura 6.5

Tabla 3.4.1-2 de la AASHTO. Factores de carga para cargas permanentes,

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DF: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EP: Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
○ Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
○ Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

(AASHTO 2020, pp. 3–18)

6.9.1. Combinaciones De Carga

La ecuación general utilizada para definir una carga de grupo viene dada por

$$\text{Grupo}(N) = \eta i * (\gamma_p * D + \gamma_p * (L + I) + \gamma_p * CF + \gamma_p * E + \gamma_p * B + \gamma_p * SF + \gamma_p * W + \gamma_p * WL + \gamma_p * LF + \gamma_p * (R + S + T) + \gamma_p * EQ + \gamma_p * ICE)$$

6.9.2. Combinaciones De Cargas Para El Puente

Resistencia I

$$[1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(DF)(LL + IM)] * \eta i$$

Resistencia II:

$$[1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.35(DF)(LL + IM)] * \eta i$$

Servicio II:

$$[1.0(DC) + 1.0(DW) + 1.30(DF)(LL + IM)] * \eta i$$

Fatiga I:

$$[1.75(DF)(LL + IM)] * \eta i$$

Fatiga II:

$$[1.0(DF)(LL + IM)] * \eta_i$$

6.10. Puentes De Viga Y Losa

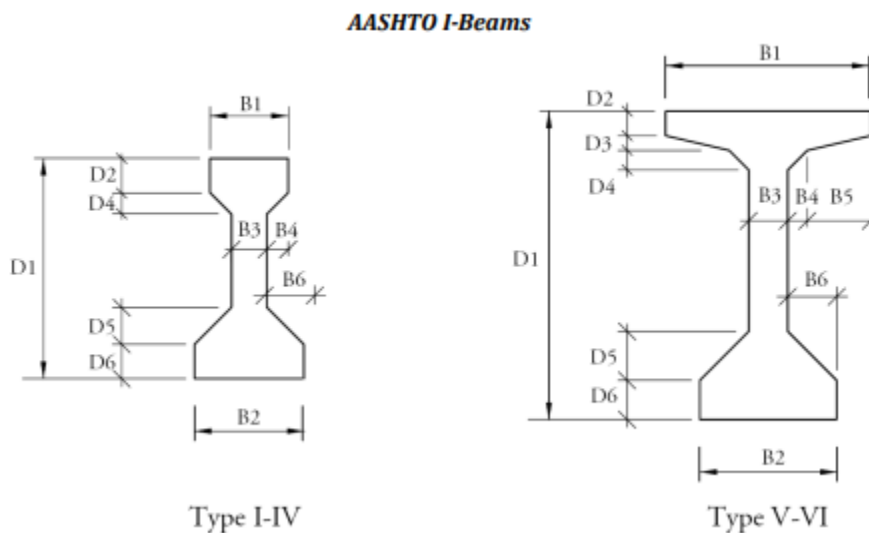
Ante las evidentes ventajas de la tecnología del hormigón pretensado, la ingeniería civil ha hecho uso en gran medida de este recurso, especialmente para la construcción de puentes.

Según Cremades, (2017) la configuración más resistente y sencilla para puentes es la estructura tipo viga debido a su excelente comportamiento mecánico para un amplio rango de luces.

La AASHTO propone varios tipos de secciones presforzadas para el diseño estructural de puentes, sin embargo, se hará énfasis únicamente en las vigas tipo I y Bulb-Tees. Estas secciones se muestran a continuación:

Figura 6.6

Vigas AASHTO



(Concrete Institute Prestressed, 2014, p. B-7)

6.11. Factor De Distribución Para Momento Y Corte

6.11.1. Factores De Distribución

Los factores de distribución se pueden usar para puentes con geometría bastante regular. Como se establece en AASHTO (4.6.2.2), este método está limitado a sistemas con: sección transversal constante, con número de vigas entre 4 o más siendo paralelas entre sí con aproximadamente la misma rigidez, el voladizo de la calzada no deberá exceder los 3,0 pies (910 mm) y la sección transversal deberá ser acorde con la sección típica que se muestra en la tabla 4.6.2.2.1-1 de AASHTO (Barker & Puckett, 2013).

