



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE EL “RÍO ANZU” EN LA VÍA
EL ROSAL – SIMÓN BOLÍVAR, PARROQUIA FÁTIMA, CANTÓN PASTAZA,
PROVINCIA DE PASTAZA, UTILIZANDO LA NORMATIVA AASHTO LRFD
2020**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniero e Ingeniera Civil

AUTORES: Pedro Luis Caicedo Márquez

Alexandra Mencias Saygua

TUTOR: Daniel Armando Valverde Castillo

Quito – Ecuador

2025

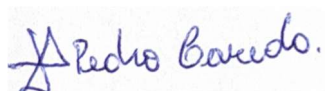
CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Pedro Luis Caicedo Márquez con documento de identificación N° 0802947721 y Alexandra Mencias Saygua con documento de identificación N° 1724371586; manifestamos que:

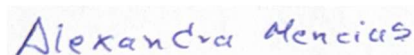
Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 01 de agosto del 2025

Atentamente,



Pedro Luis Caicedo Márquez
0802947721



Alexandra Mencias Saygua
1724371586

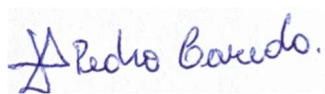
CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Pedro Luis Caicedo Márquez con documento de identificación N° 0802947721 y Alexandra Mencias Saygua con documento de identificación N° 1724371586; 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 de un Puente Vehicular Sobre El “Río Anzu” en la Vía El Rosal – Simón Bolívar, Parroquia Fátima, Cantón Pastaza, Provincia De Pastaza, Utilizando La Normativa AASHTO LRFD 2020”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

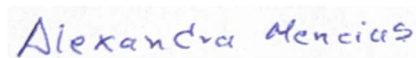
En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad PolitécnicaSalesiana.

Quito, 01 de agosto del 2025

Atentamente,



Pedro Luis Caicedo Márquez
0802947721



Alexandra Mencias Saygua
1724371586

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Daniel Armando Valverde Castillo con documento de identificación N° 1900467869, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE EL “RÍO ANZU” EN LA VÍA EL ROSAL – SIMÓN BOLÍVAR, PARROQUIA FÁTIMA, CANTÓN PASTAZA, PROVINCIA DE PASTAZA, UTILIZANDO LA NORMATIVA AASHTO LRFD 2020, realizado por Pedro Luis Caicedo Márquez con documento de identificación N° 0802947721 y por Alexandra Mencias Saygua con documento de identificación N° 1724371586, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 01 de agosto del 2025

Atentamente,



Ing. Daniel Armando Valverde Castillo, MSc.

1900467869

DEDICATORIA

A mi querida madre, Nelly Hibonne Márquez Tobar, y a mi querido padre, Pedro Caicedo Torres, por su amor, apoyo incondicional y ser mi guía en cada paso de este camino.

A mis hermanos, por su compañía, comprensión y palabras de aliento que me motivaron a seguir adelante.

Pedro Luis Caicedo Márquez

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación, primeramente, a mi madre Mariana Saygua, quien con su ejemplo de fortaleza, dedicación y amor incondicional siempre ha estado ahí para mí en cada momento difícil que llegue a travesar en mi camino académico. Además, de su apoyo constante y sus sacrificios los cuales han sido el motor que me impulsó para alcanzar mi meta.

Agradezco profundamente a mi tío Ángel Shaigua, por brindarme su apoyo incondicional en cada etapa de mi carrera. Su generosidad, confianza y acompañamiento fueron fundamentales para superar los desafíos del camino y llegar hasta aquí.

De igual manera, a mis amigas Michelle y Evelyn quienes han estado ahí para mí cada vez que he necesitado una palabra de aliento y por su cariño sincero, las cuales han sido un pilar fundamental en este proceso.

Alexandra Mencias Saygua

AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a mi familia por su apoyo incondicional, a mi tutor el Ing. Daniel Valverde por su valiosa orientación, y a todas las personas que, de una u otra forma, contribuyeron a la realización de este trabajo.

Pedro Luis Caicedo Márquez

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, quiero agradecer a Dios, por brindarme la fortaleza, salud y perseverancia para culminar esta etapa tan importante de mi vida.

A mi familia materna, por su amor incondicional, su apoyo constante y por creer en mí en todo momento. En especial a mi madre, quien con esfuerzo y sacrificio me ha dado las herramientas necesarias para alcanzar mis metas.

A mi tutor de trabajo de titulación Daniel Valverde, por su paciencia, por su guía y valiosos aportes durante el desarrollo del trabajo. Su experiencia y dedicación fueron fundamentales para la culminación de este proyecto.

A mis amigos, por su compañía, consejos y palabras de aliento en los momentos más desafiantes.

Alexandra Mencias Saygua

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Problema.....	2
1.3. Antecedentes.....	2
1.4. Importancia y alcance.....	3
1.5. Delimitación	3
1.6. Justificación.....	4
1.7. Objetivos.....	4
1.7.1. Objetivo General.....	4
1.1.1. Objetivos Específicos	4
CAPÍTULO II.....	6
MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Puente	6
2.2. Estudios Preliminares	6
2.2.1. Estudios Topográficos	6
2.2.2. Estudios de suelo	6
2.2.3. Estudios Hidrológicos e hidráulicos	7
2.2.4. Estudios de Tránsito (TPDA)	7
2.3. Superestructura	7
2.2.1. Losa	7
2.2.2. Vigas	8
2.3. Infraestructura.....	8
2.3.1. Estribos	8
2.3.2. Pilas	9
2.3.3. Fundaciones.....	9
2.3.4. Gálidos.....	9
2.4. Tipos de puentes	9
2.4.1. Puentes metálicos	10
2.5. Norma Técnica	10
CAPÍTULO III	11
METODOLOGÍA.....	11
3.1. Tipo de Investigación	11

3.2.	Método.....	11
3.3.	Recolección de información	11
CAPÍTULO IV.....		13
DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS Y DISEÑO DE PUENTE		13
4.1.	Estudio Topográfico.....	13
4.2.	Levantamiento topográfico.....	14
4.2.1.	Procesamiento de información	15
4.3.	Estudio de suelo.....	20
4.3.1.	Ubicación.....	20
4.4.	Estudio de tráfico.....	25
CAPÍTULO V		27
DISEÑO DE PUENTE		27
5.1.	Determinación de cota de cimentación.....	27
5.2.	Cota de Cimentación	27
5.2.1.	Perforaciones SPT-01 y SPT-02	28
5.3.	Determinación de parámetros para la determinación del Gálibo de seguridad	28
5.4.	Determinación de tiempo de concentración por Kirpich.....	28
5.5.	Determinación de la intensidad de lluvias.....	28
5.5.1.	Determinación de Caudal de Diseño	29
5.5.2.	Determinación de Gálibo de Seguridad.....	29
5.5.3.	Determinación de socavación.....	36
5.6.	Diseño del puente	36
5.6.1.	Diseño de Estribos	36
5.7.	Estribo sin Puente	49
5.7.1.	Momentos estabilizadores por cargas Verticales (Mvu).....	50
5.7.2.	Cargas Horizontales (Hu)	50
5.7.3.	Momentos de vuelco por cargas horizontales (Mhu)	51
5.7.4.	Chequeo de estabilidad y esfuerzos.....	51
5.7.5.	Deslizamiento en base del estribo	52
5.7.6.	Diseño de acero	53
5.7.6.1.	Diseño de pantalla	53
5.8.	Acero por Flexión.....	53
5.7.2.	Estado límite de resistencia I, con $n=nDnRnl=1$	53
5.7.3.	Acero de temperatura.....	55

5.7.4.	Revisión de fisuración por distribución de armadura.....	55
5.7.5.	Determinación del eje neutro.....	56
5.7.6.	Área de acero transformada.....	56
5.7.7.	Esfuerzo del acero	57
5.7.8.	Separación máxima de la armadura.....	57
5.7.9.	Revisión por corte.....	57
5.7.10.	Diseño de la cimentación.....	59
5.7.11.	Revisión de talón por corte.....	60
5.8.	Diseño del Puente	61
5.8.1.	Predimensionamiento de losa de hormigón armado.....	62
5.8.2.	Diseño de vigas.....	72
CAPITULO VI.....		118
MODELADO Y PLANOS		118
6.1.	Resume de cargas y elementos	118
6.2.	Modelación de puente.....	119
6.3.	Elaboración de planos.....	126
CONCLUSIONES		127
RECOMENDACIONES		128
REFERENCIAS		129
GLOSARIO DE TÉRMINOS		131
ANEXOS		132

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coordenadas de puente existente	13
Tabla 2 Libreta de campo.....	15
Tabla 3 Ubicación de perforaciones.....	24
Tabla 4 Promedio datos volumétricos del tráfico en los dos sentidos	25
Tabla 5 Datos generales de la cuenca	28
Tabla 6 Datos generales para la elaboración del diseño	37
Tabla 7 Definición de parámetros geométricos del estribo.....	39
Tabla 8 Ángulos de fricción e inclinación	40
Tabla 9 Información general para determinar las cargas EQ.....	41
Tabla 10 Altura equivalente del suelo para carga vehicular en estribos perpendiculares al tráfico.....	42
Tabla 11 Determinación de centro de gravedad.....	42
Tabla 12 Determinación de centro de gravedad del suelo	43
Tabla 13 Cargas verticales	44
Tabla 14 Cargas horizontales	44
Tabla 15 Factores de carga utilizados	45
Tabla 16 Combinaciones de cargas.....	45
Tabla 17 Combinaciones de cargas.....	46
Tabla 18 Combinación de cargas	46
Tabla 19 Combinación de cargas	47
Tabla 20 Presiones en la base del estribo.....	47
Tabla 21 Factores de límite de resistencia para muros de contención permanentes.....	48
Tabla 22 Determinación de deslizamiento.....	48
Tabla 23 Presiones actuantes en la base del estribo.....	49
Tabla 24 Cargas Verticales (V_u)	49
Tabla 25 Cargas verticales	50
Tabla N° 26 Cargas Horizontales.....	50
Tabla 27 Momentos volcantes	51
Tabla 28 Evaluación de estabilidad	52
Tabla 29 Deslizamiento en el estribo	52
Tabla 30 Cargas en la base de la pantalla	53
Tabla 31 Datos iniciales para cálculo de acero	54
Tabla 32 Cortante ultimo	58
Tabla 33 Resultados del cortante ultimo.....	59
Tabla 34 Momento ultimo para diseño de acero	59
Tabla 35 Factores para cálculo de acero	59
Tabla 36 Cortante último en el talón.....	61
Tabla 37 Resistencia nominal a corte	61
Tabla 38 Características generales de geometría y materiales.....	62
Tabla 39 Momentos de carga viva y efecto de carga dinámica	63
Tabla 40 Momento del ancho de franja	64
Tabla 41 Definición de materiales.	72
Tabla 42 Peralte mínimo utilizado para superestructuras de peralte constante	73

Tabla 43 Carga uniforme total máxima	74
Tabla 44 Propiedades geométricas.....	75
Tabla 45 Geometría de la viga interior	76
Tabla 46 Propiedades geométricas de la viga interna.	77
Tabla 47 Propiedades de la sección	78
Tabla 48 Propiedades de la viga interior como sección compuesta a corto plazo	83
Tabla 49 Geometría de la sección I.....	92
Tabla 50 Propiedades geométricas de la viga externa	93
Tabla 51 Propiedades de la viga interior como sección no compuesta.....	94
Tabla 52 Dimensiones de la barrera.....	95
Tabla 53 Propiedades de la barrera	96
Tabla 54 Propiedades de la viga interior como sección compuesta a largo plazo 4	102
Tabla 55 Propiedades de la viga exterior como sección compuesta a corto plazo	103
Tabla 56 Sección de los miembros del diafragma	110

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación de la implantación del puente.	3
Figura 2 Ubicación del primer punto.....	13
Figura 3 Ubicación del segundo punto.....	14
Figura 4 Ubicación del punto 3	14
Figura 5 Topografía en Civil 3D	20
Figura 6 Plano de ubicación	21
Figura 7 Ubicación de los sondeos SPT	22
Figura 8 Implantación de la Estructura Proyectada.....	22
Figura 9 Ejecución de ensayo.....	24
Figura 10 Perfil del puente	27
Figura 11 Intensidades de lluvia en Pastaza Aeropuerto	29
Figura 12 Elaboración de superficie.....	30
Figura 13 Superficie por exportar.....	30
Figura 14 Exportación de alineamiento de Civil 3D a HEC RAS	31
Figura 15 Ingreso de caudal	31
Figura 16 Ingreso de pendiente	32
Figura 17 Ingreso del valor de Manning	32
Figura 18 Ejecución de modelación.	33
Figura 19 Ingreso de la cota inicial del puente.....	34
Figura 20 Implantación del puente en HEC RAS	35
Figura 21 Cuadro de resultados de la modelación en HEC RAS	35
Figura 22 Determinación de socavación	36
Figura 23 Zonificación sísmica	38
Figura 24 Estribo para determinación de cargas	42
Figura 25 Estribo	51
Figura 26 Ancho libre del puente	62
Figura 27 Ancho interior de la franja	63
Figura 28 Factor de resistencia.....	67
Figura 29 Viga I.....	76
Figura 30 Sección no compuesta.....	78
Figura 31 Esquema para determinación de momento plástico de una viga compuesta	81

Figura 32 Sección compuesta a largo y corto plazo	83
Figura 33 Sección de la viga I	91
Figura 34 Sección no compuesta	94
Figura 35 Sección de la barrera	95
Figura 36 Factor de distribución de carga viva para cortante en vigas exteriores 4.6.2.2.3b-1	97
Figura 37 Factor de distribución especial de momento en vigas exteriores AASHTO C4.6.2.2.2d-1	98
Figura 38 Esquema de fuerzas para el cálculo del momento plástico de una viga compuesta AASHTO D6.1-2, 2020	100
Figura 39 Sección compuesta a largo plazo	101
Figura 40 Viga exterior como sección compuesta a corto plazo	102
Figura 41 Determinación de normativa	119
Figura 42 Ingreso de línea de carretera	120
Figura 43 Definición de características de un hormigón de 280kg/cm ²	120
Figura 44 Características del acero de refuerzo	121
Figura 45 Longitud del puente	121
Figura 46 Luz del puente	122
Figura 47 Tren de cargas móviles (HL-93)	122
Figura 48 Refuerzo en losa de hormigón	123
Figura 49 Carga Design Lane Load	123
Figura 50 Camión HL-93	124
Figura 51 Combinación de carga	124
Figura 52 Momentos por sobrecarga	125
Figura 53 Cuadro de resumen de los momentos	125
Figura 54 Vista Transversal	126

RESUMEN

En la provincia de Pastaza, en la vía el Rosal – Simón Bolívar, carece de un puente que atraviese el río Anzu el cual comunica la comunidad de Simón Bolívar y la cual pertenece a la parroquia de Fátima.

Debido a esto, los habitantes de la parroquia de Fátima no pueden comercializar sus productos, dado que en la actualidad existe un puente que no está en condiciones óptimas para su utilización y es por ello por lo que se ha complicado su comercio y con ello ha llevado a la desmejora de su economía. Con en el fin de mejorar la viabilidad de la comunidad, se realiza el presente estudio y posterior al diseño de un puente de estructura metálica con losa de hormigón.

El cual permitirá la comunicación y transporte de vehículos de carga pesada y, por consiguiente, la mejora de la economía de la población. El estudio empieza con la recopilación de información necesaria para el desarrollo del diseño, la cual se obtendrá de la solicitud de información al MTOP. Seguido, se procederá al análisis de la documentación obtenida, en la cual se detallan los ensayos previos para la ejecución del diseño, como son estudios hídricos, estudios de tráfico, entre otros.

Con base en lo analizado y dado que el puente constará de una luz de 73 metros de longitud, se procede al diseño del puente sin pilares, dado que la normativa AASHTO LRFD 2020 permite la elaboración de puentes de hasta 100 metros de luz sin pilares intermedios.

Palabras claves: Puente, Pilares, Luz, MTOP.

ABSTRACT

In the province of Pastaza, along The Rosal – Simon Bolivar Road, there is no adequate bridge over the Anzu River to connect the Simon Bolivar community, which belongs to the Fatima parish. This lack of proper infrastructure has limited the mobility of the local population and has negatively impacted on the commercialization of their agricultural and artisanal products. The existing bridge is structurally deficient and not suitable for heavy traffic, which has contributed to a decline in the parish's economic activity.

This study proposes the design of a steel bridge with a reinforced concrete deck as a viable solution to improve connectivity and stimulate economic development in the area. The project includes the collection and analysis of technical data required for the design, such as hydrologic, topographical, and geotechnical studies, which were obtained from the MTOP and complementary sources.

Considering that the proposed bridge will have a total span of 73 meters, and in accordance with the AASHTO LRFD 2020 standard, which allow spans of up to 100 meters without intermediate supports.

Keywords: Bridge Design, Pillars, Light, MTOP, AASHTO LRFD.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1.Introducción

En la actualidad las infraestructuras han ido evolucionando con el desarrollo y crecimiento poblacional; al referirse a las infraestructuras este proyecto está enfocado al diseño y modelación de un puente. Un puente es diseñado y construido para resolver una necesidad y mejorar la calidad de vida de los pueblos y comunidades.

Dado que en Ecuador no se cuenta con manual para la elaboración de diseños de puentes, se empleará la normativa AASHTO LRFD 2020, la cual tiene como finalidad guiar en la ejecución de diseños de estructuras en este caso de puentes. Los puentes ya construidos han utilizado como referencia la normativa AASHTO LRFD del 2002.

En la provincia de Pastaza se ha observado que se encuentra con incremento poblacional, lo cual conlleva a la necesidad de facilitar la movilidad de sus habitantes. Es por ello por lo que el presente Proyecto Técnico elabora el diseño de un puente vehicular sobre el río Anzu el cual une las comunidades El Rosal y Simón Bolívar. Si bien existe un puente de acero con losa de hormigón, el cual se encuentra en condiciones peligrosas por falta de mantenimiento, sobrecarga, y, además, la estructura actual se encuentra ya fatigada y presenta deformaciones en toda su longitud.

Por medio del presente se busca realizar un diseño que a corto plazo se puede realizar su construcción y con ello contribuir a la mejora de las comunidades tanto en lo económico como personal. Es por lo cual el Proyecto Técnico cuenta de cinco capítulos los cuales de detalla a continuación:

En el capítulo I se presenta el problema a estudiar, los antecedentes, importancia y alcance, su delimitación, la justificación, sus objetivos tanto como general y específicos.

El capítulo II comprende lo que es el Marco Teórico donde se fundamenta en lo que se necesita para el desarrollo del diseño de un puente de estructura metálica con losa de hormigón.

En el capítulo III se compone por la metodología que se emplea para la obtención de información y definición del tipo del puente a diseñar.

El capítulo IV se compone por el diseño del puente en cual se explicará cómo se fue realizando el diseño y los parámetros a tomar en cuenta para su ejecución.

El capítulo V está compuesto por la modelación del diseño del puente empleando el programa BRIDGE en donde se ingresará los elementos previos diseñados y con ello se procederá a la elaboración de los planos.

1.2.Problema

En la actualidad la falta de vías y conexiones en buen estado han dificultado el transporte de productos agrícolas y ganaderos, los cuales al momento de ser transportados incrementan sus precios de producción, con lo cual afecta a los moradores de El Rosal.

Actualmente, los moradores de la comunidad Simón Bolívar, utilizan un puente colgante de un solo carril, el cual ya ha culminado su vida útil. Dicho puente, según información obtenida en el GAD de Pastaza, presenta resonancia, lo cual afectará en un futuro no muy lejano su funcionalidad. Debido a esto, el uso del puente en mención solo permite el transporte de vehículos livianos. Por tal razón, los habitantes buscan una solución definitiva que mejore la movilidad de los moradores cercanos y aledaños del sector. Con ello poder tener una vida más digna y facilidades de movilizarse a las distintas instituciones, públicas y privadas. Además, de mejorar sus ingresos económicos al transportar de una manera más eficaz sus productos.

1.3.Antecedentes

En el ingreso y salida de la comunidad de Simón Bolívar se tiene un puente en condiciones deplorables, debido a la falta de mantenimiento y la sobrecarga que ha sido expuesto durante varios años con el transporte pétreo. Dentro de la planificación del Municipio de Pastaza, no se ha considerado su arreglo dado que la infraestructura presenta fatigación y deformaciones en toda su longitud. Es por eso por lo que en la actualidad solo se permite la movilidad de vehículos pequeños, con lo cual no se permite el traslado de sus productos.

Al no contar con un puente en óptimas condiciones, las entidades encargadas del mejoramiento vial no han invertido en la ampliación ni mantenimiento a dicha arteria vial. La implementación de un puente en la comunidad Simón Bolívar, es una necesidad actual, para sus habitantes dado que con ello podrían transportar sus productos al igual de movilizar a otras parroquias o comunidades cercanas.

1.4.Importancia y alcance

En la actualidad la falta de vías de conexión ha dificultado el transporte de productos a comunidades aledañas, con ello afectando la economía de los moradores de la Parroquia de Fátima.

Por lo que se ha visto la necesidad de implementar una nueva infraestructura, dado que la actual se encuentra en malas condiciones. Con ello se busca mejora el turismo y comercio de productos de la zona, obteniendo así un mejor estilo de vida para los habitantes de las comunidades aledañas a la vía El Rosal – Simón Bolívar.