Los factores de distribución se seleccionan suponiendo un carril de tráfico cuando la calzada tiene menos de 3600 mm de ancho o, dos o más carriles de tráfico cuando la calzada tenga entre 6000 y 7200 mm (AASHTO 2020)

El cálculo de los factores de distribución se lo hace mediante dos técnicas; la primera técnica consiste en el uso de ecuaciones que fueron desarrolladas años atrás, mientras que la segunda técnica utiliza la ley de momentos, esto implica una distribución estática de la carga basada en la suposición de que cada tablero está simplemente apoyado sobre la viga, excepto en la viga exterior que es continua con el voladizo. Dado que la distribución de la carga a cualquier viga que no sea la directamente próxima al punto de aplicación de la carga no se tiene en cuenta, la ley de momentos suele ser un método de análisis conservador (AASHTO 2020; Barker & Puckett, 2013).

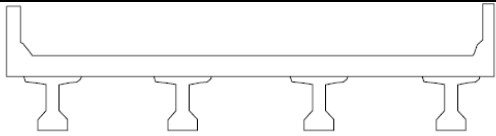
6.11.2. Factor De Distribución De Momento

En AASHTO, los factores de distribución de momento y cortante para vigas interiores y vigas exteriores son diferentes, junto a que el factor también cambiara según la sección típica que

se utilice. Para este proyecto se utilizará la sección tipo (k) siendo esta la que se muestra en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2

Sección típica seleccionada.

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones dobles Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	

(AASHTO 2020, pp. 4–34)

Con la sección definida, se analiza si el factor de distribución se lo calculara con ley de momentos o ecuaciones, según la tabla 6.3.

Tabla 6.3

Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente	a, e, k y también i, j sí están	Un carril $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_c^3}\right)^{0,1}$ Dos carriles	$1100 \leq S$ ≤ 4900

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	suficiente- mente conectadas para actuar como una unidad	$0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	$110 \leq ts$ ≤ 300 $6000 \leq L$ ≤ 73.000 $Nb \geq 4$ $4 \times 109 \leq Kg$ $\leq 3 \times 1012$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $Nb = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$Nb = 3$

(AASHTO 2020, pp. 4–36)

Tabla 6.4*Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores.*

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseños cargados	Rango de aplicabilidad

<p>Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuestos con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón</p>	<p>a, e, k y también i, j sí están suficientemente conectadas para actuar como una unidad</p>	<p>Ley de momentos</p>	<p>$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$</p>	<p>$-300 \leq d_e$ ≤ 1700</p> <hr/> <p>Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $Nb = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor</p>
---	---	----------------------------	---	--

(AASHTO 2020, pp. 4–40)

El factor de distribución para viga interiores, en su fórmula para uno y dos carriles de diseño cuenta con el siguiente termino: $\left(\frac{Kg}{Lts^3}\right)^{0.1}$. Este término en particular, según Seminario Manrique, (2004) puede tomar el valor de 1 para un diseño preliminar, mientras que AASHTO (2020); Barker & Puckett, (2013) sugiere el uso de tablas donde se encuentra un valor simplificado, cuyo valor relaciona dicho termino con la sección típica de AASHTO.

Tabla 6.5

Valores constantes de AASHTO para $\left(\frac{Kg}{Lts^3}\right)^{0.1}$

Equation Parameters	Table Reference	Simplified Value			
		a	e	k	f,g,i,j
$\left(\frac{K_g}{12.0L_t^3}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1	1.02	1.05	1.09	—
$\left(\frac{K_g}{12.0L_t^3}\right)^{0.25}$	4.6.2.2.2e-1	1.03	1.07	1.15	—
$\left(\frac{12.0L_t^3}{K_g}\right)^{0.3}$	4.6.2.2.3c-1	0.97	0.93	0.85	—
$\frac{I}{J}$	4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.3a-1	—	—	—	$0.54\left(\frac{d}{b}\right)+0.16$

(AASHTO 2020, pp. 4–35)

6.11.3. Factor De Distribución De Cortante

El Factor de distribución de cortante, al igual que el de momento parte con la premisa de que es necesario conocer la sección para su posterior cálculo con ayuda de la tabla 4.6.2.2.3a-1, b1 de AASHTO.

Tabla 6.6

Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseños cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón,	a, e, k y también i, j	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$	$1100 \leq S$ ≤ 4900

emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuestos con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	sí están suficientemente conectadas para actuar como una unidad			$6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq ts \leq 300$ $Nb \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$Nb = 3$

(AASHTO 2020, pp. 4–43)

Tabla 6.7*Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores.*

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseños cargados	Rango de aplicabilidad

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuestos 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 sí 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	$Nb = 3$

(AASHTO 2020, pp. 4–45)

7. Metodología

7.1. Descripción del método

El proyecto se ha sustentado en el empleo de una investigación mixta que incluye la investigación documental y de campo. La investigación documental se apoya en libros, documentos y normativas asociadas al hormigón presforzado y el diseño estructural de puentes (e.g. Normativa AASHTO LRFD (2020)). La investigación de campo ha consistido en realizar los estudios de topografía y geotecnia para determinar la morfología del terreno, la geometría del puente y el tipo de cimentación que se va a diseñar.

El estudio topográfico ha permitido plantear alternativas de la geometría del puente y facilita su dimensionamiento. Por otro lado, el estudio geotécnico incluyó ensayos de corte directo, granulometría y Límites de Atterberg. El ensayo de corte directo permitió obtener el ángulo de fricción interna y el parámetro de cohesión del suelo. Los ensayos de granulometría y límites de Atterberg (i.e. Límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad) establecieron los parámetros necesarios para poder clasificar el suelo según la Carta de Plasticidad de Casagrande, SUCS y AASHTO.

Una vez que se realizaron de los estudios de campo señalados anteriormente, se ha procedido con el diseño del puente, el cual se ha dividido en dos etapas: diseño de la superestructura y diseño de la infraestructura. Para esta fase, en primer lugar, se definieron las propiedades de los materiales que se han empleado para el diseño, como, por ejemplo: resistencia del hormigón de los elementos estructurales, esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo y esfuerzo último de los torones.

El diseño de la superestructura se ha realizado en fases siguiendo la siguiente secuencia: Diseño de protecciones laterales, losa, vigas y diafragmas.

El diseño de la superestructura ha iniciado con el diseño de las protecciones laterales para las cuales se han considerado las cargas provenientes del ensayo de colisión TL-2 especificado según la AASHTO LRFD 2020 en la tabla A 13.2-1.

Para el diseño del tablero que consiste en una losa maciza, se ha tomado en cuenta aspectos como el número de carriles, ancho de bordillos y longitud del puente. Las cargas consideradas han incluido la carga muerta (i.e peso propio y carpeta asfáltica), carga viva y momento por colisión. Posteriormente se ha calculado los momentos y cortantes últimos mediante las combinaciones de carga que se definen en la Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD 2014,

y con esto se ha determinado las respectivas armaduras y su disposición tanto en la dirección longitudinal como transversal de la losa.

Una vez que se diseñó el tablero del puente, se ha procedido con el diseño las vigas presforzadas para las cuales se han considerado aspectos importantes como: la luz del puente, la separación entre vigas, el número de vigas y el espesor del tablero. En las vigas se ha verificado los esfuerzos en las fibras extremas superior e inferior para las cargas de transferencia y cargas de servicio con la finalidad de que no excedan los esfuerzos límites a tensión y compresión del concreto estipulados en la sección 24.5 ACI 318-19. El dimensionamiento de las vigas se ha realizado de acuerdo con una altura mínima estipulada en la tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD 2020, y su diseño ha contemplado la sección de la viga como simple y compuesta. Las cargas consideradas para el diseño han sido: Las cargas provenientes de la losa, el peso propio de las vigas, peso propio de los diafragmas, carga viva por camión o tándem de diseño y carga de carril de diseño. Estas cargas se han distribuido entre las vigas adyacentes mediante la multiplicación por un factor de distribución tanto para a momento y cortante como se estipula en la sección 4.6.2.