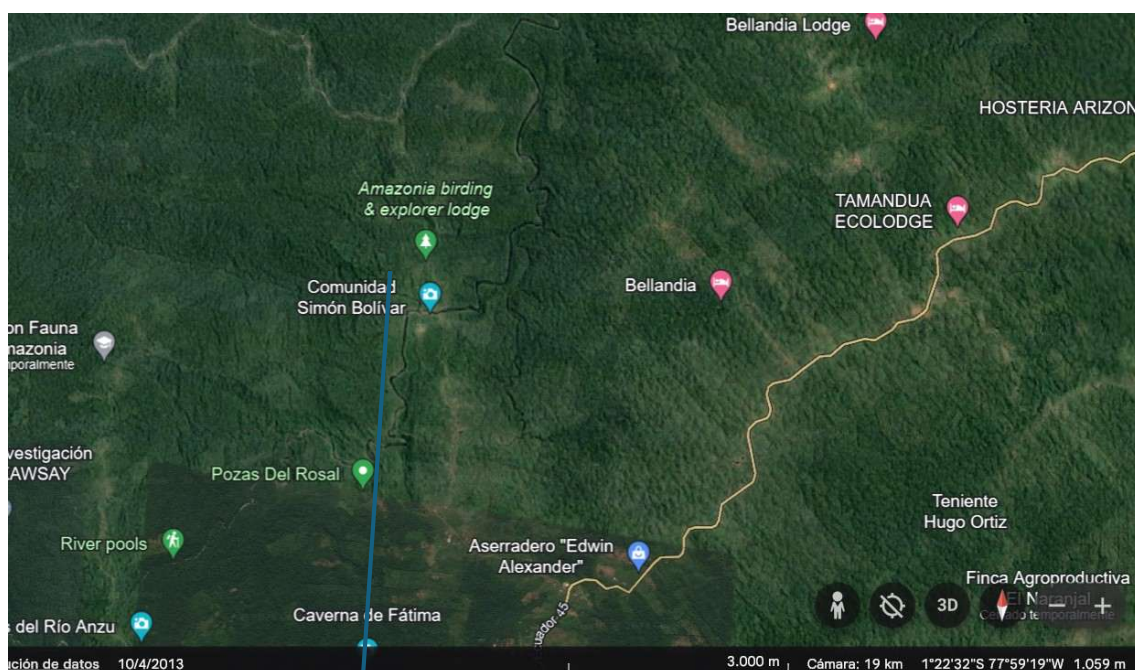
1.5.Delimitación

El lugar de implantación del puente se encuentra sobre el río Anzu en la vía El Rosal – Simón Bolívar, Parroquia Fátima, Cantón Pastaza, Provincia de Pastaza.

El puente contará con una luz de 73m, adicionalmente su sección transversal se determinará una vez obtenido el estudio de tráfico (TPDA).

Figura 1

Ubicación de la implantación del puente.



Nota. La línea azul que se presenta en la imagen es la ubicación de la zona donde se implantará el puente. Elaborado por: Los autores a través de Google Earth.

1.6.Justificación

Este proyecto se fundamenta en la necesidad de mejorar la movilidad vial de la Parroquia de Fátima. En consecuencia, su propósito principal es abordar la falta de un puente, mediante el diseño el cual facilitará el transporte de productos y personas.

Con la realización del diseño estructural del puente sobre el río Anzu, se agilizará la circulación vehicular, con ello se facilitará el transporte de los productos agrícolas y ganaderos del sector. Ampliando la cobertura de servicios básicos, facilitará la construcción de viviendas, promoviendo el turismo y así garantizando el buen vivir de los habitantes.

La viabilidad del este proyecto se fundamenta en la disponibilidad de información sobre los estudios topográficos, hidrológicos, de tráfico, de suelos e hidráulicos, los cuales serán proporcionados por el GAD de Pastaza. Se cuenta con recursos económicos para movilizarse a sitio para la identificación del lugar a donde se desarrollará el proyecto.

El impacto social que causará esta obra en la Parroquia de Fátima beneficiará a los 863 habitantes del sector según el último censo de 2022 (en la Parroquia de Fátima consta de una población de 1645 habitantes.). Después de la aprobación del diseño e implantación del puente que tendrá una duración aproximada de 100 años, el cual dependerá del mantenimiento que se le dé a la estructura, mejorará la calidad de vida de los habitantes del sector.

1.7.Objetivos

1.7.1. Objetivo General

Diseñar y modelar un puente de acero de 73m de luz, aplicando la normativa AASHTO LRFD 2020, para la futura implantación y mejora de la movilidad vial y peatonal.

1.1.1. Objetivos Específicos

Recopilar la información del GAD municipal de Pastaza necesaria para realizar el diseño del puente.

Determinar la cota de la cimentación utilizando la información del estudio de suelos para asegurar la estabilidad y seguridad de la estructura.

Determinar los niveles de crecida hidrológicos característicos, mediante HEC-Ras, para establecer el galibo de seguridad y socavación.

Realizar el diseño estructural de un puente de vigas de acero sobre una losa de hormigón, empleando la normativa AASHTO LRFD 2020 del puente vehicular.

Evaluar el diseño del puente mediante Structural Bridge Design 2023, para obtener los momentos máximos por sobrecarga.

Elaborar los planos estructurales del diseño del puente, usando AutoCAD 2023 para visualizar como quedará la estructura.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Puente

Un puente es una estructura que se ubica sobre el cauce de un río el cual sirve para uso peatonal o vehicular. “El puente es una estructura que forma parte de caminos, carreteras y líneas férreas y canalizaciones, construida sobre una depresión, río u obstáculo cualquiera”. (Claros & Meruvia, 2004, p. 28). Por lo cual, por medio de la implantación de un puente en este caso ayudará en el transporte de productos y la movilidad de los pobladores de la parroquia.

2.2. Estudios Preliminares

2.2.1. Estudios Topográficos

Este estudio se lo emplea previamente a la ejecución de cualquier tipo de construcción para identificar lo que se encuentra en el sitio. Según Torres (2013), “En el sitio de implantación del proyecto deberá realizarse un levantamiento topográfico de precisión, que determine tanto en planimetría como de altimetría todos los accidentes topográficos de importancia para implantación del puente” (p.41). Es por ello, para la elaboración de este diseño se cuenta con la información previa de estudio para conocer todo lo que se encuentra en el sitio de implantación.

2.2.2. Estudios de suelo

Este tipo de estudios se realiza para determinar el tipo de suelo con el que se cuenta en el sitio de implantación del puente. Según Torres (2013), “Los estudios de suelos es la investigación que debe realizarse en el sitio para definir las características del subsuelo y establecer los parámetros para el diseño de cimentación económica y segura” (p. 45). Como se lo indica se lo empleara para el diseño de cimentación empleando el tipo de suelo, con ello determinando la profundidad de lo en mención.

2.2.3. Estudios Hidrológicos e hidráulicos

Este tipo de estudios se los emplea para la determinación del comportamiento del río y la influencia que tendría el cauce en tiempos invierno. Según Torres (2013), “Los estudios hidrológicos e hidráulicos son la investigación que se ejecuta en el sitio mismo del puente con el objetivo de estudiar el comportamiento del río y su influencia en la estructura durante las crecidas” (p.44). Por tal motivo se va a realizar el estudio de hidrogramas para la determinación de la altura máxima del gálibo.

2.2.4. Estudios de Tránsito (TPDA)

El estudio de tránsito o también conocido como conteo vehicular anual sirve para determinar la cantidad de vehículos que transcurren por una vía o puente. Según MTOP (2013):

Representa el tránsito total que circula por la carretera durante un año dividido por 365; es decir, es el volumen de tránsito promedio por día. Este valor es importante para determinar el uso anual como justificación de costos en el análisis económico y para dimensionar los elementos estructurales y funcionales de la carretera. (p.52)

2.3.Superestructura

Es una losa de tablero donde actúa la carga móvil vehicular y peatonal. “Constituida en términos generales por las vigas de puente, diafragmas, tableros, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura o durmientes, rieles, etc.” (Belmonte,1990, p. 13). Por lo cual la superestructura es la parte fundamental de un puente dado que es la que recibe las cargas directamente.

2.2.1. Losa

Es el lugar por el cual transitan los vehículos, también conocida como capa de rodadura asfáltica. Según Torres (2013):

Como el tablero es el elemento estructural que recibe directamente las cargas del tráfico vehicular, como se mencionó anteriormente, , en la mayoría de los casos debe estar formada por una losa de hormigón armado apoyado sobre la viga de los elementos principales. (p. 33)

Por este motivo la losa podrá ser de hormigón armado o con asfalto, dado que la decisión de tomar cual es la más óptima a usarse va a ser dependiendo el uso que tenga el puente.

2.2.2. Vigas

Son las que reciben las cargas de la losa, para después transmitir a la subestructura como son los estribos. Según Torres (2013), "Las vigas o elementos principales se conectan en el tablero para formar el conjunto que recibe las cargas del tráfico vehicular y que define el conjunto resistente del puente propiamente dicho" (p. 34). Por lo cual se puede decir que, las vigas al igual que la losa son partes fundamentales de un puente, debido a que reciben directamente las cargas vehiculares.

2.3. Infraestructura

Son los elementos por el cual se transmite las solicitaciones desde la superestructura hacia el suelo de cimentación. Según Torres (2017), "La subestructura de los puentes está compuesta de los estribos y pilas, la cimentación y los aparatos de apoyo. La subestructura soporta las cargas originadas en la superestructura y las transmite al estrato resistente" (p. 9). En otras palabras, la infraestructura es la que está en contacto directo con el suelo de cimentación del puente.

2.3.1. Estribos

Generalmente se los encuentra al inicio y final de la estructura del puente, dado que son considerados también como muros. Según Méndez & Torres (2017):

Los estribos son básicamente pilares o muros frontales con muros en los extremos. Estos muros contienen el relleno del acceso y deben tener la longitud adecuada para evitar la erosión y que se despliegue el relleno; éstos deben protegerse contra el volteo, deslizamiento, desplazamientos laterales, fracturas del subsuelo y la descarga de los pilotes cuando estos existan. (p. 9)

Por lo cual los estribos son los que van a servir también como muros de contención del puente.

2.3.2. Pilas

Están ubicados en los puntos medios del puente. “Son los apoyos intermedios; es decir, que reciben reacciones de dos tramos de puente, transmitiendo la carga al terreno” (Rodríguez, 2019, p. 31). Es la estructura que al igual que los estribos está en contacto con el suelo de cimentación, pero con la diferencia de que transmite cargas al suelo.

2.3.3. Fundaciones

También conocida como cimentación la cual es utilizada para la transmisión de cargas al suelo o a la roca. Según Tapias & Pinzón:

Las fundaciones de una estructura son las bases sobre las cuales esta se apoya de forma adecuada y estable sobre el terreno. Para las fundaciones de un puente se debe tomar en cuenta el tipo de suelo y la altura del puente. Las fundaciones se hacen más anchas en terrenos blandos, y más angostas en terrenos duros. (p.21)

Por lo tanto, las fundaciones son donde se encuentran las bases de un puente.

2.3.4. Gálidos

Es una medida de seguridad empleada en el puente para que en momento de crecidas del cauce del río no cause daños en la estructura. Según Rodríguez (2012):

En puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50 m a 2.50 m sobre el nivel máximo de las aguas. Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálidos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálido horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones, más un metro. (p. 10)

Para determinar la altura de él gálido se realizarán estudios hídricos.

2.4. Tipos de puentes

Los puentes se los puede clasificar de diferentes maneras. Según Bellido (2002), “Los puentes se suelen clasificar de acuerdo con múltiples aspectos funcionales, geométricos y constructivos que permiten obtener una visión más amplia en su estudio”

(p. 13). Por tal motivo se empleará un puente de estructura metálica dado que para el lugar de implantación ofrece mejores características.

2.4.1. Puentes metálicos

Un puente metálico es una opción que se opta dado que se lo puede emplear para luces grandes. Según Belmonte (1920), “Debido muchas veces a que las luces por salvar son muy grandes o a que la acción de la sobrecarga es muy fuerte; el puente está sometido a grandes solicitaciones resultando ventajosos emplear materiales de mayor resistencia en relación con su peso, aunque se trate de materiales más caros” (p. 209). Es por ello por lo que se decidió emplear un puente de estructura metálica dado que puede alcanzar cargas mayores a 100m de luz.

2.5. Norma Técnica

Para la determinación de los cálculos se empleará la normativa de la AASTO LRFD 2020 novena edición.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Tipo de Investigación

Para la elaboración de este diseño se realizará una investigación documental y experimental con la finalidad de que el diseño del puente sea con la normativa actual.

3.2. Método

Para realizar la investigación se realizará mediante la investigación cuantitativa dado que se empleará cálculos de diseño. Según Hernández, Fernández y Baptista (2006), “El enfoque cuantitativo usa la recolección de datos para probar hipótesis de datos para probar hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías” (p. 5).

3.3. Recolección de información

Para la ejecución de este proyecto será obtenida mediante los estudios previos los cuales son los estudios de suelo, estudios de tráfico, estudio topográfico, estudio de suelos, estudios hidrológicos e hídricos y estudios ambientales los cuales fueron realizados para la elaboración de diseño del puente. Según Moposita (2022), con la información obtenido se podrá realizar un diseño optimo.

3.4. Proceso técnico de Ingeniería Civil

Para la elaboración de este proyecto se realiza una visita técnica para identificar la zona donde se desea implantar el puente, en dicha zona se procede con la recopilación de datos de los ensayos realizados previamente por el consultor, los cuales serán utilizados en el diseño del puente, dichos estudios son conocidos como estudios preliminares. Con ello se procederá al diseño de la cimentación empleando el estudio de suelo, el diseño del galíbo de seguridad en base a los estudios hidrológicos e hídricos los cuales se emplearán para ingresar al programa HEC-RAS. Después de los diseños previos se proseguirá al diseño del puente de estructura metálica y losa de hormigón, , empleando la normativa AASHTO LRFD 2020. Una vez obtenido el diseño se procederá a realizar la modelación del puente en el programa establecido con anterioridad para verificar si no existe algún

error en los cálculos. Una vez que el diseño cumpla con los requisitos de la normativa, se procede con la parte final que será la realización de los planos estructurales del mismo.

CAPÍTULO IV

DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS Y DISEÑO DE PUENTE

4.1. Estudio Topográfico

El estudio topográfico se lo realiza para establecer la zona donde se ubicará el puente, es así como mediante el estudio desarrollado por el Ing. Moposita se obtiene los siguientes datos y resultados.

Tabla 1

Coordenadas de puente existente

Este (X)	Norte (Y)
832300	9847,625
832275	9847,800
832350	9847,625
832350	9847,800

Nota. Coordenadas WGS 84 zona 17 S. Fuente: Moposita (2020).

Figura 2

Ubicación del primer punto



Nota. Zona donde se instala la estación total para la ubicación del primer punto. Fuente: Moposita (2020).

Figura 3

Ubicación del segundo punto



Nota. Referencia del punto 2 que se encuentra en el margen de la izquierda. Fuente: (2020).

Figura 4

Ubicación del punto 3



Nota. Referencia del punto 3 que se encuentra en el margen de la derecha. Fuente: Moposita (2020).

4.2. Levantamiento topográfico

Para los trabajos de levantamiento topográfico se realizaron en función de las buenas prácticas topográficas, mediante ello se obtuvo una buena cantidad de puntos, los cuales representan el estado actual del terreno. Además de ello se necesitará de unos puntos topográficos de relleno, los cuales se utilizarán para caracterizar de mejor manera la zona de estudio y a su vez para el trazo de las curvas de nivel.

4.2.1. Procesamiento de información

Una vez realizado el levantamiento topográfico en campo se procede al procesamiento de la información obtenida con la estación total, la cual es trasladada a una hoja de Excel, posteriormente ser importados al programa CIVIL 3D, mediante la georreferencia en la cual se establecieron puntos de control geográfico utilizando las coordenadas UTM WGS8-18S.

Para importación de los datos topográficos se colocan en una hoja de Excel en columnas y se guarda el documento como txt.

Tabla 2

Libreta de campo

Nº	ESTE	NORTE	COTA	DESCRIPCIÓN
4	832312,10	9847718,02	935,41	
A1	832314,00	9847700,00	935,00	
108	832312,64	9847721,22	936,49	
19	832309,46	9847664,52	934,53	ALETA
20	832309,52	9847664,26	934,52	ALETA
21	832325,08	9847668,56	934,35	ALETA
22	832325,16	9847668,34	934,35	ALETA
31	832310,29	9847669,59	934,42	ALETA
32	832310,48	9847669,80	934,42	ALETA
33	832324,79	9847663,69	934,17	ALETA
34	832354,62	9847663,48	934,19	ALETA
54	832311,55	9847723,26	932,18	B INF
50	832318,12	9847718,80	934,74	B SUP RIO
51	832303,98	9847714,89	935,35	B SUP RIO
52	832311,89	9847718,59	935,38	B SUP RIO
56	832322,53	9847721,09	934,65	B SUP RIO
62	832308,51	9847752,17	934,74	B SUP RIO
63	832324,28	9847726,22	931,33	B SUP RIO
66	832335,72	9847721,06	934,32	B SUP RIO
84	832317,40	9847753,97	933,05	B SUP RIO
91	832340,56	9847758,87	933,29	B SUP RIO
58	832301,78	9847718,15	932,81	B.INF
59	832322,66	9847722,67	933,03	B.INF
23	832311,36	9847665,35	934,83	CABEZAL
24	832311,56	9847665,20	934,83	CABEZAL
25	832323,13	9847667,38	934,60	CABEZAL
26	832323,39	9847667,20	934,60	CABEZAL
27	832311,89	9847668,38	934,79	CABEZAL
28	832312,15	9847668,52	934,78	CABEZAL
29	832322,83	9847664,74	934,61	CABEZAL
30	832323,11	9847665,00	934,61	CABEZAL
9	832323,22	9847654,86	934,64	CERRAMIENTO

13	832315,03	9847647,09	935,15	CERRAMIENTO
				COLUMNA
101	832301,97	9847805,69	937,23	POSTE
5	832315,21	9847688,52	934,47	EJE
6	832318,82	9847654,38	934,76	EJE
14	832317,49	9847666,89	934,41	EJE
53	832312,00	9847718,98	932,75	EJE
64	832307,63	9847760,53	934,05	EJE
67	832307,10	9847765,96	935,86	EJE
69	832304,12	9847793,61	936,80	EJE
4	832312,10	9847724,13	935,41	EJE A2
55	832311,45	9847724,13	931,13	ESP AGUA
93	832308,80	9847750,01	930,94	ESP AGUA
A1	832322,72	9847701,90	935,87	EST
A2	832319,42	9847712,91	937,11	EST
A3	832367,17	9847801,89	945,49	EST
A4	832384,22	9847806,17	947,88	EST
36	832308,58	9847686,28	934,72	LATERAL
38	832320,99	9847689,83	934,58	LATERAL
43	832308,75	9847707,52	935,57	LATERAL
44	832318,86	9847710,65	935,36	LATERAL
72	832302,51	9847751,87	933,63	LATERAL
80	832309,97	9847774,72	937,10	LATERAL
83	832298,98	9847793,56	936,31	LATERAL
92	832300,83	9847774,47	934,33	LATERAL
94	832302,96	9847766,80	933,35	LATERAL
97	832313,12	9847766,85	936,67	LATERAL
				MAX
99	832307,13	9847765,76	935,95	CRECIENTE
15	832324,54	9847686,24	934,70	MUERTO
16	832321,89	9847686,08	934,66	MUERTO
74	832310,65	9847792,20	937,32	MUERTO
75	832313,42	9847791,51	937,27	MUERTO
1	832124,11	9847554,54	938,22	MV
2	8332120,42	9847560,38	938,32	MV
2	832122,69	9847556,98	938,32	MV
3	832125,87	9847551,48	938,12	MV
3	832129,22	9847547,00	938,12	MV
4	832143,50	9847564,36	937,56	MV
5	832139,46	9847571,57	937,59	MV
5	832141,73	9847568,18	937,59	MV
6	832149,39	9847557,45	937,45	MV
6	832146,04	9847561,93	937,45	MV
7	832165,21	9847575,36	937,26	MV
8	832163,77	9847578,54	937,27	MV
8	832161,50	9847581,94	937,27	MV
9	832166,86	9847573,25	937,20	MV
9	832170,20	9847568,77	937,20	MV
10	832185,98	9847586,86	937,09	MV
11	832181,96	9847593,67	937,17	MV