A continuación, se diseñaron los diafragmas que sirven para darle estabilidad a las vigas. Con dichas consideraciones de carga se calculó el acero necesario y su disposición para finalmente realizar una comprobación tanto a momento como a cortante.

El diseño de la infraestructura consistió en diseñar los estribos laterales los cuales sirven de soporte para la superestructura del puente. Para diseñar estos elementos estructurales se han considerado las cargas provenientes de la superestructura, el empuje lateral inducido por el material de relleno en los accesos del puente (tanto en su estado estático como dinámico), las fuerzas inerciales del estribo y las fuerzas provocadas por la deformación de los apoyos

elastoméricos. Se debe diseñar la cimentación del estribo de tal manera que no supere la capacidad última del suelo. La capacidad última se calculó mediante la teoría de Meyerhof cuya ecuación de acuerdo con la AASHTO LRFD 2020 se encuentra en su sección Ec. 10.6.3.1.2a-1

Es necesario acotar que para el diseño de cada elemento estructural que compone el puente se ha verificado el control de la resistencia nominal a flexión, cortante, ductilidad y fisuramiento para corroborar que los diseños son correctos y se apegan a las especificaciones de la AASHTO LRFD 2020.

Una vez diseñado el puente se ha procedido con la elaboración de planos mediante software CAD (Diseño asistido por computador) donde se colocará la implementación general con su vista en planta y perfil, así como los respectivos detalles para tener una comprensión absoluta de cómo se propone implementar el puente.

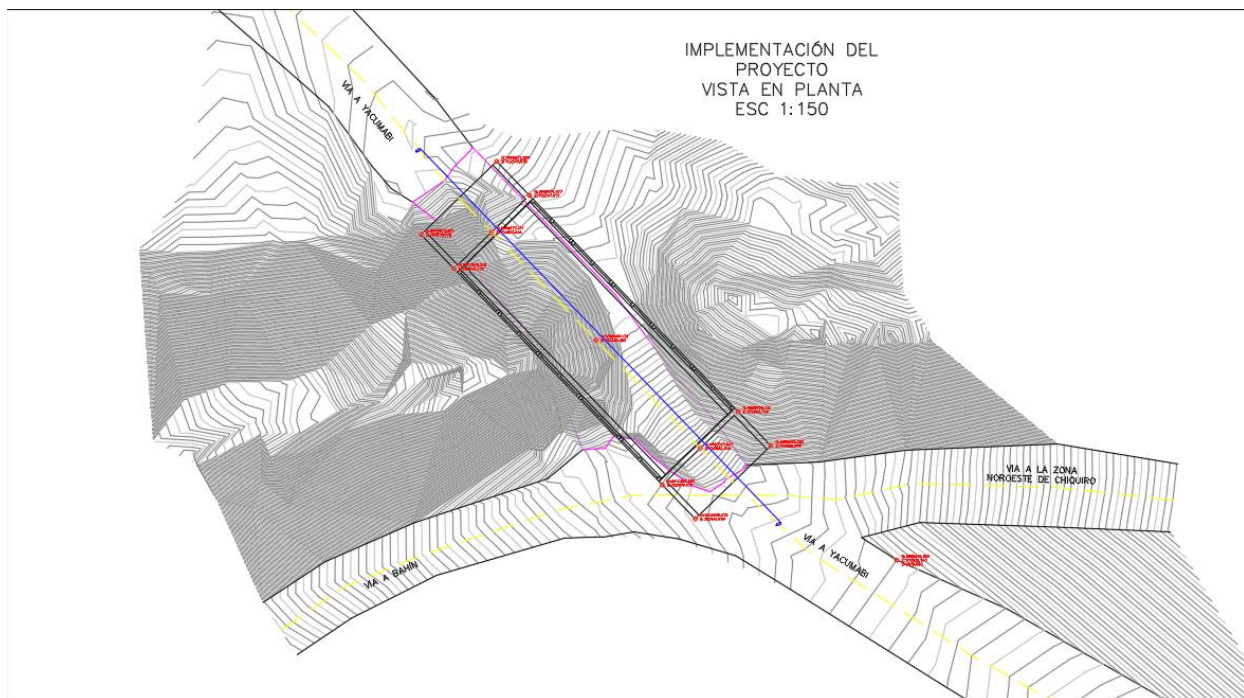
Finalmente, se ha elaborado el presupuesto en base a un análisis de precios unitarios para lo cual resultó necesario obtener las cantidades de obra y realizar una investigación de precios de los productos, así como los rendimientos del personal y maquinaria.