11	832184,22	9847590,28	937,17	MV
12	832190,92	9847580,14	937,05	MV
12	832187,57	9847584,62	937,05	MV
13	832207,19	9847598,25	936,96	MV
14	832203,40	9847604,68	937,02	MV
14	832205,67	9847601,28	937,02	MV
15	832212,46	9847591,35	936,91	MV
15	832209,11	9847595,83	936,91	MV
16	832228,06	9847609,32	936,74	MV
17	832224,06	9847615,82	936,79	MV
17	832226,32	9847612,43	936,79	MV
18	832233,29	9847602,02	936,74	MV
18	832229,94	9847606,50	936,74	MV
19	832250,54	9847621,38	936,45	MV
20	832246,67	9847628,50	936,36	MV
20	832248,93	9847625,10	936,36	MV
21	832255,65	9847613,86	936,48	MV
21	832252,31	9847618,34	936,48	MV
22	832267,64	9847639,31	935,94	MV
22	832269,91	9847635,92	935,94	MV
23	832271,73	9847632,76	936,06	MV
24	832276,63	9847624,73	935,99	MV
24	832273,29	9847629,21	935,99	MV
25	832290,21	9847642,72	935,74	MV
26	832286,18	9847649,37	935,68	MV
26	832288,45	9847645,98	935,68	MV
27	832295,12	9847634,15	935,70	MV
27	832291,77	9847638,63	935,70	MV
28	832307,19	9847651,96	934,90	MV
Nº	ESTE	NORTE	COTA	DESCRIPCIÓN
29	832304,83	9847655,45	935,02	MV
29	832298,16	9847662,22	935,02	MV
30	832313,78	9847642,84	935,07	MV
30	832310,44	9847647,32	935,07	MV
31	832317,13	9847667,51	934,42	MV
32	832313,34	9847668,30	934,50	MV
33	832321,86	9847667,31	934,31	MV
35	832321,44	9847683,49	934,34	MV
36	832325,20	9847683,20	934,52	MV
37	832309,03	9847686,42	934,58	MV
44	832310,98	9847792,12	937,22	MV
45	832313,49	9847792,25	937,23	MV
46	832304,38	9847793,09	936,78	MV
47	832315,94	9847804,70	938,32	MV
48	832318,12	9847801,38	938,30	MV
49	832314,55	9847808,31	938,32	MV
50	832335,58	9847805,49	940,98	MV
51	832335,31	9847799,72	941,10	MV
51	832335,72	9847802,94	941,10	MV
52	832334,22	9847813,62	943,91	MV

52	832335,73	9847808,07	940,92	MV
53	832354,85	9847803,99	943,80	MV
54	832354,86	9847800,93	943,97	MV
54	832354,96	9847797,52	943,97	MV
55	832355,14	9847806,63	943,74	MV
55	832353,63	9847812,2	946,74	MV
56	832375,10	9847804,4	946,62	MV
57	832377,02	9847796	946,74	MV
57	832376,58	9847801,00	946,74	MV
58	832373,02	9847813,22	949,45	MV
58	832374,53	9847807,97	946,45	MV
60	832386,87	9847811,69	948,48	MV
61	832383,13	9847819,78	951,27	MV
61	832384,64	9847814,23	948,27	MV
62	832389,53	9847809,68	948,55	MV
62	832393,00	9847804,81	948,55	MV
63	832397,68	9847828,90	951,41	MV
64	832394,80	9847830,42	951,41	MV
65	832401,14	9847828,35	951,42	MV
65	732407,35	9847825,60	951,42	MV
66	832403,15	9847847,38	954,25	MV
67	832400,32	9847848,17	954,18	MV
68	832411,50	9847846,18	954,27	MV
68	832406,27	9847847,25	954,27	MV
69	832403,80	9847867,54	957,30	MV
70	832397,48	9847868,58	957,30	MV
70	832390,60	9847870,17	957,30	MV
71	832407,07	9847867,15	957,15	MV
71	832412,31	9847866,74	957,15	MV
72	832391,94	9847848,50	960,13	MV
73	832358,93	9847831,28	956,56	MV
34	832319,32	9847668,98	934,56	P
42	832315,49	9847771,38	937,28	P
43	832313,36	9847771,20	937,29	P
7	832313,06	9847708,94	935,53	P1
96	832306,29	9847774,52	934,95	P2
39	832321,12	9847690,03	934,62	PLATAF
40	832324,29	9847689,98	934,70	PLATAF
41	832322,82	9847705,28	936,25	PLATAF
42	832319,54	9847704,84	936,22	PLATAF
100	832303,71	9847805,81	937,31	POSTE
10	832307,64	9847656,80	934,92	POZO
35	832319,32	9847668,98	934,53	POZO
46	832318,67	9847713,09	937,14	PUENTE
47	832321,96	9847713,42	937,15	PUENTE
77	832312,49	9847771,07	937,12	PUENTE
78	832315,84	9847771,36	937,23	PUENTE
1	832299,93	9847686,88	935,50	RF1
2	832322,51	9847659,71	934,61	RF2
3	832325,33	9847714,60	935,63	RF3

60	832300,99	9847719,09	931,09	RIO
61	832285,42	9847712,17	931,01	RIO
65	832257,21	9847713,20	930,93	RIO
68	832335,88	9847729,82	930,92	RIO
81	832299,35	9847745,95	931,00	RIO
86	832271,95	9847744,07	931,01	RIO
87	832317,59	9847750,78	931,05	RIO
88	832262,13	9847743,85	931,11	RIO
89	832317,50	9847725,37	934,54	RIO
37	832298,83	9847673,69	935,28	TOP
37	832302,75	9847685,41	935,28	TOP
45	832304,27	9847705,80	935,12	TOP
48	832301,47	9847704,75	933,03	TOP
49	832298,12	9847702,69	933,19	TOP
57	832303,61	9847715,20	933,15	TOP
73	832301,36	9847751,91	932,67	TOP
76	832293,14	9847751,99	931,94	TOP
79	832289,19	9847751,38	933,32	TOP
82	832315,39	9847774,80	937,16	TOP
85	832293,83	9847793,22	935,49	TOP
90	832294,53	9847773,99	933,86	TOP
95	832298,35	9847766,69	933,33	TOP
98	832292,85	9847764,07	933,81	TOP
38	832321,25	9847688,80	934,56	V
39	832323,93	9847689,84	934,58	V
40	832321,96	9847713,38	937,14	V
41	832318,73	9847713,06	937,14	V
8	832306,51	9847657,32	934,74	VÍA
11	832322,75	9847655,63	934,76	VÍA
12	832312,73	9847649,83	934,98	VÍA
17	832322,74	9847666,23	934,41	VÍA
18	832312,03	9847667,22	934,42	VÍA
70	832308,36	9847794,00	936,92	VÍA
71	832315,65	9847793,17	937,51	VÍA
71	832321,26	9847792,92	937,51	VÍA
102	832310,22	9847797,52	937,45	VÍA
103	832303,34	9847797,88	937,17	VÍA
105	832313,79	9847799,20	937,76	VÍA
106	832318,13	9847802,5	938,26	VÍA

Nota. Puntos obtenidos en el levantamiento topográfico. Fuente: Moposita (2020).

Una vez importados los puntos a una hoja de Excel y guardados como txt. Se obtiene la siguiente topografía.

Figura 5

Topografía en Civil 3D



Nota. Importación de puntos tomados en sitio. Elaborado por: Los autores a través de Civil 3D.

4.3. Estudio de suelo

Para obtener un diseño óptimo se debe establecer las características del suelo, para el diseño de la cimentación del puente.

Se debe determinar la ubicación de los puntos donde se procederá a realizar el ensayo:

4.3.1. Ubicación

Provincia: Pastaza

Cantón: Pastaza

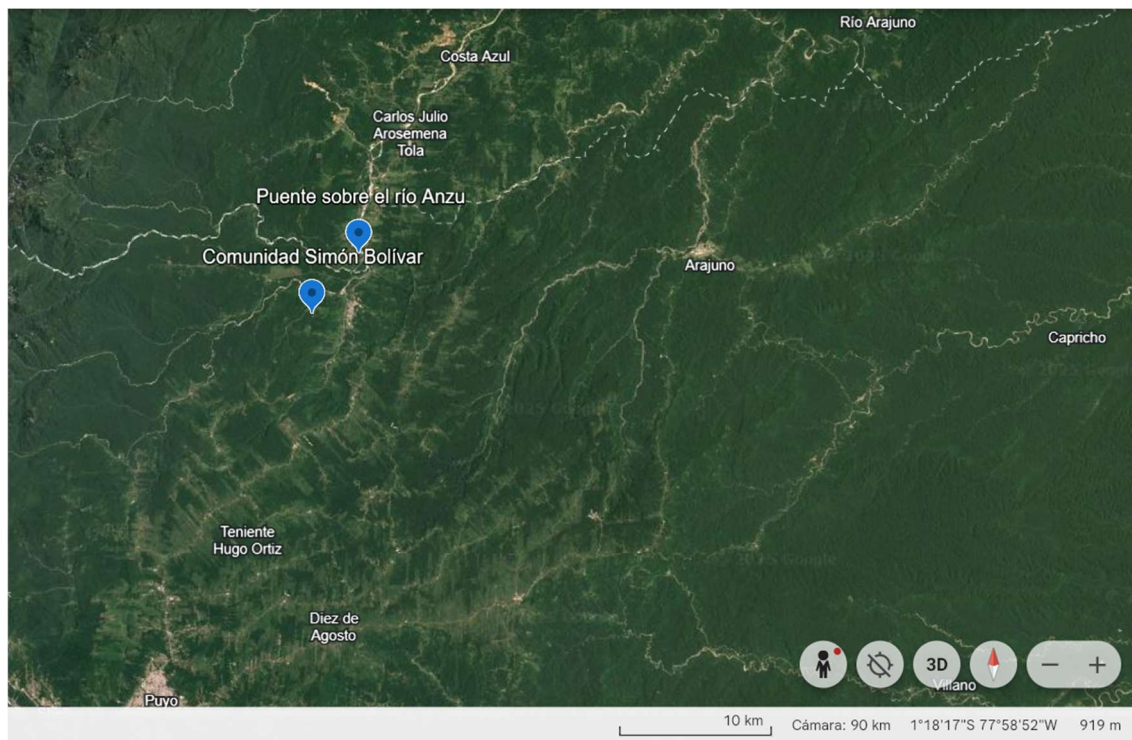
Parroquia: Fátima

Sector: Río Anzu – Vía Rosal – Simón Bolívar

Coordenadas: WGS84 – UTM - 17M; 832301.00 m E, 9847742.00 m S

Figura 6

Plano de ubicación



Nota. Localización de zona del proyecto. Elaborado por: Los autores mediante Google Earth.

Figura 7

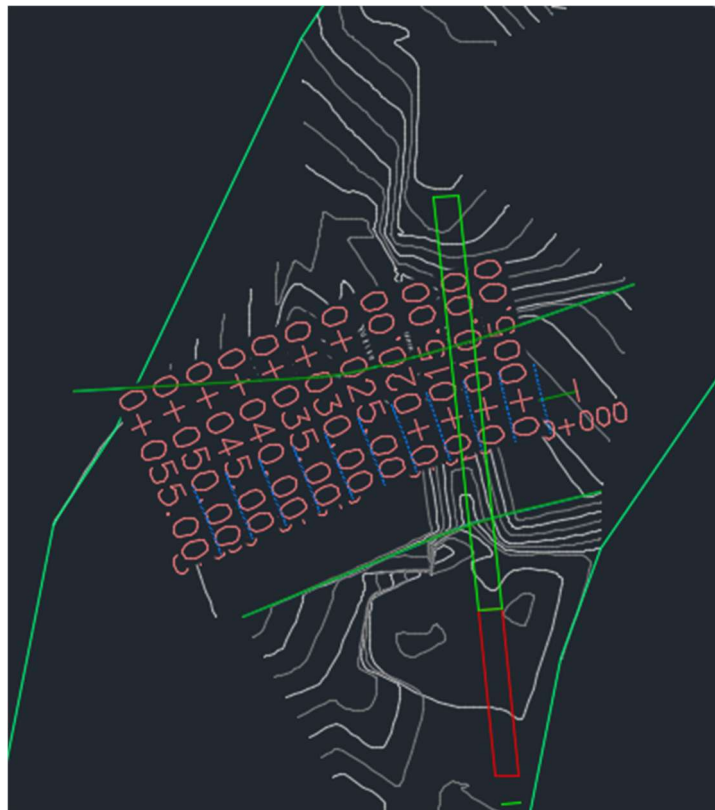
Ubicación de los sondeos SPT



Nota. Determinación de la ubicación de los puntos para ensayo SPT. Elaborado por: Los autores usando Google Earth.

Figura 8

Implantación de la Estructura Proyectada.



Nota. Implantación general del puente sobre el Rio Anzu. Elaborado por: los autores mediante Civil 3D.

Una vez determinados los puntos en los que se desarrollará los estudios de mecánica de suelos, el cual será destinado para el proyecto “DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE EL “RÍO ANZU” EN LA VÍA EL ROSAL – SIMÓN BOLÍVAR, PARROQUIA FÁTIMA, CANTÓN PASTAZA, PROVINCIA DE PASTAZA, UTILIZANDO LA NORMATIVA AAHSTO LRFD 2020“, por lo que se requiere determinar las características geotécnicas del terreno colindante (tales como la capacidad de carga ultima, capacidad de carga admisible, coeficiente de basalto, propiedades físico – mecánicas, entre otros parámetros geotécnicos).

La ingeniería geotécnica se basa en la ejecución de dos perforaciones de penetración estándar (SPT), en la zona de estudio, tomando muestras inalteradas / alteradas para posterior en ensayos de laboratorio, con el fin de definir la veracidad de las principales características geotécnicas del suelo de la zona.

4.3.1.1.Estándares

Para el estudio de mecánica de suelos y análisis geotécnicos se debe tomar en cuenta las normas nacionales e internacionales que se emplean en el Ecuador siendo las siguientes:

- ASTM (American Society for Testing and Materials).
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportations Officials).
- Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NEC-SE-CM: Geotecnia y Cimentaciones.
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico Y Diseño Sismo Resistente.
- MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Públicas) – MOP – 001 – F – 2002.

Una vez determinadas las normativas que se tomaran en cuenta para llevar a cabo el ensayo se procede a realizar los trabajos en campo.

Con ello se procede a la exploración del subsuelo, mediante dos métodos directos e indirectos, para lo cual se procedió con la ejecución de dos puntos de sondeo o también conocidos como perforaciones de penetración estándar SPT de acuerdo con la norma ASTM D-1586, con un avance de un metro, en los cuales se recolectó muestras alteradas para ser llevadas al laboratorio a ser ensayadas.

Tabla 3

Ubicación de perforaciones

PERFORACIÓN SPT	UBICACIÓN COORDENADAS		PROFUNDIDAD (m)
	E (m)	S (m)	
SPT -01 (Margen Derecho)	832297,00 m E	9847790,00 m S	-9,00
SPT -02 (Margen Izquierdo)	832314,00 m E	9847640,00 m S	-9,00

Nota. Coordenadas y profundidad de los sondeos SPT. Fuente: Moposita (2020).

Una vez determinada la ubicación de los sondeos se procede a la ejecución del ensayo.

Figura 9

Ejecución de ensayo



Nota. Sondeos realizados en la zona de estudio. Fuente: Moposita (2020).

Una vez obtenidas las muestras en campo se procede a su traslado a laboratorio para realizar los ensayos de Identificación y Clasificación de suelos (SUCS), Limites de Atterberg, Análisis Granulometría. Además, se realizó ensayos de Corte Directo.

- **Contenido de humedad.** – se obtiene un promedio de 53.81%, a una profundidad de -0.40 metros.
- **Limite Liquido.** - se obtiene un 68.01%, a una profundidad de -0.40 metros.
- **Limite Plástico.** - se obtuvo un 42.71 %, a una profundidad de -0.40 metros.
- **Densidad Seca.** - se obtuvo un 1.637 gr/cm³, a una profundidad de -0.50 metros.

- **Contenido de agua optimo.** - se obtuvo un 22.76 %, a una profundidad de -0.50 metros.

Con lo cual se obtiene un suelo Limoso inorgánico, suelos limos o arenosos finos. (MH).

- **Ensayo Triaxial.** - se obtuvo una cohesión de 0.43 kg/cm² y un ángulo de fricción de 16.78°.

Los datos que se observan fueron obtenidos del estudio de suelo que realizó el Ing. Andrés Moposita. Cuyos datos se puede ser utilizados académicamente.

4.4. Estudio de tráfico

Para determinar la cantidad de vehículos que trascurren por la zona a diseñar el puente se realiza mediante el TPDA, el cual se realiza durante 5 días, cuyos datos se obtiene del informe del Ing. Moposita.

Una vez que se realiza el conteo vehicular en sitio se procede a realizar una tabulación de la cantidad de vehículos que han transcurrido en el lapso de 5 días en los cuales se realizó el conteo. Obteniendo la siguiente tabla:

Tabla 4

Promedio datos volumétricos del tráfico en los dos sentidos

DETALLE	VEHÍCULOS LIVIANOS	BUSES		CAMIONES Y TANQUEROS			TOTAL
		(2 EJES)	(3 EJES)	(2 EJES)	(3 EJES)	(+ DE 3 EJES)	
TOTAL, CARRIL DERECHO	44	15	0	15	0	0	74
TOTAL, CARRIL IZQUIERDO	47	15	0	15	0	0	77
TOTAL	91	30	0	30	0	0	151
PROMEDIO POR DIA	18	6	0	6	0	0	30
TOTAL %	60,00	20,00	0,00	20,00	0,00	0,00	100

Nota. Datos Volumétricos de Tráfico. Fuente: Moposita (2020).

Mediante los datos obtenidos se realiza un promedio, obteniendo:

- **TPDA** livianos = 18 vehículos / día
- **TPDA** buses = 6 vehículos / día
- **TPDA** camiones = 6 vehículos / día

- **TPDA** total = 30 vehículos / día

Con este resultado se observa que el tráfico está constituido por un 60% de vehículos livianos y un 40% de vehículos pesados, los cuales comprende buses y camiones en un 50-50 del porcentaje.

CAPÍTULO V

DISEÑO DE PUENTE

5.1.Determinación de cota de cimentación

La determinación de la cota de cimentación se basa en los estudios de suelo previamente realizados, en donde se tiene el borde de la quebrada aguas arriba, centro y aguas abajo; así como del comportamiento de la geotecnia de cada estribo, para lo cual se obtiene las siguientes cotas de cimentación:

- **Margen izquierdo**

Desplante mínimo	Df= -4.00 m
Cota de cimentación	931.00 m.s.n.m
Cota de excavación	930.50 m.s.n.m

- **Margen derecho**

Desplante mínimo	Df=-4.00 m
Cota de cimentación	930.00 m.s.n.m
Cota de excavación	929.50 m.s.n.m

Figura 10

Perfil del puente



Nota. Ubicación de estribos. Elaborado por: Los autores mediante Civil 3D.

5.2.Cota de Cimentación

Para la determinación de la cota de cimentación se procedió a realizar el ensayo SPT, el cual permite evaluar las propiedades del suelo, específicamente la relación y capacidad de carga, mediante la penetración de un muestreador estandarizado.

5.2.1. Perforaciones SPT-01 y SPT-02

La cota de cimentación del proyecto fue definida mediante las condiciones naturales y geotécnicas del sector, con lo cual se estableció un desplante mínimo de $D_f = -4.00$ m por debajo del nivel de terreno natural. Se prevé el uso de un replantillo de hormigón simple, con un espesor de 0.10 m, así como una capa $H1 = 0.50$ m de material de mejoramiento tipo Sub-Base 3, con el fin de garantizar la distribución de esfuerzos sobre el terreno.

5.3. Determinación de parámetros para la determinación del Gálibo de seguridad

Una vez revisada la información previa de los ensayos hidráulicos se obtiene los siguientes datos:

Tabla 5

Datos generales de la cuenca

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Periodo de diseño	T	100	años
Área de la cuenca	A	96,00	km ²
Perímetro de la cuenca	P	34,00	km
Longitud total del cauce	L	30,00	km
Pendiente de la cuenca	S	3,56	%
Coefficiente de Escorrentía	c	0,325	s.u
Desnivel	H	1069,00	m

Nota. Información general de la cuenca. Elaborado por: Los autores.

5.4. Determinación de tiempo de concentración por Kirpich

Ecuación empleada

$$t_c = 0.01947 * L^{0.77} * S^{-0.385} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$t_c = 0.01947 * 30000(m)^{0.77} * 0.0356^{-0.385}$$

$$t_c = 196.99 \text{ min}$$

5.5. Determinación de la intensidad de lluvias

Para determinar la intensidad de lluvias en la zona se utilizan las ecuaciones establecidas por el instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).

Figura 11

Intensidades de lluvia en Pastaza Aeropuerto

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO (minutos)	ECUACIONES	R	R ²
CÓDIGO	NOMBRE				
M0063	PASTAZA AEROPUERTO	5 < 120	$i = 200.985 * T^{0.1750} * t^{-0.3596}$	0.9805	0.9614
		120 < 1440	$i = 1722.674 * T^{0.1852} * t^{-0.8411}$	0.9980	0.9961

Nota. Intensidad duración frecuencia estación M0063 Pastaza Aeropuerto. Fuente:

(INAMHI, 2015)

$$i = 1722.674 * T^{0.1852} * t^{-0.8411} \quad (\text{Ecuación 2})$$

$$i = 1722.674 * 100^{0.1852} * 196.99^{-0.8411}$$

$$i = 47.51 \frac{mm}{h}$$

5.5.1. Determinación de Caudal de Diseño

Empleando el método racional se procede al cálculo del caudal de diseño.

$$Q = ciA \quad (\text{Ecuación 3})$$

$$Q = 0.325 * \left(\frac{47.51}{3600 * 1000} \right) * (96 * (1000^2))$$

$$Q = 411.72 \frac{m^3}{s}$$

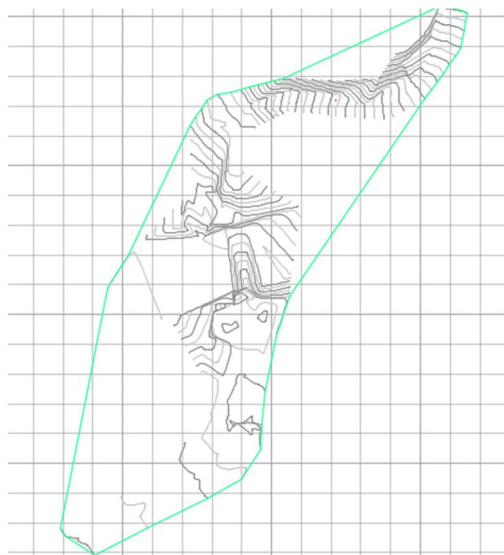
5.5.2. Determinación de Gálibo de Seguridad

Para la determinación del gálibo de seguridad se empleó la herramienta de HEC RAS y CIVIL 3D.