8. Resultados

Del estudio de topografía se ha realizado el levantamiento topográfico de la zona donde se implementará el proyecto cuya área aproximada es de 4802 m². La topografía se ha realizado a partir de 100 metros de carretera medidos desde los extremos de la zona de deslizamiento. Este estudio ha sido fundamental para definir la geometría del puente y cómo este debe implantarse, obteniéndose como resultado que es necesario realizar excavaciones para desplazar un volumen de 2019.73 m³ de material de relleno que ha sido colocado para que vehículos y personas pudieran transitar por cortos períodos de tiempo hasta que este material colapse.

Figura 8.1

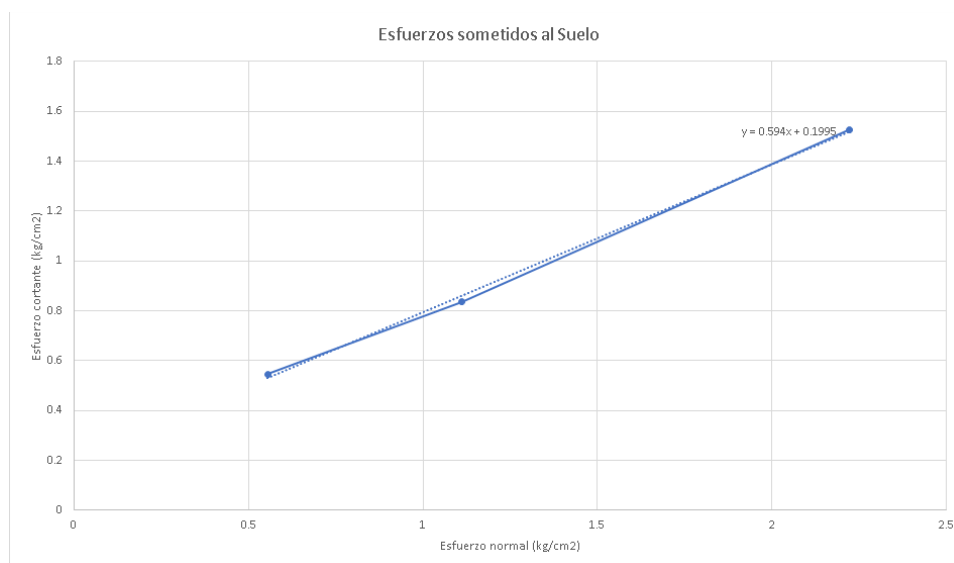
Levantamiento topográfico de la zona del proyecto.