Mediante CIVIL 3D diseña las curvas de nivel, un alineamiento cada 5 metros el cual será exportado a HEC RAS para así determinar la socavación y el gálibo.

Figura 12

Elaboración de superficie



Nota. Superficie. Elaborado por: Los Autores

Figura 13

Superficie por exportar

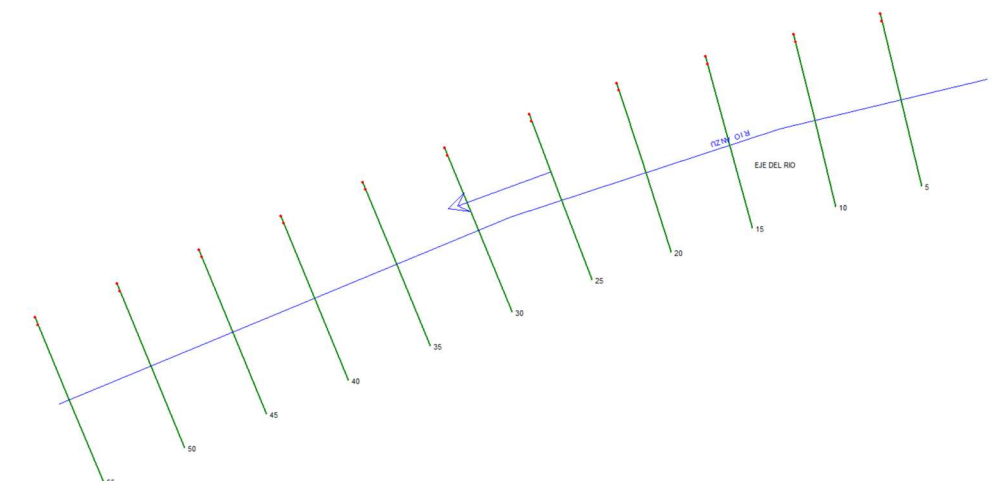


Nota. Superficie para exportar a HEC RAS. Elaborado por: Los autores

En la figura se observa s la superficie con su respectivo alineamiento, el cual será exportado a HEC RAS para continuar con el análisis.

Figura 14

Exportación de alineamiento de Civil 3D a HEC RAS



Nota. Alineamiento exportado. Elaborado por: Los Autores

Una vez exportado el alineamiento se procede a ingresar el caudal de diseño previamente calculado; además, de indicar que es para un periodo de retorno de 100 años.

Figura 15

Ingreso de caudal

Steady Flow Data - CAUDAL

File Options Help

Description : CAUDAL

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max): 1 Reach Boundary Conditions ...

Locations of Flow Data Changes

River: ANZU Add Multiple...

Reach: EJE DEL RIO River Sta.: 55 Add A Flow Change Location

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates
River	Reach	RS	TR=100AÑO
1 ANZU	EJE DEL RIO	55	411.72

Nota. Ingreso de caudal. Elaborado por: Los autores

Una vez colocado el caudal de diseño en la misma pestaña se procede a ingresar la pendiente del terreno la cual fue obtenida mediante el estudio hídrico.

Figura 16

Ingreso de pendiente

Steady Flow Boundary Conditions

☒ Set boundary for all profiles ☐ Set boundary for one profile at a time

Available External Boundary Condition Types

Known W.S. Critical Depth **Normal Depth** Rating Curve Delete

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
ANZU	EJE DEL RIO	all	Normal Depth S = 0.0356	Normal Depth S = 0.0356

Steady Flow Reach-Storage Area Optimization ... OK Cancel Help

Enter to make the boundary for selected location normal depth.

Nota. Ingreso de pendiente del terreno. Elaborado por: Los autores.

Para proceder con el cálculo se ingresa el valor de Manning que será de $n=0.025$ el cual es el más recurrente para ríos.

Figura 17

Ingreso del valor de Manning

Edit Manning's n or k Values

River: ANZU Reach: EJE DEL RIO All Regions Edit Interpolated XS's Channel n Values have a light green background

Selected Area Edit Options

Add Constant ... Multiply Factor ... Set Values ... Replace ... Reduce to L Ch R ...

River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1 55	n	0,025	0,025	0,025
2 50	n	0,025	0,025	0,025
3 45	n	0,025	0,025	0,025
4 40	n	0,025	0,025	0,025
5 35	n	0,025	0,025	0,025
6 30	n	0,025	0,025	0,025
7 25	n	0,025	0,025	0,025
8 20	n	0,025	0,025	0,025
9 15	n	0,025	0,025	0,025
10 12.5	Bridge			

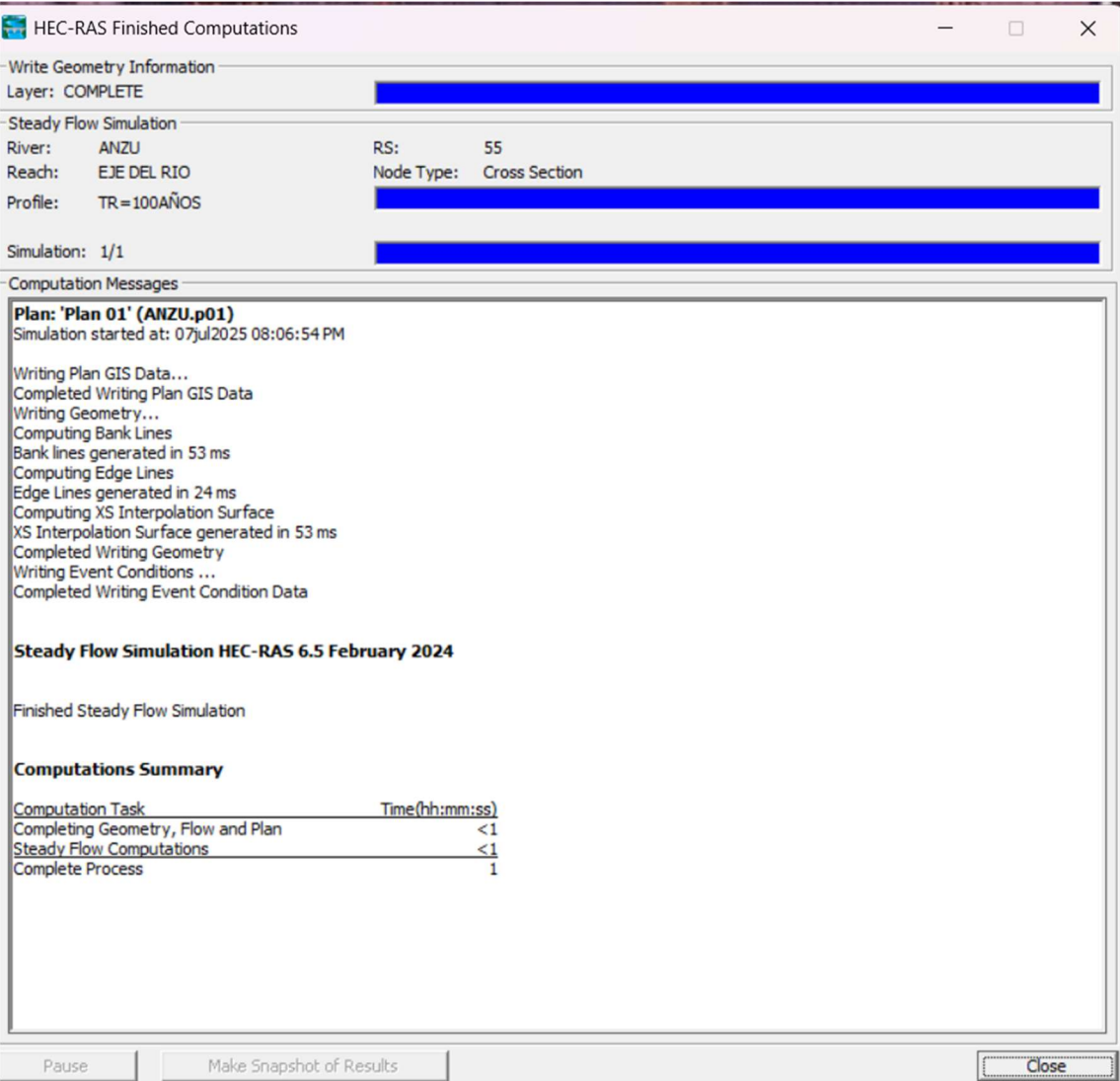
Nota. Ingreso del coeficiente de Manning. Elaborado por: Los autores.

Con la información ingresada se procede a correr el programa con la finalidad de evidenciar para que así no se encuentra algún error de geometría, dado que puede presentar que el ancho del río del lado izquierdo o derecho es más grande que el uno del

otro. En ese caso revisar el archivo de Civil 3D, dado que ahí se pudo seleccionar mal los lados del río.

Figura 18

Ejecución de modelación.



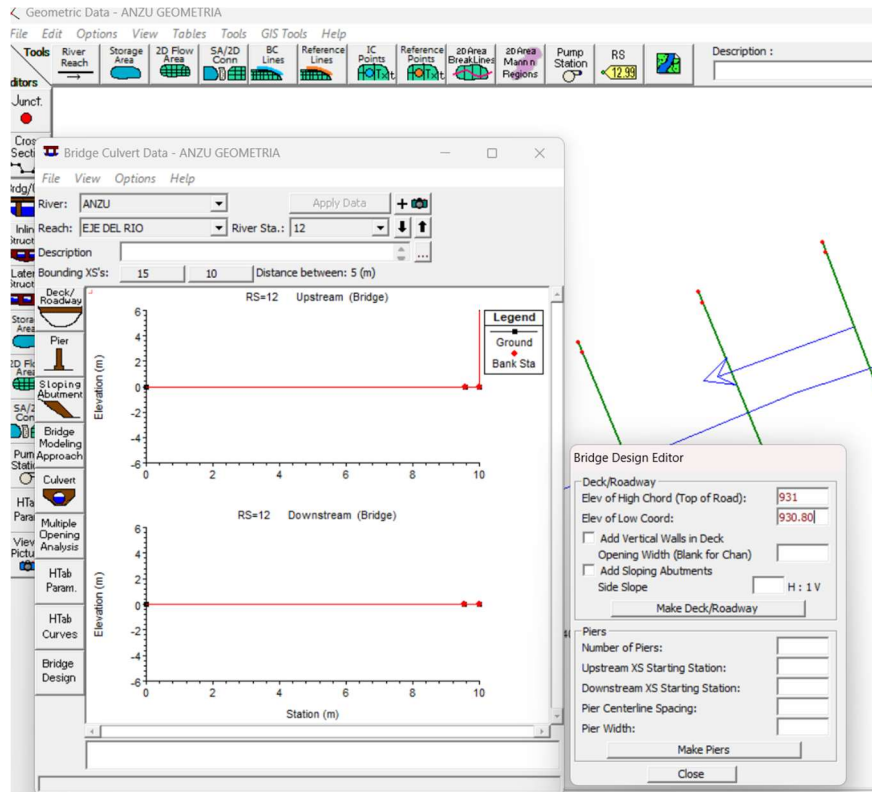
Nota. Resultados de ejecución de la modelación. Elaborado por: Los autores.

En este caso como se observa en los resultados no existe ningún problema y se continua con la modelación del puente.

Se procede con el ingreso de la cota en la que se encuentra el puente; además, de ello como el puente no consta de pilas intermedias se deja en blanco la sección de los pilares.

Figura 19

Ingreso de la cota inicial del puente

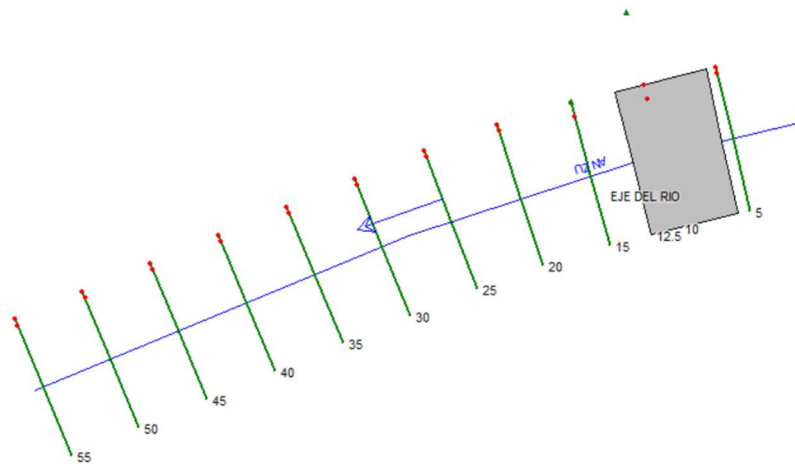


Nota. Cota inicial del puente. Elaborado por: Los autores.

Con la información ingresada se visualiza el puente.

Figura 20

Implantación del puente en HEC RAS



Nota. implantación de puente en el alineamiento. Elaborado por: Los autores mediante HEC RAS.

Una vez ingresado toda la información se obtiene la siguiente tabla:

Figura 21

Cuadro de resultados de la modelación en HEC RAS

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	ANZU	Profile:	PF 1		
Reach:	EJE DEL RIO	RS:	55	Plan:	Plan 01
Plan: Plan 01 ANZU EJE DEL RIO RS: 55 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	8,82	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1,94	Wt. n-Val.	0,025	0,025	
W.S. Elev (m)	6,87	Reach Len. (m)	5,00	5,00	5,29
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	65,70	3,02	
E.G. Slope (m/m)	0,003790	Area (m2)	65,70	3,02	
Q Total (m3/s)	411,72	Flow (m3/s)	407,59	4,13	
Top Width (m)	10,00	Top Width (m)	9,56	0,44	
Vel Total (m/s)	5,99	Avg. Vel. (m/s)	6,20	1,37	
Max Chl Dpth (m)	6,87	Hydr. Depth (m)	6,87	6,87	
Conv. Total (m3/s)	6687,6	Conv. (m3/s)	6620,5	67,1	
Length Wtd. (m)	5,00	Wetted Per. (m)	16,43	7,31	
Min Ch El (m)	0,00	Shear (N/m2)	148,61	15,36	
Alpha	1,06	Stream Power (N/m s)	921,92	21,00	
Frctn Loss (m)	0,02	Cum Volume (1000 m3)	2,99	0,14	
C & E Loss (m)	0,00	Cum SA (1000 m2)	0,46	0,02	

Nota. Tabla de resultados. Elaborado por: Los autores.

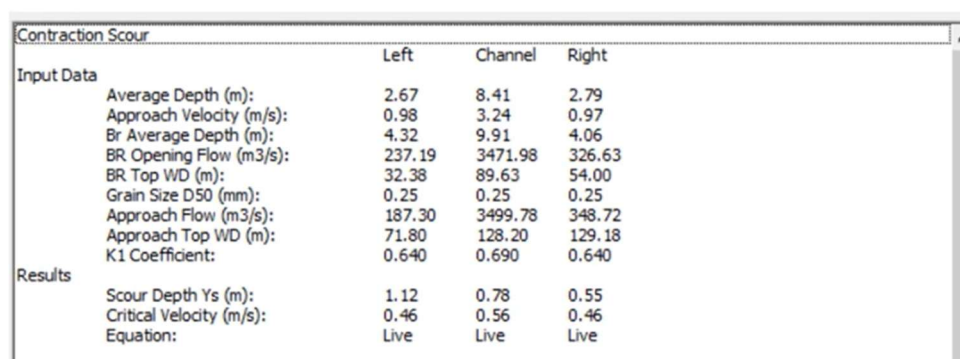
En la tabla se observa que la altura del gálibo de seguridad es de 6.87 m.

5.5.3. Determinación de socavación

Mediante el modelado en HEC RAS se obtiene los resultados de la socavación que se puede llegar a presentar en la zona.

Figura 22

Determinación de socavación



	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	2.67	8.41	2.79
Approach Velocity (m/s):	0.98	3.24	0.97
Br Average Depth (m):	4.32	9.91	4.06
BR Opening Flow (m3/s):	237.19	3471.98	326.63
BR Top WD (m):	32.38	89.63	54.00
Grain Size D50 (mm):	0.25	0.25	0.25
Approach Flow (m3/s):	187.30	3499.78	348.72
Approach Top WD (m):	71.80	128.20	129.18
K1 Coefficient:	0.640	0.690	0.640
Results			
Scour Depth Ys (m):	1.12	0.78	0.55
Critical Velocity (m/s):	0.46	0.56	0.46
Equation:	Live	Live	Live

Nota. Resultados de Socavación. Elaborado por: Los autores.

En los resultados se observa que para el margen derecho existe una socavación de 1.12, para el margen izquierdo una socavación de 0.55 y en el canal una socavación de 0.78.

5.6. Diseño del puente

5.6.1. Diseño de Estribos

Para el diseño de los estribos se considerará la información obtenida en los estudios preliminares los cuales se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 6*Datos generales para la elaboración del diseño*

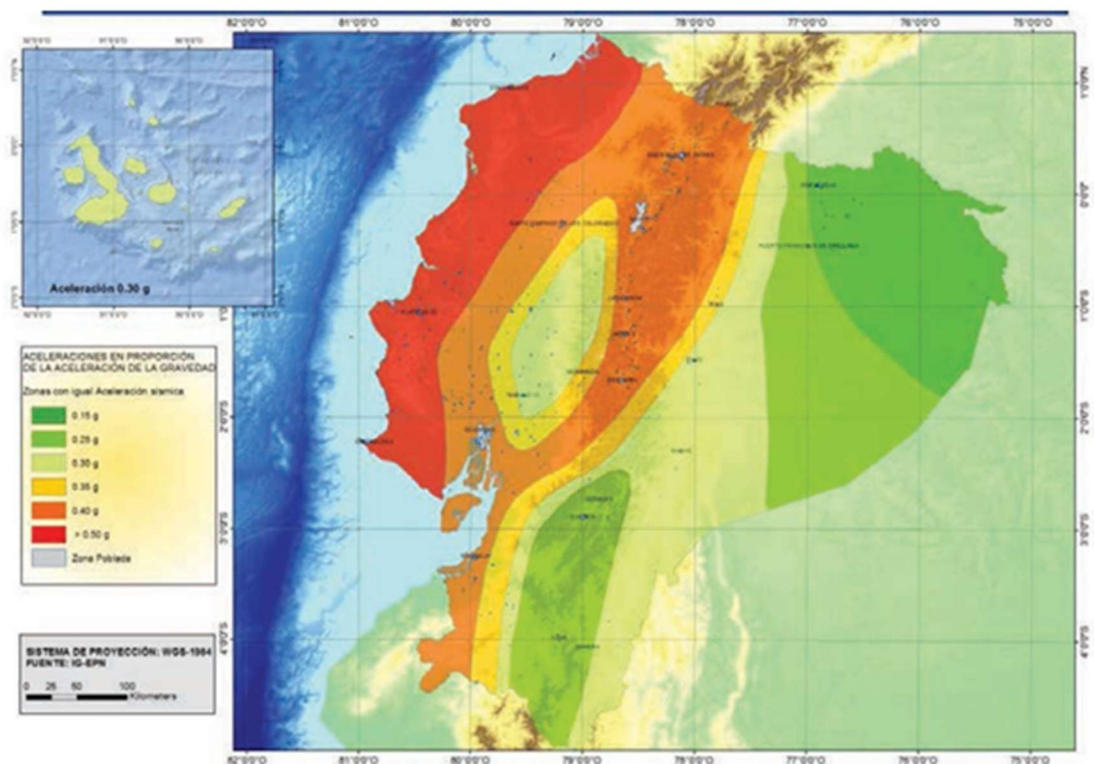
Parámetro	Variable	Valor	Unidad
Resistencia del concreto	f_c	280,00	kg/cm ²
Fluencia del acero	f_y	4200,00	kg/cm ²
Peso específico del concreto	γ_c	2400,00	kg/m ³
Carga muerta	P_{dc}	0,48	T/m
Carga Asfáltica	P_{dw}	0,11	T/m
Carga Viva	P_{ll-dl}	32,66	T/m
Fuerza de frenado	BR	30,00	T/m
Peso específico del suelo	γ_s	1,68	T/m ³
Capacidad admisible	q_{adm}	30,00	T/m ²
Ángulo de fricción interna	ϕ	37,00	grad
Ángulo de fricción interna	ϕ	0,65	rad
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	δ	24,67	grad
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	δ	0,43	rad
Ángulo de fricción del suelo con la horizontal	Θ	0,00	grad
Ángulo de fricción del suelo con la horizontal	Θ	0,00	rad
Factor de Seguridad	FS	3,00	s.u
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal	PGA	0,30	s.u
Coeficiente de Sitio	F_{pga}	3,00	s.u

Nota. Datos obtenidos mediante estudios. Fuente: Moposita (2020).

Para la determinación del coeficiente de aceleración y el coeficiente de sitio para el análisis sísmico se obtuvo empleando las tablas proporcionadas por la NEC-15 de Peligro Sísmico, las cuales se muestran a continuación:

Figura 23

Zonificación sísmica



Nota. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.
Fuente: De la NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico (2015).

Dado que el lugar de implantación del puente está ubicado en Pastaza, el Factor Sísmico es de $Z=0.30g$, el cual se empleará para los cálculos pertinentes en el diseño.

5.6.1.1. Parámetros Geométricos de estribo

Para la determinación de los parámetros se calcula con las siguientes formulas.

- a) Para una altura de estribo de 7 metros.

$$H = 7m$$

- b) Base

$$B = 1/2H @ 2/3H \quad (\text{Ecuación 4})$$

- c) Altura de cimiento

$$h = H/6 @ H/8 \quad (\text{Ecuación 5})$$

- d) Longitud de punta

$$a = H/12 @ H/6 \quad (\text{Ecuación 6})$$

e) Longitud de talón

$$b = H/12 @ H/6 \quad (\text{Ecuación 7})$$

f) Longitud de cajuela

$$N_{min} = (200 + 0.0017L + 0.0067H') (1 + 0.000125 S^2) \quad (\text{Ecuación 8})$$

Para determinar S se ocupa la siguiente ecuación:

$$S = \tan^{-1} \left(\frac{B-a-b-bpar-N_{asum}}{H-H-e_{puen}} \right) \quad (\text{Ecuación 9})$$

$$N_{min} < N_{asum}$$

Tabla 7

Definición de parámetros geométricos del estribo

Parámetro	Variable	Valor	Unidad
Altura del estribo	H	7,00	m
	B	3,50	m
Ancho del Estribo	B	4,67	m
	B	5,00	m
	h	1,17	m
	h	0,88	m
Altura del cimientto	h	1,00	m
	a	0,58	m
	a	1,17	m
Longitud de la punta	a	1,00	m
	b	0,58	m
	b	1,17	m
Longitud del talón	b	1,00	m
Longitud del puente	L	73,00	m
	tsup	0,29	m
Grosor menor de la pantalla	tsup	0,30	m
	tinf	0,7	m
Grosor mayor de la pantalla	tinf	0,90	m
	H'	0,00	s.u
Espesor del parapeto	bpar	0,50	m
Espesor del puente	ep	0,20	
Longitud de la cajuela	N	0,50	
	S	19,03	grad
	N	0,338764459	m
Longitud mínima de la cajuela	N	0,50	m

Nota. Geometría del estribo. Elaborado por: Los autores

Los valores que se encuentran de en negrilla son los valores que se tomara para realizar la geometría del estribo.

5.6.1.2. Estribo con Puente

Para la determinación del diseño se obtiene los siguientes datos del estudio de suelo.

Tabla 8

Ángulos de fricción e inclinación

Descripción	Variable	Valor	Unidad
Ángulo de fricción interna	f	37,00	°
Ángulo de fricción interna	f	0,65	rad
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	d	18,00	°
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	d	0,31	rad
Ángulo del material del suelo horizontal	b	0,00	°
Ángulo del material del suelo horizontal	b	0,00	rad
Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno	q	90	°
Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno	q	1,57	rad

Nota. Ángulos obtenidos en el estudio de suelos. Fuente: Moposita (2020).

a) Coeficiente de empuje activo (K_a)

$$r = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\Phi + \delta) \text{sen}(\Phi - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta) \text{sen}(\theta + \beta)}} \right)^2 \quad (\text{Ecuación 10})$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \Phi)}{r(\text{sen}^2\theta \text{sen}(\theta - \delta))}$$

(Ecuación 11)

$$k_a = 2.958$$

b) Cargas EQ (acción sísmica)

Tabla 9

Información general para determinar las cargas EQ

Descripción	Variable	Valor	Unidad
Ángulo de fricción interna	f	37,00	°
Ángulo de fricción interna	f	0,65	rad
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	d	18,00	°
Ángulo de fricción entre el suelo y el muro	d	0,31	rad
Ángulo del material del suelo horizontal	b	0,00	°
Ángulo del material del suelo horizontal	b	0,00	rad
Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno	q	90	°
Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno	q	1,57	rad
Factor de Seguridad	FS	3,00	s.u
Coeficiente sísmico de aceleración horizontal	PGA	0,30	s.u
Coeficiente de Sitio	Fpga	1,20	s.u
Coeficiente vertical	kv	0,09	s.u

Nota. Datos generales sísmicos. Elaborado por: Los autores.

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1-k_h}\right) \quad (\text{Ecuación 12})$$

$$\theta' = 18.246^\circ$$

c) Coeficiente de Presión Activa

$$k_{AE} = \frac{\cos(\varphi - \theta' - \beta)^2}{\cos\theta' * \cos^2\beta * \cos(\delta + \beta + \theta') * (1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi * \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta') * \cos(i - \beta)}})} \quad (\text{Ecuación 13})$$

$$k_{AE} = 1047$$

Presión Activa

$$P_{AE} = 1/2 k_{AE} * \gamma_s * H^2 \quad (\text{Ecuación 14})$$

$$P_{AE} = 43.076 \text{ T/m}$$

d) Altura equivalente de suelo por S/C

Para la determinación de la altura equivalente se obtiene utilizando la Tabla 3.11.6.4-1 de la norma AASHTO LRFD 2020.

Tabla 10

Altura equivalente del suelo para carga vehicular en estribos perpendiculares al trafico

Table 3.11.6.4-1—Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Abutments Perpendicular to Traffic

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥ 20.0	2.0

Nota. Altura equivalente para carga vehicular. Fuente: AASHTO LRFD 2020.

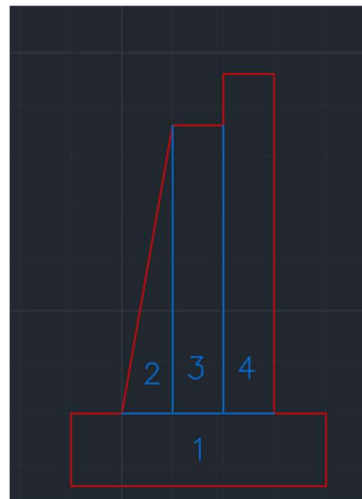
Para una altura de 7.00 metros obtenemos una altura equivalente de:

$$h_{eq} = 0.60m$$

e) Metrado de cargas (considerando 1.0 m de longitud del estribo)

Figura 24

Estribo para determinación de cargas



Nota. Geometría del Estribo para diseñar. Elaborado por: Los autores.

Tabla 11

Determinación de centro de gravedad

Elemento	Base (m)	Altura(m)	Profundidad (m)	V (m3)	DC (T/m)	XA (m)	XA*DC
1	5,00	1,00	1,00	5,00	12,00	2,50	30,00
2	2,00	5,80	1,00	5,80	13,92	2,33	32,48
3	0,50	5,80	1,00	2,90	6,96	3,25	22,62
4	0,50	6,00	1,00	3,00	7,20	3,75	27,00
$\Sigma=$				16,70	40,08		112,10

Nota. Determinación de centros de gravedad. Elaborado por: Los autores.

f) Centro de Gravedad en X

$$X_A = 2.80 \text{ m}$$

g) Carga DC del estribo

$$DC_{est} = 0.48 \text{ T/m}$$

h) Carga muerta de la superestructura del puente

$$P_{DC} = 0.48 \text{ T/m}$$

i) Carga DW (peso de superficie de rodamiento)

$$P_{DW} = 0.11 \text{ T/m}$$

j) Cargas EV (presión vertical por carga muerta del terreno)

Tabla 12

Determinación de centro de gravedad del suelo

Elemento	Base (m)	Altura(m)	Profundidad (m)	V (m3)	EV (T/m)	XA (m)	XA*EV
1	1,00	5,80	1	5,8	9,744	4,5	43,848
2	1,00	0	1	0	0	0,5	0
3	0	0	1	0	0	1	0
$\Sigma=$					9,744		43,848

Nota. Determinación de centros de gravedad. Elaborado por: Los autores.

k) Centro de gravedad del suelo

$$X_A = 4.5 \text{ m}$$

l) Presión Vertical

$$EV = 9.74 \text{ T/m}$$

Una vez calculadas todas las presiones que se ejercen en el estribo de hormigón se procede a realizar un resumen de cargas para posteriormente realizar las combinaciones de carga.

m) Cargas Verticales

Una vez que obtenemos las cargas verticales se procede a realizar una tabla resumen donde se encuentran todos los valores calculados previamente.

Tabla 13*Cargas verticales*

Carga	Tipo	V(t/m)	XA (m)	Mv (t-m/m)
DC estr	DC	40,08	2,80	112,10
Dclosa	DC	0,48	4,75	2,28
Pdc	DC	0,48	3,25	1,56
Pdw	DW	0,11	3,25	0,36
EV	EV	9,744	4,5	43,85
EH1y	EH	3,25	5,00	16,24
EH2y	EH	0,0360	5,00	0,18
Pl	LL	32,66	3,25	106,14
LS1	LS	1,008	4,75	4,79
LS2y	LS	0,582	5,00	2,91
$\Sigma=$		88,43		290,41

Nota. Resumen de cargas. Elaborado por: Los autores.

En la tabla se muestran las cargas verticales obtenidas para el diseño del estibo.

Cargas Horizontales**Tabla 14***Cargas horizontales*

Carga	Tipo	H(t/m)	YA (m)	MH(t-m/m)
EH1x	EH	7,07	2,267	16,03
EhH2x	EH	0,0785	3,4	0,27
LS2x	LS	1,267	3,4	4,31
WS	WS	150	6,9	1035,00
BR	BR	30,00	9,00	270,00
CR+SH+TU	CR+SH+TU	0,9	6,9	6,21
$\Sigma=$		189,32		1331,81

Nota. Resumen de cargas. Elaborado por: Los autores.**5.6.1.3. Estados limites aplicables y combinaciones de cargas**

Los factores que se emplearan son los que se encuentran en la norma AAHSTO LRFD 2020 para así determinar las combinaciones de carga que se presentan el estribo, los cuales se muestran en la tabla 15.

Tabla 15*Factores de carga utilizados*

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ LL+IM	γ_{LSy}	γ_{EH}	γ_{LSx}	γ_{WS}	γ_{BR}	$\gamma_{CR+SH+TU}$	Aplicación
Resistencia											Deslizamiento y
Ia	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	1,50	1,75	0,00	1,75	0,50	vuelco
Resistencia											Presiones y
Ib	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,50	1,75	0,00	1,75	0,50	resistencia
Resistencia											Deslizamiento y
IIIa	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	1,50	0,00	1,40	0,00	0,50	vuelco
Resistencia											Presiones y
IIIb	1,25	1,50	1,35	0,00	0,00	1,50	0,00	1,40	0,00	0,50	resistencia

Nota. Coeficientes de combinación de carga. Fuente: AASHTO LRFD 2020.**5.6.1.4. Estribo con Puente****g) Cargas Verticales (Vu)**

En la tabla 16 se observa las combinaciones de cargas verticales.

Tabla 16*Combinaciones de cargas*

Tipo	DC	DW	EV	EH	LL+IM	LS	Σ=			
Carga	Dclosa	PDC	PDW	EV	EH1y	EH2y	PLL+IM	LS1	LS2y	Vu (T)
V (t/m)	0,48	0,48	0,11	9,74	3,25	25,15	32,66	1,01	0,58	
g =	0,90	0,90	0,65	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
Resistencia										
Ia	0,43	0,43	0,07	9,74	4,87	37,73	0,00	0,00	0,00	86,22
g =	1,25	1,25	1,50	1,35	1,50	1,50	1,75	1,75	1,75	
Resistencia										
Ib	0,60	0,60	0,17	13,15	4,87	37,73	57,15	1,76	1,02	162,80
g =	0,90	0,90	0,65	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
Resistencia										
IIIa	0,43	0,43	0,07	9,74	4,87	37,73	0,00	0,00	0,00	86,22
g =	1,25	1,25	1,50	1,35	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
Resistencia										
IIIb	0,60	0,60	0,17	13,15	4,87	37,73	0,00	0,00	0,00	102,87

Nota. Resumen de cargas. Elaborado por: Los autores.**h) Momento estabilizador por cargas verticales (Mvu)**

A continuación, se muestran las combinaciones para los momentos estabilizadores de las cargas verticales.

Tabla 17*Combinaciones de cargas*

Tipo	DC	DW	EV	EH	LL+IM	LS	Σ=			
Carga	Dclosa	PDC	PDW	EV	EH1y	EH2y	PLL+IM	LS1	LS2y	Mvu (T-m)
M (t-m/m)	2,04	1,32	0,31	43,85	16,24	0,18	89,81	4,28	2,91	
g =	0,90	0,90	0,65	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
Resistencia										
Ia	1,84	1,19	0,20	43,85	24,36	0,27	0,00	0,00	0,00	155,78
g =	1,25	1,25	1,50	1,35	1,50	1,50	1,75	1,75	1,75	
Resistencia										
Ib	2,55	1,65	0,46	59,19	24,36	0,27	157,17	7,50	5,09	375,02
g =	0,90	0,90	0,65	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
Resistencia										
IIIa	1,84	1,19	0,20	43,85	24,36	0,27	0,00	0,00	0,00	155,78
g =	1,25	1,25	1,50	1,35	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	
Resistencia										
IIIb	2,55	1,65	0,46	59,19	24,36	0,27	0,00	0,00	0,00	205,26

Nota. Resumen de cargas. Elaborado por: Los autores.**i) Cargas Horizontales (Hu)**

En la tabla 18 se observa un resumen de las respectivas combinaciones de carga horizontales.

Tabla 18*Combinación de cargas*

Tipo	EH	LS	WS	BR	CR+SH+TU	$\Sigma =$
Carga	EH2x	LSx2	WS	BR	CR+SH+TU	Hu (T)
H (t/m)	0,08	1,27	150,00	30,00	0,90	
g =	1,50	1,75	0,00	1,75	0,50	
Resistencia Ia	0,12	2,22	0,00	52,50	0,45	65,44
g =	1,50	1,75	0,00	1,75	0,50	
Resistencia Ib	0,12	2,22	0,00	52,50	0,45	65,89
g =	1,50	0,00	1,40	0,00	0,50	
Resistencia						
IIIa	0,12	0,00	210,00	0,00	0,45	221,18
g =	1,50	0,00	1,40	0,00	0,50	
Resistencia						
IIIb	0,12	0,00	210,00	0,00	0,45	221,18

Nota. Resumen de cargas. Elaborado por: Los autores.**j) Momentos de vuelco por cargas Horizontales (Mhu)**

En la tabla que se muestra a continuación se puede observar las combinaciones de carga de los momentos volcantes.

Tabla 19*Combinación de cargas*

Tipo	EH	LS	WS	BR	CR+SH+TU	$\Sigma =$
Carga	EH2x	LSx2	WS	BR	CR+SH+TU	Hu (T-m)
MH (t-m/m)	0,27	4,31	1035	255	6,21	
g =	1,50	1,75	0,00	1,75	0,50	
Resistencia Ia	0,40	7,54	0,00	446,25	3,11	478,23
g =	1,50	1,75	0,00	1,75	0,50	
Resistencia Ib	0,40	7,54	0,00	446,25	3,11	481,34
g =	1,50	0,00	1,40	0,00	0,50	
Resistencia IIIa	0,40	0,00	1449,00	0,00	3,11	1476,55
g =	1,50	0,00	1,40	0,00	0,50	
Resistencia IIIb	0,40	0,00	1449,00	0,00	3,11	1476,55

Nota. Resumen de cargas. Elaborado por: Los autores.**5.6.1.5. Presiones actuantes en la base del estribo**

En la tabla 20 se observa las presiones que se ejercen en la base del estribo; además de ello el cumplimiento de las mismas con lo cual se considera una base de 5.00 metros.

Tabla 20*Presiones en la base del estribo*

Estado	Mvu (T-m/m)	Mhu (T-m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - X_o$ (m)	emax = B/3 (m)	
Resistencia Ia	155,78	478,23	3,74	-1,24	1,67	OK!
Resistencia Ib	205,23	481,34	4,23	-3,65	1,67	OK!
Resistencia IIIa	155,78	1476,55	15,32	-14,88	1,67	OK!
Resistencia IIIb	205,26	1476,55	12,36	-11,86	1,67	OK!

Nota. Resumen de presiones actuantes en el estribo. Elaborado por: Los autores.**5.6.1.6. Deslizamiento en la base del estribo**

Con:

$$\mu = \tan \delta \quad (\text{Ecuación 15})$$

$$\mu = 0.46$$

Tabla 21

Factores de límite de resistencia para muros de contención permanentes

Table 11.5.7-1—Strength Limit State Resistance Factors for Permanent Retaining Walls

Wall-Type and Condition		Resistance Factor
Nongravity Cantilevered and Anchored Walls		
Axial compressive resistance of vertical elements		Article 10.5 applies
Passive resistance of vertical elements		0.75
Pullout resistance of anchors ⁽¹⁾	- Cohesionless (granular) soils - Cohesive soils - Rock	0.65 ⁽¹⁾ 0.70 ⁽¹⁾ 0.50 ⁽¹⁾
Pullout resistance of anchors ⁽²⁾	Where proof tests are conducted	1.0 ⁽²⁾
Tensile resistance of anchor tendon	- Mild steel (e.g., ASTM A615 bars) - High-strength steel (e.g., ASTM A722 bars)	0.90 ⁽³⁾ 0.80 ⁽³⁾
Overall stability, soil failure		Article 11.6.3.7 applies
Flexural capacity of vertical elements		0.90
Mechanically Stabilized Earth Walls, Gravity Walls, and Semigravity Walls		
Bearing resistance	- Gravity and semigravity walls - MSE walls	0.55 0.65
Sliding		1.0
Tensile resistance of metallic reinforcement and connectors	Strip reinforcements ⁽¹⁾ Grid reinforcements ⁽¹⁾ ⁽⁵⁾	0.75 0.65
Tensile resistance of geosynthetic reinforcement and connectors	- Geotextile and geogrid reinforcements - Geostrip reinforcements	0.80 0.55
Pullout resistance of metallic reinforcement	- Steel strip reinforcements - Steel grid reinforcements	0.90 0.90
Pullout resistance of geosynthetic reinforcement	- Geotextiles and geogrids - Geostrip reinforcements	0.70 0.70
Service Limit, for soil failure using stiffness method		1.0
Overall and compound stability, soil failure		Article 11.6.3.7 applies
Prefabricated Modular Walls		
Bearing		Article 10.5 applies
Sliding		Article 10.5 applies
Passive resistance		Article 10.5 applies
Overall stability, soil failure		Article 11.6.3.7 applies
Soil Nail Walls ⁽⁶⁾		
Lateral sliding		1.00
Overall and Compound stability, soil failure		Article 11.6.3.7 applies
Tensile resistance of nail tendon	Mild steel bars (Grade 75) High resistance bars (Grades 95 and 150)	0.75 0.65
Pullout resistance of nail		0.65
Facing flexure	Initial and final facing	0.90
Facing punching shear	Initial and final facing	0.90
Tensile resistance of headed stud	A307 steel bolt ⁽⁷⁾ A325 steel bolt	0.70 0.80

(1) Apply to presumptive ultimate unit bond stresses for preliminary design only in Article C11.9.4.2.
(Continued on next page)

Nota. Determinación del factor de resistencia. Fuente: AASHTO LRDF 2020

De la tabla 11.5.7-1 para deslizamiento lateral se obtiene:

$$\phi_T = 1.00$$

Con la obtención del factor de resistencia se procede a la determinación del deslizamiento, lo cual se muestra en la tabla 31, en la cual se indica que el diseño cumple para deslizamiento.

Tabla 22

Determinación de deslizamiento

Estados	Resistente (T/m) $F_f = \mu(\phi_T V_u)$	Actuante (T/m) H_u
Resistencia Ia	39,60	65,44
Resistencia Ib	29,94	65,89
Resistencia IIIa	39,60	221,18
Resistencia IIIb	47,24	221,18

Nota. Determinación de Deslizamiento. Elaborado por: Los autores.

En la tabla 23 se observa un resumen de las presiones actuantes e la base del estribo.

Tabla 23*Presiones actuantes en la base del estribo*

Estado	Mvu (T-m/m)	Mhu (T-m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - X_o$ (m)	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$ (T/m2)	qr (T/m2)	
Resistencia Ia	155,78	478,23	3,74	-1,24	11,53	30,00	OK!
Resistencia Ib	220,12	481,34	4,01	-1,51	8,14	30,00	OK!
Resistencia IIIa	155,78	1476,55	15,32	-12,82	2,81	30,00	OK!
Resistencia IIIb	205,26	1476,55	12,36	-9,86	4,16	30,00	OK!

Nota. Determinación de presiones. Elaborado por: Los autores.**5.7.Estribo sin Puente**

Adicional se realiza el diseño para el estribo sin puente dado que el estribo se encuentra en contacto con el suelo y no solo con la subestructura, es por ello por lo que a continuación de muestran las tablas de resumen de las combinaciones de cargas.