Con respecto a los estudios de suelos, hablando de las propiedades mecánicas del suelo natural, se ha realizado un ensayo de corte directo cuyos resultados son los siguientes:

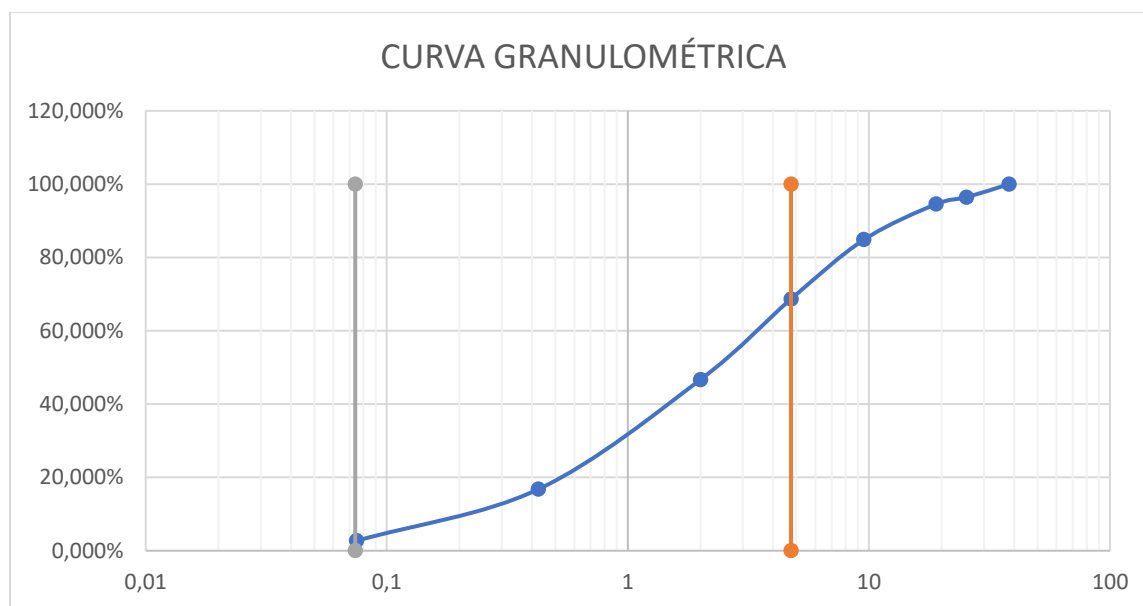
Figura 8.2

Grafica de resultados del ensayo de corte directo.



Si se interpolan los puntos y se obtiene una recta de regresión lineal se obtienen los valores de la cohesión que es de 0.20 kg/cm² y también del ángulo de fricción interna cuyo valor es de 30.7°.

Continuando con lo referente a suelos, el resultado del ensayo granulométrico revela que el suelo de la zona del proyecto es un suelo grueso más específicamente una arena pobremente graduada, con un coeficiente de uniformidad (Cu) igual a 25.742 y un coeficiente de curvatura (Cc) igual a 0.8116.

Figura 8.3*Curva granulométrica.*

Nota. En el gráfico de la curva granulométrica se gráfica las condiciones de frontera que es el punto de color gris (abertura de la malla N°4) y el punto de color naranja (abertura de la malla N° 200).

Por último, se presentan a continuación los límites de Atterberg con los cuales se encuentra el índice de plasticidad a partir del límite plástico y límite líquido correspondientemente. Los resultados pueden observarse en la tabla 8.1 de cada uno de los términos mencionados.

Tabla 8.1*Resultados de los ensayos de los límites de Atterberg.*

Límites de Atterberg	
Límite líquido	45.83%
Límite plástico	26.66%
Índice de plasticidad	19.16%

En lo relacionado con el presupuesto del presente trabajo se desglosa en dos ejes principales; el primero las vigas pretensadas, su precio, su transporte, etc.; resto de la estructura no presforzada, y demás rubros necesarios para la ejecución del proyecto. Para las vigas pretensadas se logró que ingeniero Fabian Carrasco dueño de una fábrica de prefabricados proporcionara el precio de todo lo que implican el transporte, la fabricación y colocación de las vigas pretensadas in situ, mientras que para todo lo relacionado con la estructura no presforzada, replanteo, corte, etc. se elaboró tomando en cuenta el presupuesto de un proyecto similar del cantón Saraguro. Dando como resultado un presupuesto de \$357,340.21 (treientos cincuenta y siete mil treientos cuarenta dólares con veintiún centavos),

Los resultados del diseño estructural se podrán apreciar de mejor manera en los planos constructivos elaborados que se anexarán al final del documento.