Tabla 24*Cargas Verticales (Vu)*

Tipo	DC	EV	EH		LS		$\Sigma =$
Carga	Dclosa	EV	EH1y	EH2y	LS1	LS2y	Vu (T)
V (t/m)	0,48	9,74	3,25	0,04	1,01	0,58	
g =	0,90	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00	
Resistencia Ia	0,43	9,74	4,87	0,05	0,00	0,00	48,04
g =	1,25	1,35	1,50	1,50	1,75	1,75	
Resistencia Ib	0,60	13,15	4,87	0,05	1,76	1,02	67,21
g =	0,90	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00	
Resistencia IIIa	0,43	9,74	4,87	0,05	0,00	0,00	48,04
g =	1,25	1,35	1,50	1,50	0,00	0,00	
Resistencia IIIb	0,60	13,15	4,87	0,05	0,00	0,00	64,43

Nota. Determinación de presiones. Elaborado por: Los autores.

5.7.1. Momentos estabilizadores por cargas Verticales (Mvu)

Tabla 25

Cargas verticales

Tipo	DC	EV	EH		LS		$\Sigma=$
Carga	Dclosa	EV	EH1y	EH2y	LS1	LS2y	Mvu (T-m)
M (t-m/m)	2,04	0,00	16,24	0,18	4,28	2,91	
g =	0,90	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00	
Resistencia							
Ia	1,84	0,00	24,36	0,27	0,00	0,00	110,54
g =	1,25	1,35	1,50	1,50	1,75	1,75	
Resistencia							
Ib	2,55	0,00	24,36	0,27	7,50	5,09	156,54
g =	0,90	1,00	1,50	1,50	0,00	0,00	
Resistencia							
IIIa	1,84	0,00	24,36	0,27	0,00	0,00	110,54
g =	1,25	1,35	1,50	1,50	0,00	0,00	
Resistencia							
IIIb	2,55	0,00	24,36	0,27	0,00	0,00	143,96

Nota. Resumen de Combinación de cargas Verticales. Elaborado por: Los autores.

5.7.2. Cargas Horizontales (Hu)

Tabla 26

Cargas Horizontales

Tipo	EH	LS	$\Sigma=$
Carga	EH2x	LSx2	Hu (T)
H (t/m)	0,08	1,27	
g =	1,50	1,75	
Resistencia Ia	0,12	2,22	12,94
g =	1,50	1,75	
Resistencia Ib	0,12	2,22	12,94
g =	1,50	0,00	
Resistencia IIIa	0,12	0,00	10,73
g =	1,50	0,00	
Resistencia IIIb	0,12	0,00	10,73

Nota. Resumen de Combinación de cargas Horizontales. Elaborado por: Los autores.

5.7.3. Momentos de vuelco por cargas horizontales (M_{hu})

Tabla 27

Momentos volcantes

Tipo	EH	LS	$\Sigma =$
Carga	EH2x	LSx2	Hu (T-m)
MH (t-m/m)		0,27	4,31
g =		1,50	1,75
Resistencia Ia		0,40	7,54
g =		1,50	1,75
Resistencia Ib		0,40	7,54
g =		1,50	0,00
Resistencia IIIa		0,40	0,00
g =		1,50	0,00
Resistencia IIIb		0,40	0,00
			24,45

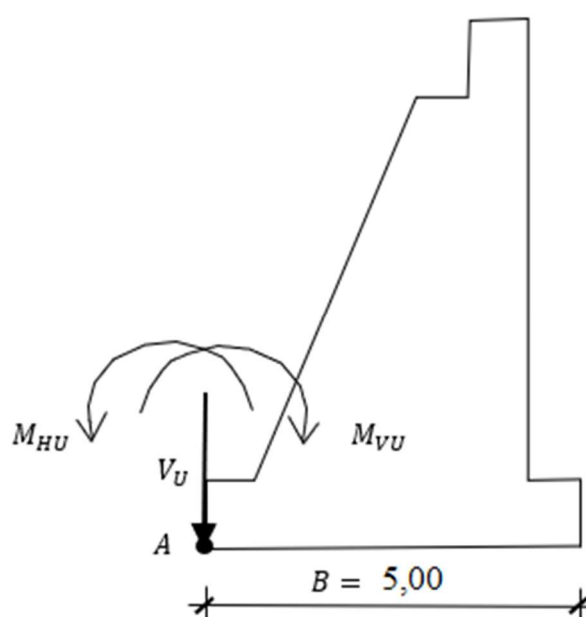
Nota. Resumen de Combinación de Momentos Volcantes. Elaborado por: Los autores.

5.7.4. Chequeo de estabilidad y esfuerzos

Se debe realizar el chequeo de estabilidad y esfuerzos en el estribo para verificar si las dimensiones establecidas son las correctas o si se deben modificar o a su vez añadir un dentellón en la base del estribo; el cual se lo desatollara alrededor del punto A, como se muestra en la Figura 25.

Figura 25

Estribo



Nota. Punto a realizar el chequeo de estabilidad. Elaborado por: Los autores.

En la tabla 28 se observa el resumen de la evaluación de estabilidad del estribo, además de ello se indica que cumple la excentricidad.

Tabla 28

Evaluación de estabilidad

Estado	Mvu (T-m/m)	Mhu (T-m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - X_o$ (m)	emax = B/3 (m)	
Resistencia Ia	110,54	31,98	-1,64	0,86	1,67	OK!
Resistencia Ib	156,54	31,98	-1,85	0,65	1,67	OK!
Resistencia IIIa	110,54	24,45	-1,79	0,71	1,67	OK!
Resistencia IIIb	143,96	24,45	-1,85	0,65	1,67	OK!

Nota. Chequeo de estabilidad. Elaborado por: Los autores.

5.7.5. Deslizamiento en base del estribo

Con:

$$\mu = \tan \delta \quad (\text{Ecuación 16})$$

$$\mu = 0.46.$$

De la tabla 11.5.7-1 obtenemos

$$\phi T = 1.00$$

Tabla 29

Deslizamiento en el estribo

Estados	Resistente (T/m) $F_f = \mu(\phi T V_u)$	Actuante (T/m) H_u	
Resistencia Ia	22,06	12,94	OK!
Resistencia Ib	30,87	12,94	OK!
Resistencia IIIa	22,06	10,73	OK!
Resistencia IIIb	29,59	10,73	OK!

Nota. Chequeo de deslizamiento. Elaborado por: Los autores.

5.7.6. Diseño de acero

5.7.6.1. Diseño de pantalla

Para el diseño de acero en la pantalla se toma en cuenta las siguientes ecuaciones; además de las cargas que se efectúan en la pantalla:

Tabla 30

Cargas en la base de la pantalla

Carga	Carga (T)	Yp (m)	M (T-m)
LS	0,60	3,00	1,80
EH	0,00	2,00	0,00
Eqter	24,79	3,00	74,38
0,5PIR	1,54	2,05	3,15
PEQ	0,21	5,80	1,24
BR	30,00	8,50	255,00

Nota. Resumen de cargas. Elaborado por: Los autores.

Para el diseño estructura se calcula el Pir sin incluir la masa del suelo en el talón

West 11,70 T/m

kh 0,30 s.u

Pir 3,51 T/m

4.3.2.2. Carga sísmica por superestructura (PEQ)

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} * A_s \quad (\text{Ecuación 17})$$

$$P_{EQ} = 0.213 \frac{T}{m}$$

$$A_s = F_{pga} * (PGA) = k_{ho} \quad (\text{Ecuación 18})$$

$$A_s = 0.36 \text{ s. u}$$

5.8. Acero por Flexión

5.7.2. Estado límite de resistencia I, con $n=nDnRnl=1$

De la norma AASHTO LRFD 2020, para la determinación del momento último se emplea la fórmula de la Tabla 3.4.1-1.

$$Mu = n * (1.75 * MLS + 1.50 * MEH + 1.75MBR) \quad (\text{Ecuación 19})$$

n 1 s.u
Mu 496,21 T-m

Se utiliza un acero preliminar de 16 mm,

En la tabla 31 se encuentra los parámetros necesarios para la determinación del área de acero que necesita la pantalla.

Tabla 31

Datos iniciales para cálculo de acero

r	5,00 cm
z	5,08 cm
d	84,92 cm
As	2,01 cm ²
Fy	4200,00 kg/cm ²
f _c	280,00 kg/cm ²
b	100,00 cm

Nota. Resumen geometría y Fy y Fc. Elaborado por: Los autores

Con los datos de la tabla se procede al cálculo del área de acero.

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 f_c * b} \quad (\text{Ecuación 20})$$

$$a = 0.35 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$As = 62.93 \text{ cm}^2$$

Con el área calculada se obtiene un acero comercial de Adelca de 13φ 25mm.

En este caso y en otros el acero máximo no se calculada debido a las disposiciones actuales den la AASHTO LRFD 2020, es por tal motivo que no se realiza el cálculo.

En el caso del acero mínimo se lo realiza mediante el ART. 5.6.3.3 de la norma en la cual se indica que la cantidad de acero proporcionada debe ser capaz de resistir el valor menor de M_{cr} y 1.33 Mu, para lo cual se emplean las siguientes ecuaciones.

$$f_p = 0.63 * \sqrt{f'_c} \text{ MPA} = 2.01 * \sqrt{f'_c} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ecuación 22})$$

$$f_p = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (\text{Ecuación 23})$$

$$S = 135000 \text{ cm}^3$$

Una vez obtenidos los coeficientes a emplearse en la formula del momento crítico se obtiene:

a)

$$M_{cr} = 1.1 \cdot f_p \cdot S \quad (\text{Ecuación 24})$$

$$M_{cr} = 49.94 \text{ T} - m$$

b)

$$1.33 \cdot M_u \quad (\text{Ecuación 25})$$

$$297.90 \text{ T} - m$$

$$M_u > a) \quad OK$$

5.7.3. *Acero de temperatura*

Para el acero de temperatura se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{stemp} = \frac{0.18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)} \text{ cm}^2 / m \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$b \quad 440 \text{ cm}$$

$$h \quad 60 \text{ cm}$$

$$A_{stemp} \quad 4,752 \text{ cm}^2/m$$

Con el área obtenida se usa 10ϕ10mm@1.5m

5.7.4. *Revisión de fisuración por distribución de armadura.*

Para la revisión se calcula el momento actuante mediante la siguiente ecuación:

$$M_s = n \cdot (1.0MLS + 1.0MEH + 1.0MBR) \quad (\text{Ecuación 27})$$

$$n \quad 1 \text{ s.u}$$

$$MLS \quad 1,80 \text{ t/m}$$

$$MEH \quad 13,71 \text{ t/m}$$

$$MBR \quad 270,00 \text{ t/m}$$

$$M_s \quad 285,51 \text{ t/m}$$

$$\text{ancho} \quad 0,2 \text{ m}$$

$$M_s \quad 57,10 \text{ t-m}$$

5.7.5. Determinación del eje neutro

$$f_c \quad 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s \quad 2040000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_o = 15,300 * \sqrt{f'c} \quad (\text{Ecuación 28})$$

$$E_o = 256017.97 \frac{kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_o} \quad (\text{Ecuación 29})$$

$$n = 7.97 \text{ s.u}$$

$$r = 5cm$$

$$f = 1.91cm$$

$$d_o = r + \frac{\phi}{2} \quad (\text{Ecuación 30})$$

$$d_o = 5.95 \text{ cm}$$

5.7.6. Área de acero transformada

$$A_{st} = 29.62 \text{ cm}$$

Para determinar el esfuerzo del acero principal bajo la carga de servicio se utiliza las siguientes ecuaciones.

$$13y * \left(\frac{y}{2}\right) = 25.56 * (84.05 - y) \quad (\text{Ecuación 31})$$

$$y = 78.61cm$$

$$jd = d - \frac{y}{3} \quad (\text{Ecuación 32})$$

$$jd = 78.61 \text{ cm}$$

5.7.7. Esfuerzo del acero

$$M_s = 5710192.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{M_s}{(jd) * A_s} \quad (\text{Ecuación 33})$$

$$f_{ss} = 25577.30$$

$$0.6 * F_y = 134.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ecuación 34})$$

5.7.8. Separación máxima de la armadura

ge	0,75
do	5,95
h	90

$$\beta_s = 1 + \frac{d_o}{0.7 * (h - d_o)} \quad (\text{Ecuación 35})$$

$$\beta_s = 1.10$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{125,000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_o \quad (\text{Ecuación 36})$$

$$S_{m\acute{a}x} = 621.61 \text{ cm}$$

5.7.9. Revisión por corte

Para realizar la revisión a corte se utiliza las ecuaciones que indica la norma AASHTO.

$$V_u = n * (1.5 * V_{LS} + 1.50 * V_{EH} + 1.75 * V_{BR}) \quad (\text{Ecuación 37})$$

En la tabla 32 se observa los valores necesarios para la determinación del cortante ultimo y el valor de este.

Tabla 32*Cortante ultimo*

n	1 s.u
VLS	1,59 T
VEH	3,28 T
VBR	30,00 T
Vu	60,21 T
n	1 s.u
VLS	1,59 T
VEH	3,28 T
VEQ	43,076 T
VBR	30,00 T
Vu	62,16 T

Nota. Cálculo de cortante último. Elaborado por: Los autores.

Se utiliza Vu de 62.16 T, que corresponde al estado límite de Resistencia I y con eso se debe obtener el cortante resistente del hormigón, empleando las fórmulas de resistencia nominal a corte, de la cuales se debe tomar la menor de la norma AAHSTO.

Figura 26*Resistencia nominal a corte*

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.7.3.3-1)$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.7.3.3-2)$$

in which:

$$V_c = 0.0316 \beta \lambda \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3)$$

Nota. Ecuaciones para emplear. Fuente: Norma AAHSTO LRFD 2020.

En el capítulo 5 de la normativa AAHSTO LRFD 2020 en la sección 5.5.4.2. indica que el factor $\phi=0.90$, para secciones de hormigón armado con control de tracción.

Para la determinación del cortante mayorado se usa la ecuación (5.7.2.1-1), la cual se muestra a continuación:

$$V_r = \phi * V_n \quad (\text{Ecuación 38})$$

En la tabla 33 se muestran los resultados de las aplicaciones en mención.

Tabla 33*Resultados del cortante último*

B	1,20 grad
f _c	280 kg/cm ²
b _v	84,92 cm
d _v	100 cm
V_c	45,19 T

Nota. Cortante último. Elaborado por: Los autores.**5.7.10. Diseño de la cimentación**

Para la determinación del acero de la cimentación se tomará en cuenta las ecuaciones que se mencionan en la normativa, las cuales se especificarán a continuación.

Para la determinación del momento último se utiliza la ecuación de la Tabla 3.4.1-1 de la AAHSTO LRFD 2020.

$$M_u = n * (1.25 * MDC + 1.35 * MEV + 1.75 * MLS) \quad (\text{Ecuación 39})$$

Donde el valor de $n=1.00$

El resultado se muestra en la tabla 34.

Tabla 34*Momento último para diseño de acero*

n	1 s.u
MDC	115,94 T-m
MEV	43,85 T-m
MLS	7,70 T-m
Mu	217,59 T-m

Nota. Momento último. Elaborado por: Los autores.

Para la determinación del acero se considera la tabla 35, la cual se muestra a continuación.

Tabla 35*Factores para cálculo de acero*

r	5 cm
f	1,905 cm
z	5,9525 cm
d	104,0475 cm

Nota. Elementos para cálculo de acero. Elaborado por: Los autores.

$$a = \frac{As * fy}{0.85fc * b} \quad (\text{Ecuación 40})$$

$$a = 4.82 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy * (d - \frac{a}{2})} \quad (\text{Ecuación 41})$$

$$As = 56.63 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero obtenida se utilizará 7 ϕ 32mm@1.00m

$$f_p = 0.63 * \sqrt{f'c} \text{ MPA} = 2.01 * \sqrt{f'c} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ecuación 42})$$

$$f_p = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} \quad (\text{Ecuación 43})$$

$$S = 201666.67 \text{ cm}^3$$

Una vez obtenidos los coeficientes a emplearse en la formula del momento crítico se obtiene:

a)

$$Mcr = 1.1 * f_p * S \quad (\text{Ecuación 44})$$

$$Mcr = 74.61 \text{ T} - m$$

b)

$$1.33 * Mu \quad (\text{Ecuación 45})$$

$$289.39 \text{ T} - m$$

$$Mu > a) \quad OK$$

5.7.11. Revisión de talón por corte

Para la revisión de corte se empleará las ecuaciones que se encuentran en la AASHTO LRFD 2020, las cuales se irán presentando según se vayan usando o necesitando para los cálculos.

De la AAHSTO LRFD 2020 en el capítulo 3 se considera la siguiente ecuación de la tabla 3.4.1-1.

$$Vu = n * (1.25 * VDC + 1.35 - VE + 1.75 * VLS) \quad (\text{Ecuación 46})$$

Donde el valor de n será de 1.00, cuyo resultado se presenta en la tabla 36 .

Tabla 36

Cortante último en el talón

VDC	41,04 T
VEV	9,744 T
VLS	1,590 T
Vu	67,4 T

Nota. Cortante último. Elaborado por: Los autores.

En la tabla 37 se muestra los valores necesarios para el cálculo de la resistencia nominal a corte.

Tabla 37

Resistencia nominal a corte

b	2 s.u
dv	99,21 s.u
bv	100 s.u
Vc	87,98 T

Nota. Resultado del cortante nominal. Elaborado por: Los autores.

Para el esfuerzo de cortante se usa la siguiente ecuación:

$$Vp = \varphi * Vn \quad (\text{Ecuación 47})$$

$$Vp = 79.19 T$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bv * dv$$

$$Vc = 84.25 T$$

$$Vp = 75.82 T > Vc \text{ ok}$$

5.8. Diseño del Puente

Para la realización del diseño del puente se tomaron en cuenta los valores que se observan en la tabla 38, como lo que es la longitud del puente y las características de los materiales con los que se construirá el puente.

Tabla 38*Características generales de geometría y materiales*

Descripción	Simbología	Valor	Unidad
Número de carriles	Ncc	1	s.u
Longitud del puente	L	73	m
Ancho de puente	Ancho	6,25	m
Espesor de asfalto	ew	0,05	m
Límite de fluencia del acero	Fy	4200	kg/cm2
Resistencia a la compresión del hormigón	f _c	280	kg/cm2
Peso específico del hormigón	wh	2400	kg/m3
Peso específico del asfalto	wa	2240	kg/m3
Módulo d elasticidad del acero	Es	2000000	kg/cm2
Módulo de elasticidad del acero	Ec	219100	kg/cm2

Nota. Características generales. Elaborado por: Los autores.

Para la determinación del ancho libre del puente donde circular vehículos libres de acera se determina mediante el capítulo 3 de la norma AASHTO LRFD 2020 en la sección 3.6.1.1.1 en la que se indica que el ancho libre se debe considerar como mínimo de 3.60 metros, en este caso se opta de 3.65 metros.

Figura 27*Ancho libre del puente*

Unless specified otherwise, the width of the design lanes should be taken as 12.0 ft. The number of design lanes should be determined by taking the integer part of the ratio $w/12.0$, where w is the clear roadway width in feet between curbs, barriers, or both. Possible future changes in the physical or functional clear roadway width of the bridge should be considered.

In cases where the traffic lanes are less than 12.0 ft wide, the number of design lanes shall be equal to the number of traffic lanes, and the width of the design lane shall be taken as the width of the traffic lane.

Roadway widths from 20.0 to 24.0 ft shall have two design lanes, each equal to one-half the roadway width.

Nota. Sección 3.6.1.1.1. Fuente: AASHTO LRFD 2020.**5.8.1. Predimensionamiento de losa de hormigón armado**

Tomando como referencia el numeral 9.7.1.1 l de la AASHTO, el peralte mínimo de la losa de hormigón es de 18 cm; además, en el caso de volados en la losa que soporta barreras de concreto el numeral 13.7.3.1.2 de la AASHTO indica que el peralte mínimo es de 20 cm, bajo estas consideraciones se asume un peralte de 20 cm para toda la losa.

5.8.1.1. Diseño de losa de hormigón

Para el diseño de la losa se calculan los momentos de carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM), los cuales se muestran en la tabla 39.

Tabla 39

Momentos de carga viva y efecto de carga dinámica

Solicitaciones	Estado Limite	Distancia (m)	Carga de Camión	de Tándem de Diseño	Carga de Carril
Momento (T*m)	Resistencia y Servicio	35.79	557.54	407.02	634.43
Cortante (T)	Resistencia y Servicio	Apoyo	16,65	11,44	34,76
Momento (T*m)	Fatiga	34.71	523.79		
Cortante (T)	Fatiga	Apoyo	17.13		

Nota. Momentos (LL+IM). Elaborado por: Los autores.

Para la determinación de los momentos de franja equivalente se utilizó la tabla 4.6.2.1.3 de la AAHSTO LRFD 2020, la cual indica que se toma para cubiertas que se extienden paralelamente en dirección del tráfico.