9. Cronograma De Actividades

El cronograma de actividades se ha definido con base a las cuatro actividades principales que se han definido: Actividades preliminares, trabajos de campo, diseño estructural y elaboración de planos y presupuestos. El tiempo total empleado para el desarrollo del proyecto de titulación es de 9 meses.

	OCTUBRE				NOVIEMBRE				DICIEMBRE				ENERO				FEBRERO				MARZO				ABRIL				MAYO				JUNIO							
	SEMANA				SEMANA				SEMANA				SEMANA				SEMANA				SEMANA				SEMANA				SEMANA											
ACTIVIDADES	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Capacitación																																								
Búsqueda de tema																																								
Visitas de campo																																								
Elección definitiva del tema																																								
Búsqueda de información (Estado de la ciencia)																																								
Elaboración del Anteproyecto																																								
Elaboración del marco teórico																																								
Elaboración de la metodología																																								
TRABAJOS DE CAMPO																																								
Topografía																																								
Ensayos de corte directo																																								
Ensayos de granulometría-Límites de Atterberg																																								
DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA																																								
Diseño de la losa																																								
Diseño de las vigas																																								

10. Presupuesto

Tabla 10.1

Presupuesto del costo total de la elaboración de la tesis.

Actividad	Cantidad	Unidad	Costo Unitario	Costo total
Topografía	0.5	Ha	\$ 400.00	\$ 200.00
Excavación manual de suelo	1	U.	\$ 20.00	\$ 20.00
Ensayo de corte directo con interpretación	3	U.	\$ 100.00	\$ 300.00
Ensayos de granulometría	1	U.	\$ 70.00	\$ 70.00
Ensayos de límites de Atterberg	1	U.	\$ 100.00	\$ 100.00
Transporte	15	U.	\$ 20.00	\$ 300.00
Honorario Estudiante (2 Estudiantes)	252	h	\$ 12.00	\$ 3,024.00
Honorario tutor	252	h	\$ 6.00	\$ 1,512.00
Imprevistos	1	-	13%	\$ 521.82
TOTAL=				\$ 6,047.82

Nota. Este presupuesto es un aproximado realizado a partir de consultas a laboratorios y profesionales expertos en las áreas requeridas. El presupuesto tomó en cuenta el costo de los ensayos realizados, junto al costo horario pertinente tanto para el docente tutor como para los estudiantes adicionando además un porcentaje de imprevistos para obtener así un valor lo más real y coherente.

11. Conclusiones

- La zona donde se implementará el puente presenta una topografía fuertemente ondulada y si se desea implementar el proyecto será necesario realizar una nivelación del terreno según la cota de proyección de vía especificada en los planos.
- Los ensayos de mecánica de suelos han dado como resultados que el suelo corresponde a una arena SP (arena pobremente graduada), cuya cohesión es de 0.20 kg/cm² y su ángulo de fricción es de 30.7°
- No se ha logrado identificar un nivel freático hasta la profundidad en las excavaciones realizadas para investigar las propiedades del suelo. La cota de cimentación es de 2668 msnm.

- El puente diseñado para el sector Chiquiro tiene las siguientes propiedades geométricas: Luz del puente de 24.5 m, tablero (24.50 x 8.90 x 24.5) m, se apoya sobre 5 vigas presforzadas tipo I 140. Las vigas se asentarán sobre 10 apoyos elastomérico de (0.40 x 0.40 x 0.06) m y con 2 estribos de 8.21 metros de altura.
- Con respecto a las deflexiones que se generaran en el puente se logra distinguir que estas están en el rango permitido; La deflexión total por cargas permanentes es de 0.45 cm positivo dejando ver que el presforzado está actuando como es debido; En cuanto a las deflexiones por carga viva tanto para el carril de diseño como para el camión de diseño (truck) se encuentra con un valor inferior al límite $l/1000$.
- El presupuesto estimado para la construcción del puente asciende a un valor de \$357,340.21 (treientos cincuenta y siete mil treientos cuarenta dólares con veintiún centavos), que tiene en cuenta los costos directos, indirectos e imprevistos que se puedan generar a lo largo de la construcción de este. Este presupuesto estimado en comparación con otros de similares características está acorde.

12. Recomendaciones

- Los ensayos de suelos han sido realizados en los laboratorios de la Universidad Politécnica Salesiana, por lo que se recomienda realizar nuevamente dichos ensayos en laboratorios certificados.
- El presente proyecto necesita complementarse de estudios de tránsito, hidráulica, hidrología, geología y geotecnia más rigurosos; por lo tanto, no se recomienda la construcción de esta estructura sin haberse realizado los estudios complementarios.

- Realizar una evaluación financiera y socioeconómica del proyecto para determinar si los parámetros de Beneficio/costo, VAN (Valor Actual Neto), TIR (Tasa Interna de Retorno), Tiempo de recuperación de la Inversión; resultan favorables para este proyecto.
- Con respecto al levantamiento topográfico, se han establecido dos puntos de referencia y deberán ser usados para su replanteo. Estos puntos han sido referenciados con base al uso de un GPS de mano, por lo tanto, se recomienda emplear un instrumento de geolocalización más preciso como un equipo RTK para obtener los puntos conocidos. En caso de no hacerlo se recomienda emplear las coordenadas 0,0,0 ubicadas en la Estación 1.

13. Referencias Bibliográficas

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2020). *LRFD bridge design specifications*. (9th ed.).
- Barker, R. M. (Richard M.), & Puckett, J. Alan. (2013). *Design of highway bridges : an LRFD approach* (3th ed.).
- Benaim, R. (2008). *The Design of Prestressed Concrete Bridges: Concepts and principles*. Concrete Institute Prestressed. (2014). *Bridge Design Manual* (3rd ed.). <http://www.pci.org>
- Cremades, S. M. (2017). *Diseño estructural de puentes* (1st ed.).
<https://bibliotecas.ups.edu.ec:3488/es/ereader/bibliotecaups/109017?page=114>
- Empresa Editora Macro. (2010). *Manual de Diseño de Puentes* (Lima [Perú] : Empresa Editora Macro E.I.R.L., Ed.; 1st ed.).
- Hugo E. Belmonte González. (1990). *Puentes* (4ta ed.).
- Larsson, C. (2020). *Hormigón armado y pretensado*.
<https://bibliotecas.ups.edu.ec:3488/es/ereader/bibliotecaups/172321>
- McCormac, J., & Brown, R. (2018). *Diseño de Concreto reforzado* (10th ed.).
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador. (2013). *PROCEDIMIENTOS PARA PROYECTOS VIALES* (Vol. 1).
- Ministerios de transporte y comunicaciones de Peru. (2016). *Manual de puentes*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Geotecnia y cimentaciones*.
- Patiño Mora, K. D. (2017). *Comparación entre el método de Mononobe – Okabe y un análisis dinámico tiempo – historia, para muros de contención tipo viga en voladizo, utilizando un registro sismográfico del sismo de pedernales del 2016*.
- Rodríguez Serquén, A. (2017). *Puentes con AASHTO LRFD* (8th ed.).

Seminario Manrique, E. (2004). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*.

Tonias, D., & Zhao, J. J. (2006). *Bridge Engineering Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges* (2nd ed.).

Torres, E. (2013). *Diseño de puentes. Interpretación del código AASHTO* (1th ed.).

14. Anexos