Figura 28

Ancho interior de la franja

Type Of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (mm)
Concrete:		
• Cast-in-place	Overhang	$1140 + 0.833X$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $660 + 0.55S$ -M: $1220 + 0.25S$
• Cast-in-place with stay-in-place concrete formwork	Either Parallel or Perpendicular	+M: $660 + 0.55S$ -M: $1220 + 0.25S$
• Precast, post-tensioned	Either Parallel or Perpendicular	+M: $660 + 0.55S$ -M: $1220 + 0.25S$
Steel:		
• Open grid	Main Bars	$0.007P + 4.0S_b$
• Filled or partially filled grid	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies
• Unfilled, composite grids	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies

Nota. Ancho de franja. Fuente: AASHTO LRFD 2020.

Una vez identificado que se va a trabajar para concreto se procede al cálculo de los momentos que se aplican en el ancho de la franja.

Tabla 40

Momento del ancho de franja

Descripción	Simbología	M(+)	M(-)
Carga viva y efecto de carga dinámica	LL+IM	1.949 T*m	1.937 T*m
Carga Muerta	DC	0.047 T*m	0.10 T*m
Carga de rodadura	DW	0.02 T*m	0.04 T*m

Nota. Resumen de momentos. Elaborado por: Los autores.

Con los momentos obtenidos se procede a realizar las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia I.

Para momento negativo se aplica la ecuación 48.

$$M_{nu} = 1.25 * MDC_{neg} + 1.50 * MDW_{neg} + 1.75 * M_{LL+IM_{neg}} \quad (\text{Ecuación 48})$$

$$M_{nu} = 3.574 t - m$$

Para momento positivo se aplica la ecuación 49

$$M_{pu} = 1.25 * MDC_{pos} + 1.50 * MDW_{pos} + 1.75 * M_{LL+I_{pos}} \quad (\text{Ecuación 49})$$

$$M_{pu} = 3.5 t - m$$

Con la determinación de los momentos por combinación de carga se procede al cálculo del acero negativo (perpendicular al tráfico)

- **Acero negativo perpendicular al tráfico**

Para la determinación del acero se asume un diámetro de 14 mm, para la determinación del recubrimiento se revisa la Tabla 5.10.1-1 de la AAHSTO LRFD, la cual se muestra a continuación en la figura 29.

Figura 29

Tabla 5.10.1-1. Recubrimiento mínimo para acero de refuerzo principal

Table 5.10.1-1—Minimum Cover for Main Reinforcing Steel (in.)

Situation	Reinforcing Material Category		
	A	B	C
Severe to Moderate Exposure			
Direct exposure to salt water	4.0	2.5	2.5
Cast against earth	3.0	2.0	2.0
Coastal	3.0	2.0	2.0
Exposure to deicing salts	2.5	2.0	1.5
Deck surfaces subject to tire stud or chain wear	2.5	2.5	2.0
Other than noted above	2.0	2.0	1.5
Limited Exposure			
Other than noted below			
• Up to No. 11 bar	1.5	1.0	1.0
• No. 14 and No. 18 bars	2.0	2.0	2.0
Bottom of cast-in-place slabs			
• Up to No. 11 bar	1.0	1.0	1.0
• No. 14 and No. 18 bars	2.0	2.0	2.0
Precast soffit form panels	0.8	0.8	0.8
Piling			
Precast reinforced piles			
• Noncorrosive environments	2.0	1.5	1.0
• Corrosive environments	3.0	2.5	2.0
Precast prestressed piles	2.0	1.0	1.0
Cast-in-place piles			
• Noncorrosive environments	2.0	1.5	1.5
• Corrosive environments	3.0	2.5	2.0
• Shells	2.0	1.5	1.0
• Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	3.0	2.5	2.0
Precast Culverts			
• Top slabs used as a driving surface	2.5	2.0	1.5
• Top slabs with less than 2.0 ft of fill	2.0	1.5	1.0
• All other members	1.0	1.0	1.0

Category A—Uncoated reinforcing steel meeting AASHTO M 31M/M 31

Category B—Epoxy coated or galvanized meeting ASTM A775/A775M

Category C—Materials meeting AASHTO M 334M/M 334

Nota. Recubrimiento mínimo de acero. Fuente: AAHSTO LRFD 2020.

De la tabla 5.10.1-1 se toma un valor de recubrimiento de 5 cm, dado que es el valor que se debe tomar para losas in situ.

El cálculo se realizó para un metro de ancho.

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$V_{As} = 14 \text{ mm}$$

Con la ecuación 50 se determina el recubrimiento al eje de la varilla.

$$r = r_{min} + \frac{V_{As}}{2} \quad (\text{Ecuación 50})$$

$$r = 5.7 \text{ cm}$$

Una vez obtenido el recubrimiento se procede a determinar el peralte efectivo el cual se lo determina con la ecuación 51.

$$d = t_{asum} - r \quad (\text{Ecuación 51})$$

$$d = 14.3 \text{ cm}$$

Para la determinación del área de acero se aplica la ecuación 52.

$$A_s = \frac{M_{ur}}{\phi * F_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (\text{Ecuación 52})$$

Para la determinación del valor de a se debe realizar una de donde se despejará el valor de a .

Para el presente diseño se asigna constantes ddd , aaa , eee , bbb y ccc para que se facilite el cálculo de la matriz, la cual queda de la siguiente manera.

$$ddd = \phi * F_y * d \quad aaa = 0.85 * f'_c * b$$

$$ccc = \phi * F_y \quad bbb = \phi * F_y$$

$$ccc = M_{ur}$$

$$ddd * y_1 - eee * \frac{x_1 * y_1}{2} = ccc$$

$$aaa * x_1 - bbb * y_1 = 0$$

Para la resolución de la matriz se utilizó del programa Mathcad en el cual aplica la función solve dando como resultado:

$$a = 2.85 \text{ cm}$$

Una vez determinado el valor de a se procede al cálculo del área de acero a emplearse usando la ecuación 53.

$$A_s = \frac{M_{ur}}{\phi * F_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (\text{Ecuación 53})$$

$$A_s = 7.3444 \text{ cm}^2$$

Con el área obtenida se utilizará 5 varillas de 14 mm.

Para la determinar la separación de las varillas se utilizó la ecuación 54, cual se muestra a continuación.

$$Sep = \frac{Av_{asum}}{As} \quad (\text{Ecuación 54})$$

$$Sep = 20.95 \text{ cm}$$

Para el presente proyecto, se asume una separación de 15 cm de cada varilla la cual se repartirá en un metro de ancho.

Además, se deberá realizar la verificación del factor de resistencia asumida para flexión f en función de la variación de f con la deformación unitaria de la tracción x_t .

$$\beta_1 = 0.85$$

- **Altura de la sección comprimida de hormigón**

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (\text{Ecuación 55})$$

$$c = 3.353 \text{ cm}$$

Para la determinación del factor de resistencia se utiliza la figura 5.5.4.2-2 de la AAHSTO LRFD 2020 de la cual se obtiene las siguientes ecuaciones.

Figura 29

Factor de resistencia

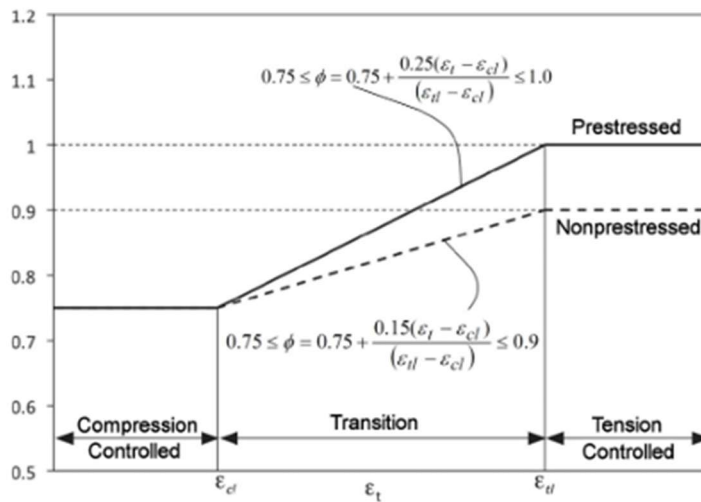


Figure C5.5.4.2-1—Variation of ϕ with Net Tensile Strain ϵ_t for Nonprestressed Reinforcement and for Prestressing Steel

Nota. Factor de resistencia. Fuente: AAHSTO LRFD 2020.

$$\phi = 0.65 + 0.15 - \left(\frac{d}{c} - 1\right) \quad (\text{Ecuación 56})$$

$$\phi = 1.14$$

Si el valor es mayor a 0.9 se debe considerar el valor calculado.

- **Chequeo de límites para refuerzo de acero máximo y mínimo**

El área de acero máximo no se lo calcula en la AASHTO LRFD 2020, es por lo cual que no se realiza el cálculo.

El área de acero mínimo debe ser capaz de resistir el menor valor del momento crítico y el momento ultimo de combinación de resistencia.

Para la determinación del módulo de ruptura del concreto se emplea la ecuación 54 la cual se muestra a continuación.

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ecuación 57})$$

$$f_r = 0.034 \frac{t}{cm^2}$$

Para determinar el módulo de sección para la fibra externa de la sección compuesta en la que el esfuerzo de tensión es causado por cargas aplicadas se determina mediante la ecuación 58.

$$S = \frac{b * t * a * u * m^2}{6} \quad (\text{Ecuación 58})$$

$$S = 6.667 * 10^3 \text{ cm}^3$$

- **Momento último de combinación de resistencia**

$$M_{ur} = 3.574 \text{ t} * m$$

- **Combinación del momento de resistencia**

$$1.33 * M_{ur} = 4.754 \text{ t} * m$$

Se calcula el momento crítico utilizando la ecuación 59, la cual se muestra a continuación.

$$M_{cr} = 1.1 * f_r * S \quad (\text{Ecuación 59})$$

$$M_{cr} = 2.466 \text{ t} * m$$

Una vez determinado el momento crítico se puede concluir que el momento último es menor que el momento crítico y con ello se utiliza 1f14mm@15cm.

- **Acero positivo (perpendicular al tráfico)**

Al igual que en el acero negativo se asume un acero inicial de 14 mm.

$$V_{As} = 14mm$$

$r_{min} = 5cm$ Recubrimiento mínimo obtenido en la tabla 5.10.1-1 de la AAHSTO LRFD 2020.

$\phi = 0.9$ Factor de reducción a flexión obtenido de la sección 5.5.4.2 de la AAHSTO LRFD 2020.

$b = 1.00 m$ Ancho de diseño del elemento

Para la determinación del eje de varilla se usa la ecuación 60, la cual se presenta a continuación.

$$r = r_{min} + \frac{V_{As}}{2} \quad (\text{Ecuación 60})$$

$$r = 5.7 cm$$

Para el peralte efectivo se usa la ecuación 61.

$$d = t_{asum} - r \quad (\text{Ecuación 61})$$

$$d = 14.3 cm$$

Para la determinación de la constante a de la ecuación del área de acero se realizará de la misma manera como se realizó en el acero negativo obteniendo un valor de:

$$a = 2.85 cm$$

Aplicando la ecuación 62 se obtiene el área de acero.

$$A_s = \frac{M_{ur}}{\phi * F_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (\text{Ecuación 62})$$

$$A_s = 7.91 cm^2$$

La separación de la varilla repartida en un metro de ancho perpendicular al tráfico se determina utilizando la ecuación 63.

$$Sep = \frac{A_{va_As}}{A_s} \quad (\text{Ecuación 63})$$

$$Sep = 21.396 \text{ cm}$$

Se asume una separación de 15 cm para el área de acero.

- **Verificación del factor de resistencia asumida para la flexión f en función de la variación de f con la deformación unitaria a tracción x_t .**

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 3.353 \text{ cm} \quad \text{Altura de la sección comprimida.}$$

Se aplica la ecuación de la sección 5.5.4.2-2 para determinar el factor de resistencia.

$$\phi = 0.65 + 0.15 - \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 1.14$$

Si el valor de la ecuación de la sección 5.5.4.2-2 es mayor a 0.9 se debe utilizar el valor de la sección.

- **Chequeo de límites para el acero de refuerzo máximo y mínimo.**

El área de acero máximo en la AAHSTO LRFD 2020 elimina el cálculo de este límite, es por lo cual no se realiza el cálculo.

En el caso del acero mínimo se debe calcular para que sea capaz de resistir el valor menor del M_{cr} y la combinación del momento ultimo.

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} = 0.034 \text{ t/cm}^2 \quad \text{Módulo de ruptura del concreto}$$

$$S = \frac{b * t_{asu}^2}{6} = 6.667 * 10^3 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo de sección para fibras externas de la sección compuesta en la que el esfuerzo de tensión es causado por cargas aplicadas.}$$

$$M_{ur} = 3.5 \text{ t} * \text{m}$$

$$1.33 * M_{ur} = 4.655 \text{ t} * \text{m}$$

$$M_{cr} = 1.1 * f_r * S = 2.466 \text{ t} * \text{m}$$

Si el momento último de la combinación de resistencia es mayor al momento crítico; el diseño es correcto, obteniendo como resultado 1 ϕ 14mm@15cm.

- **Acero de temperatura**

Para el acero de refuerzo se considera el capítulo 5 de la AASHTO LRFD 2020, sección 5.10.6 Refuerzo por contracción y temperatura empleando la ecuación 5.10.6-1 de la norma, la cual se muestra en la ecuación 64.

$$A_{S_{temp}} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h) * F_y} \quad (\text{Ecuación 64})$$

$$A_{S_{temp}} = 1.744 \text{ cm}^2$$

Si el área del acero de temperatura es mayor a 2.33 se opta por el valor en mención, caso contrario se utilizará el valor calculado.

Usando una varilla de 4 se obtiene una $Va_{As} = 9.5 \text{ mm}$, con el cual se determina el área de la varilla asumida aplicando la ecuación 61.

$$A_{Va_{As}} = \frac{3.14 * Va_{As}^2}{4} \quad (\text{Ecuación 65})$$

$$A_{Va_{As}} = 0.708 \text{ cm}^2$$

$$Sep = \frac{A_{Va_{As}}}{A_{S_{temp}}} \quad (\text{Ecuación 66})$$

$$Sep = 0.30m$$

Utilizaremos $1\phi 3/8" 0.30m$

- **Acero de distribución**

Para el acero de distribución se considera el capítulo 9 de la AASHTO LRFD 2020 de la sección 9.7.3.2 en la cual indica las siguientes ecuaciones.

$$P = \left(\frac{121}{\sqrt{S_A}} \right) \quad (\text{Ecuación 67})$$

$$P = 0.83$$

En el caso de que el valor de P sea menor a 0.67 se utiliza el valor de 0.67, con lo cual se selecciona un acero de 12mm.

$$Va_{As} = 12mm$$

$$A_{Va_{As}} = \frac{\pi * Va_{As}^2}{4} \quad (\text{Ecuación 68})$$

$$A_{Va_{As}} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{rep}} = porc * A_s \quad (\text{Ecuación 69})$$

$$A_{s_{rep}} = 4.818 \text{ cm}^2$$

$$Sep = \frac{A_{va_{As}}}{A_{s_{rep}}} \quad (\text{Ecuación 70})$$

$$Sep = 0.235m$$

Una vez determinados todos los parámetros necesarios para la determinación del acero de temperatura se utiliza 1 ϕ 12@0.15m.

5.8.2. Diseño de vigas

En el diseño de vigas se considera los siguientes materiales los cuales se detallan en la tabla 41.

Tabla 41

Definición de materiales.

Descripción	Simbología	Valor	Unidad
Esfuerzo cedente del acero estructural	Y	3500	kg/cm ²
Esfuerzo cedente del acero de refuerzo	Fy(rs)	4200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	Es	2000000	kg/cm ²
densidad del acero	wac	7850	kg/m ³
Resistencia a compresión del concreto	féc.	280	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón	Ec	219204,93	kg/m ²

Nota. Materiales por usar. Elaborado por: Los autores.

Para el predimensionamiento de las vigas se utilizará los requisitos mínimos dado por la geometría del puente, no se utilizará para el prediseño ni las cargas o solicitaciones, por lo cual lo primero que se calcula es la altura de la viga en base a la tabla 2.5.2.6.3-1 de la AASTO LRFD 2020.

Tabla 42*Peralte mínimo utilizado para superestructuras de peralte constante*

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		When variable depth members are used, values may be adjusted to account for changes in relative stiffness of positive and negative moment sections	
Material	Type	Simple Spans	Continuous Spans
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	T-Beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 165 \text{ mm}$	$0.027L \geq 165 \text{ mm}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
Steel	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
	Overall Depth of Composite I-Beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

Nota. Peralte mínimo. Fuente: AASHTO LRFD 2020

De la tabla 42 se utiliza la ecuación de $0.040 \cdot L$ dando como resultado una altura de 2.80 metros, pero este valor es utilizado para el prediseño. Para el diseño de las vigas se toma el momento más crítico calculado el cual es de del HL-93 que es de 557.54 T-m. con este momento se realiza el diseño.

5.8.2.1. Diseño de viga interior

Como se indica anterior mente para determinar la viga con la que se realiza el diseño se utiliza la siguiente ecuación.

$$M_n = \frac{M_{\max_cargaDise}}{0.9} = 4.48 * 10^3 \text{ kip} * \text{fit}$$

Con el momento calculado se revisa las tablas del AISC 360 05 para determinar una sección que soporte el momento crítico.

De la tabla 43 se determina la sección a usar.

Tabla N° 43

Carga uniforme total máxima

$F_y = 50$ ksi Table 3-6 Maximum Total Uniform Load, kips W Shapes  W44									
Shape		W44 $\times$							
Design		335		290		262		230 ^a	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Span, ft	17		2710						
	18	1800	2700	1510	2260	1360	2040		
	19	1700	2560	1480	2230	1330	2010		
	20	1620	2430	1410	2120	1270	1910	1090	1650
	21	1540	2310	1340	2010	1210	1810	1050	1570
	22	1470	2210	1280	1920	1150	1730	998	1500
	23	1410	2110	1220	1840	1100	1660	955	1430
	24	1350	2030	1170	1760	1060	1590	915	1370
	25	1290	1940	1130	1690	1010	1520	878	1320
	26	1240	1870	1080	1630	975	1470	844	1270
	27	1200	1800	1040	1570	939	1410	813	1220
	28	1150	1740	1010	1510	905	1360	784	1180
	29	1120	1680	970	1460	874	1310	757	1140
	30	1080	1620	938	1410	845	1270	732	1100
	32	1010	1520	879	1320	792	1190	686	1030
	34	951	1430	828	1240	746	1120	646	971
	36	898	1350	782	1180	704	1060	610	917
	38	851	1280	741	1110	667	1000	578	868
	40	808	1220	704	1060	634	953	549	825
	42	770	1160	670	1010	604	907	523	786
	44	735	1100	640	961	576	866	499	750
	46	703	1060	612	920	551	828	477	717
	48	674	1010	586	881	528	794	457	687
	50	647	972	563	846	507	762	439	660
	52	622	935	541	813	487	733	422	635
	54	599	900	521	783	469	706	407	611
	56	577	868	503	755	453	680	392	589
	58	558	838	485	729	437	657	379	569
	60	539	810	469	705	422	635	366	550
	62	522	784	454	682	409	615	354	532
	64	505	759	440	661	396	595	343	516
	66	490	736	426	641	384	577	333	500
	68	476	715	414	622	373	560	323	485
	70	462	694	402	604	362	544	314	471
	72	449	675	391	588	352	529	306	458
Beam Properties									
W_x/Ω_b	$\phi_b W_x$, kip-ft	32300	48600	28100	42300	25300	38100	22000	33000
M_x/Ω_b	$\phi_b M_x$, kip-ft	4040	6080	3520	5290	3170	4760	2740	4130
M_y/Ω_b	$\phi_b M_y$, kip-ft	2460	3700	2170	3260	1940	2910	1700	2550
BF/Ω_b	BF , kips	59.8	89.6	54.9	82.5	52.5	79.0	47.1	70.9
V_x/Ω_b	$\phi_v V_x$, kips	902	1350	755	1130	680	1020	547	823
Z_x , in. ³		1620		1410		1270		1100	
L_{px} , ft		12.3		12.3		12.3		12.1	
L_{rx} , ft		38.8		37.0		35.7		34.4	
ASD	LRFD	^a Shape does not meet the h/t_w limit for shear in Specification Section G2.1a with $F_y = 50$ ksi, $\Omega_b = 1.67$, $\phi_b = 0.90$. Note: For beams laterally unsupported, see Table 3-10. Available strength tabulated above heavy line is limited by available shear strength.							
$\Omega_b = 1.67$ $\Omega_v = 1.50$	$\phi_b = 0.90$ $\phi_v = 1.00$								

Nota. Viga I. Fuente: AISC 360 05.

Con el momento determinado de la tabla 3-6 del AISC se escoge una viga W44X335, la cual se usa para realizar el diseño.

Tabla 44

Propiedades geométricas

Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties

W44 – W40

Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
													J	C_w
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³	in.	in.	in. ⁴	in. ⁶
lb/ft														
335	4.50	38.0	31100	1410	17.8	1620	1200	150	3.49	236	4.24	42.3	74.7	535000

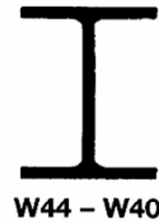


Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties

W44 – W40

Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
													J	C_w
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
lb/ft			in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in.	in.	in. ⁴	in. ⁶
335	4.50	38.0	31100	1410	17.8	1620	1200	150	3.49	236	4.24	42.3	74.7	535000



Nota. Propiedades de la viga W44X335. Fuente: AISC 360 05.

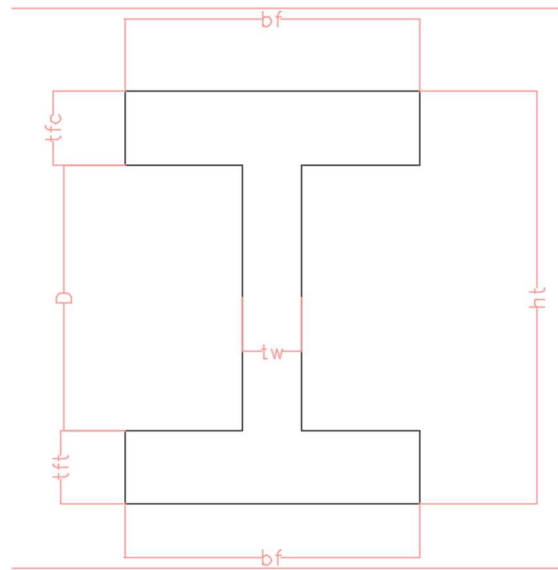
5.8.2.2. Diseño de vigas Interiores y Exteriores

- **Viga interior**

Para el diseño de las viga interiores y exteriores se propone una viga tipo W de W44X355, como se muestra en la figura 30.

Figura 30

Viga I



Nota. Geometría de la viga I. Elaborado por: Los autores.

En la tabla 45 se muestra las características geométricas de la viga.

Tabla 45

Geometría de la viga interior

Descripción	Simbología	valor	unidad
Ala Superior	t _{fc}	44.958	mm
	b _{fc}	44.958	mm
Alma	t _w	26.1162	mm
	D	1.028	mm
	h _t	1117.6	mm
Ala inferior	t _{ft}	406.4	mm
	b _{ft}	406.4	mm

Nota. Características de la viga I. Elaborado por: Los autores.

En la tabla 46 se muestran las propiedades geométricas de la viga interna.

Tabla 46*Propiedades geométricas de la viga interna.*

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Área bruta del perfil en acero	Ag	63438,59	
		601	mm ²
Eje neutro elástico (ENE) con respecto a PL1	Y1	559,00	mm
Inercia del perfil en acero en x	Ix	1,26E+11	mm ⁴
		50447487	
Inercia del perfil en acero en y	Iy	9,2	mm ⁴
Radio de giro del perfil en acero en x	rx	1408,53	mm
Radio de giro del perfil en acero en y	ry	89,17	mm
Modulo elástico con respecto al eje x, a la fibra más alejada de la placa 1, Sx1	Sx1	22515219	
		3,5	mm ³
Módulo elástico con respecto al eje x, a la fibra más alejada de la placa 2, Sx	Sx2	22515219	
		3,5	mm ³
Módulo elástico con respecto al eje y, Sy	Sy	2482651,	
		964	mm ³
Eje neutro plástico (ENP) con respecto a PL1	Yp1	559,00	mm
Módulo plástico del perfil en acero en x	Zx	26518501	
		,93	mm ³
Módulo plástico del perfil en acero en y	Zy	3888571,	
		306	mm ³
Constante torsional del perfil en acero	J	31024575	
		,94	mm ⁴
Constante torsional de alabeo	Cw	1,44774E	
		+14	mm ⁶
Coordenadas centro de cortante Xo	Xo	0	mm
Coordenada centro de cortante Yo	Yo	0,00	mm

Nota. Propiedades geométricas de la viga I. Elaborado por: Los autores.

- **Factor de distribución de carga viva**

Los factores de carga viva corresponden a un puente de losa de concreto y vigas de acero las cuales sirven para evitar la concentración de carga viva móvil en una sola viga.

Para la determinación de la Relación entre el módulo elástico del material de la losa y la viga AASHTO 4.6.2.2.1-2, 2020, la cual se muestra en la ecuación 71.

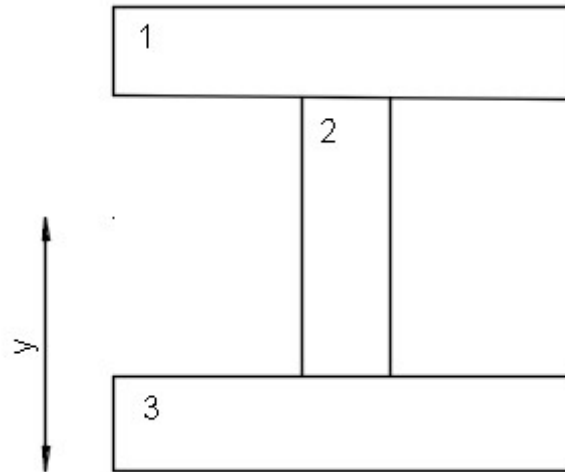
$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (\text{Ecuación 71})$$

$$n = 9.124$$

Para la determinación de la sección no compuesta se obtiene sus características mediante la tabla 44 y la demostración de la sección en la figura 31.

Figura 31

Sección no compuesta



Nota. Sección no compuesta. Elaborado por: Los autores.

Tabla 47

Propiedades de la sección

Elemento	b(mm)	h(mm)	A(mm ²)	y(mm)	A*y(mm ³)	d(mm)	Ix(mm ⁴)	Iy(mm ⁴)
1	406,40	44,96	18270,93	1095,52	20016188,82	536,52	5262452410,82	251470378,09
2	26,16	1028,08	26896,73	559,00	15035274,09	0,00	2369056924,37	1534122,99
3	406,40	44,96	18270,93	22,48	410712,26	536,52	118228566829,59	251470378,09
Σ			63438,596	Σ	35462175,2	Σ	1,2586E+11	5,0447E+08

Nota. Propiedades de la viga interior no compuesta. Elaborado por: Los autores.

Una vez realizada la tabla de las propiedades de la sección no compuesta se procede a la determinación del centro de gravedad de la viga el cual se determina usando la ecuación 72.

$$Y = \frac{\Sigma A*y}{\Sigma A} = 559 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 72})$$

Con la obtención del centro de gravedad se procede al cálculo de la rigidez usando la ecuación 73.

$$Y = \frac{\Sigma A*y}{\Sigma A} = 559 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 73})$$

Para la definición del Parámetro de rigidez longitudinal se aplica la ecuación de la AAHSTO 4.6.2.2.1-1, 2020, la cual se observa en la ecuación 75.

$$K_g = n(1 + A * e^2_g) = 1.399 * 10^{12} mm^4 \quad (Ecuacion\ 75)$$

Para la determinación del Factor de distribución de momento para un carril cargado se utiliza la ecuación de la AASHTO 4.6.2.2.2b-1, 2020, la cual se muestra en la ecuación 76.

$$DF_{M1} = 0.06 + \left(\frac{S}{4267}\right)^{0.4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} * \left(\frac{K_g}{L * t_s^3}\right)^{0.1} \quad (Ecuación\ 76)$$

$$DF_{M1} = 0.346$$

Para la determinación del Factor de distribución de corte para un carril cargado se utiliza la ecuación de la AASHTO 4.6.2.2.3a-1, la cual se muestra en la ecuación 77.

$$DF_{V1} = 0.36 + \frac{S}{7620} \quad (Ecuación\ 77)$$

$$DF_{V1} = 0.639$$

Para aplicar los factores de distribución de carga viva en los estados límites de resistencia y servicio, escogemos los más altos, para momento $DF_{M1} = 0.399$ y para corte $DF_{V1} = 0.639$. Estos valores se usarán para el estado de fatiga, debido al que el puente es de un solo carril.

- **Carga viva vehicular**

El momento máximo producido por la carga de camión 557.54 T-m y el momento de la carga de carril es de 634.43 T-m, los valores fueron obtenidos de la tabla 46. Aplicando el factor de impacto y de distribución de carga viva mediante la ecuación 78 se obtiene:

$$M_{LL+IM} = DF_{M1} * [(1 + IM) * M_{LL} + M_{carril}] = 475.80\ T - m \quad (Ecuación\ 78)$$

El cortante máximo es de 16.65 T y el cortante de la carga de carril es de 34.76 T, estos valores fueron obtenidos de la tabla 46. Aplicando el factor de impacto y de distribución de carga viva se obtiene mediante la ecuación 79 se tiene:

$$V_{LL+IM} = DF_{V2}[(1 + IM) * V_{LL} + V_{carril}] = 31.763\ T \quad (Ecuación\ 79)$$

El momento para la carga de fatiga se obtiene de la tabla 46, con un valor 523.79 T-m. Aplicando el factor de impacto, de distribución de carga y eliminando el factor de presencia múltiple, mediante la ecuación 80:

$$M_{fLL+I} = \frac{DF_{M1}[(1+IM)*M_{fLL}]}{MPF} = 173.44 T - m \quad (\text{Ecuación 80})$$

El cortante para la carga de fatiga se obtiene de la tabla 46, cuyo valor es 17.13 T. Aplicando el factor de impacto, de distribución de carga viva y eliminando el factor de presencia múltiple, mediante la ecuación 81:

$$V_{fLL+I} = \frac{DF_{V1}[(1+IM)*M_{fLL}]}{MPF} = 10.49 T \quad (\text{Ecuación 82})$$

- **Carga muerta**

Las cargas muertas que se consideran para el diseño son el peso propio de la losa, vigas, asfaltos y la carga generada por los obreros durante la construcción las cuales se calculan mediante las siguientes ecuaciones.

$$W_{losa} = t_s * \gamma_c * b = 0.78 \frac{T-m}{m} \quad (\text{Ecuación 83})$$

$$W_{viga} = A_v * \gamma_s = 0.49 \frac{T-m}{m} \quad (\text{Ecuación 84})$$

$$W_{obrerros} = 0.1 \frac{T-m}{m} \quad (\text{Ecuación 85})$$

La carga muerta total se obtiene mediante la aplicación de la ecuación 86 como se observa a continuación.

$$DC_1 = W_{losa} + W_{viga} + W_{obrerros} = 1.07 \frac{T-m}{m} \quad (\text{Ecuación 86})$$

Una carga uniformemente distribuida en un tramo simplemente apoyado se calcula el momento y cortante producido en la sección crítica respectivamente con las siguientes ecuaciones:

$$M_{DC1} = \frac{DC_1 * 35.79 m}{2} * (73 m - 35.79 m) = 717.81 T - m \quad (\text{Ecuación 87})$$

$$V_{DC} = \frac{DC_1 * 73 m}{2} = 39.35 T \quad (\text{Ecuación 88})$$

El peso de las barreras no interactúa con la viga interior ya que el área tributaria no considera la barrera. El peso del asfalto, momento y cortante del mismo se calcula de la siguiente manera:

$$W_{asfalto} = \gamma_{asf} * t_{asf} * b = 0.11 \frac{T-m}{m} \quad (\text{Ecuación 89})$$

$$DW = W_{asfalto} = 0.11 \frac{T \cdot m}{m} \quad (\text{Ecuación 90})$$

$$M_{DW} = \frac{DW \cdot 35.79 \text{ m}}{2} * (73 \text{ m} - 35.79 \text{ m}) = 74.58 T \cdot m \quad (\text{Ecuación 91})$$

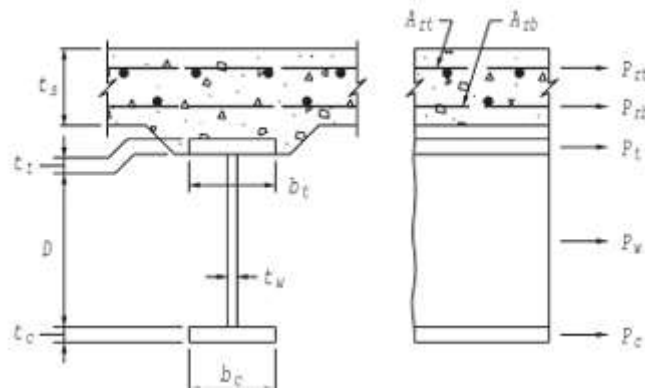
$$V_{DW} = \frac{DW \cdot 73 \text{ m}}{2} = 4.1 T \quad (\text{Ecuación 92})$$

- **Momento plástico de fluencia de la sección compuesta**
- **Momento plástico**

Se debe calcula las fuerzas plásticas como se muestra en la figura 32.

Figura 32

Esquema para determinación de momento plástico de una viga compuesta



Nota. Momento plástico. Fuente: AAHSTO LRFD D6.1-2.

Se calcula las fuerzas plásticas de los elementos como se muestra en la siguiente figura 33 aplicando las siguientes ecuaciones.

Fuerza plástica en la losa AASHTOD6.1-1, 2020

$$P_s = 0.85 * f'_c * b_s * t_s \quad (\text{Ecuación 93})$$

$$P_s = 1.01 * 10^3 T$$

Fuerza plástica en el ala a compresión AASHTO D6.1-1, 2020

$$P_c = F_{yc} * b_c * t_c \quad (\text{Ecuación 94})$$

$$P_c = 639.48 T$$

Fuerza plástica en el alma AASHTO D6.1-1, 2020

$$P_w = F_{yw} * D * t_w \quad (\text{Ecuación 95})$$

$$P_w = 941.02 * 10^3 T$$

Fuerza plástica en el ala a compresión AASHTO D6.1-1, 2020

$$P_t = F_{yt} * b_t * t_t = 639.48 \quad (\text{Ecuación 96})$$

Caso 2 Condición para eje neutro en el ala superior (AASHTO D6.1-1)

$$P_t + P_w + P_c \geq P_s \quad \text{Ok}$$

Ubicación del eje neutro en el ala superior AASHTO D6.1-1, 2020

$$Y = \left(\frac{t_c}{2} \right) \left(\frac{P_w + P_t - P_s}{P_c} + 1 \right) = 4.548 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 97})$$

Momento plástico cuando el eje neutro está en el alma AASHTO D6.1-1, 2020

$$M_p = \frac{P_c}{2t_c} * [Y^2 + (t_c - Y)^2] + (P_s d_s + P_w d_w + P_t d_t) = 1.34 * 10^3 \text{ T-m} \quad (\text{Ecuación 98})$$

- **Momento de fluencia**

Es obligatorio calcular los momentos MD_1 y MD_2 , también los modulos de sección superior e inferior de la sección no compuesta, compuesta a corto plazo y a largo plazo

$$MD_1 = 1.25 * M_{DC1} = 897.26 \text{ T-m} \quad (\text{Ecuación 99})$$

$$MD_2 = 1.5 * M_{DW} = 111.87 \text{ T-m} \quad (\text{Ecuación 100})$$

De la figura 32 (propiedades de la viga interior como sección no compuesta) se calcula los módulos de sección necesaria de la sección no compuesta como se observa a continuación:

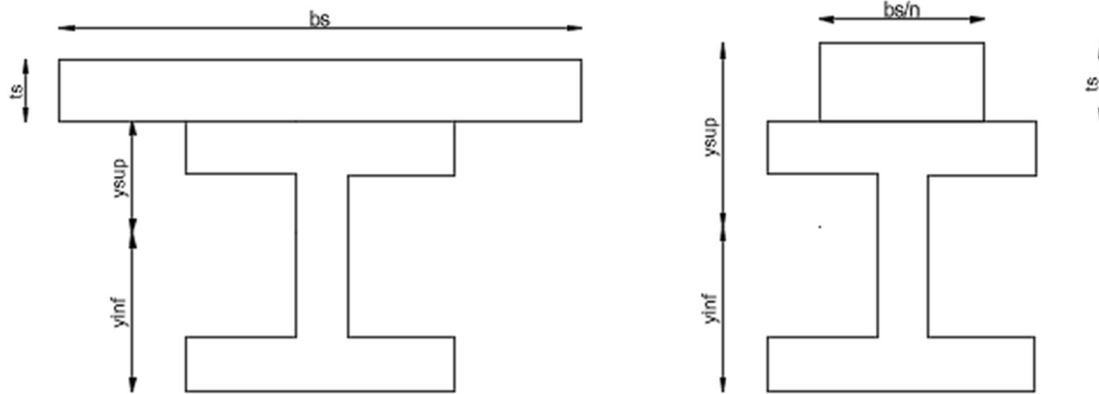
$$S_{NCsup} = \frac{\sum I_x}{D-Y} = 2.69 * 10^8 \text{ mm}^3 \quad (\text{Ecuación 101})$$

$$S_{NCinf} = \frac{\sum I_x}{Y} = 2.25 * 10^8 \text{ mm}^3 \quad (\text{Ecuación 102})$$

Las propiedades de la sección compuesta a largo plazo y corto plazo se observan en la figura 33.

Figura 33

Sección compuesta a largo y corto plazo



Nota. Geometría de la viga interior como sección compuesta a corto plazo. Elaborado por: Los autores.

Tabla 48

Propiedades de la viga interior como sección compuesta a corto plazo

Elemento	b(mm)	h(mm)	A(mm ²)	y(mm)	A*y(mm ²)	d(mm)	Ix(mm ⁴)
Losa	1000	200	7306,73681	1128,084	8242612,89	510,307727	2,14716E+12
Viga			63438,596	559	35462175,2	58,7762732	12619158164
		Σ	70745,3328	Σ	43704788,1	Σ	2,15978E+12

Nota. Propiedades de la viga interior como sección compuesta a corto plazo. Elaborado por: Los autores.

Determinación del centro de gravedad de la viga interior.

$$Y = \frac{\sum A*y}{\sum A} = 617.74 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 103})$$

De la figura 34 (propiedades de la viga interior como sección compuesta a corto plazo) se calcula los módulos de sección necesaria de la sección no compuesta como se observa en las siguientes ecuaciones:

$$S_{LTsup} = \frac{\sum I_x}{(D+t_s)-Y} = 3.54 * 10^9 \text{ m}^3 \quad (\text{Ecuación 104})$$

$$S_{LTinf} = \frac{\sum I_x}{Y} = 3.49 * 10^9 \text{ m}^3 \quad (\text{Ecuación 105})$$

El momento de fluencia en una sección compuesta en flexión positiva debe realizarse, la suma de los momentos aplicados a una sección compuesta, compuesta a corto y a largo plazo.

Aplicando la ecuación de Momento aplicado a la sección compuesta a corto plazo que produce la fluencia usamos la de la AASHTO D6.2.2-1, 2020, la cual se muestra en la ecuación 106.

$$M_{AD} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) * S_{ST} = 1.51 * 10^5 T - m \quad (\text{Ecuación 106})$$

Para la determinación del Momento aplicado a la sección compuesta a corto plazo que produce la fluencia cual se obtiene utilizando la ecuación de la AASHTO D6.2.2-1, 2020, la cual se muestra en la ecuación 107.

$$M_{AD2} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) * S_{ST} = 1.098 * 10^5 T - m \quad (\text{Ecuación 107})$$

De los momentos calculados previamente se elige el menor momento entre M_{AD1} y M_{AD2} para utilizar en la obtención del momento de fluencia de la sección compuesta el cual se determina según la ecuación 118.

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.109 * 10^5 T - m \quad (\text{Ecuación 108})$$

- **Estado límite de resistencia**
- **Sección compuesta completa**

El eje neutro plástico de la sección plástica no está en el alma, $D_{cp} = 0 \text{ mm}$.

Para la determinación de la relación del límite del alma para una sección compuesta compacta se calcula utilizando la ecuación de la AASHTO LRFD 2020 6.10.6.2.2-1, la cual se observa en la ecuación 109.

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{Ecuación 109})$$

$0 < 89.88$ La sección es compuesta

- **Resistencia a la flexión nominal de sección compuesta**

La resistencia a la flexión se obtiene utilizando la ecuación 6.10.7.1.2 de la AASHTO LRFD 2020, la cual se observa en las siguientes ecuaciones.

$$D_p = Y + t_s = 0.242 \text{ m} \quad (\text{Ecuación 110})$$

$$D_t = h_t + t_s = 1.32 \text{ m} \quad (\text{Ecuación 111})$$

$$\frac{D_p}{D_t} = 0.184 \quad (\text{Ecuación 112})$$

$$M_n = M_p = 1.34 * 10^3 T - m \quad (\text{Ecuación 113})$$

- **Requerimiento de ductilidad**

Las secciones compactas deben cumplir con la ecuación de Requerimiento de ductilidad de la AASHTO 6.10.7.3-1, 2020, para proteger la losa de hormigón de aplastamiento prematuro

$$\frac{D_p}{D_t} = 0.184 \leq 0.42 \quad \text{Ok} \quad (\text{Ecuación 114})$$

- **Resistencia al corte nominal de almas no rigidizadas**

La resistencia nominal a corte de almas no rigidizadas es la resistencia a fluencia o pandeo por corte la cual se obtiene mediante la aplicación de las siguientes ecuaciones.

Para la determinación del coeficiente C se lo realiza aplicando la ecuación de la AASHTO 6.10.9.3.2, 2020.

$$\frac{D}{t_w} = 39.282 \quad (\text{Ecuación 115})$$

$$1.12 \sqrt{\frac{E * K}{F_{yw}}} = 59.876 \quad (\text{Ecuación 116})$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E * K}{F_{yw}}} = 74.83 \quad (\text{Ecuación 117})$$

$$C = \frac{1.57 * t_w^2}{D} * \frac{E * K}{F_{yw}} = 1 \quad (\text{Ecuación 118})$$

Con el cálculo del coeficiente C se procede a determinar la fuerza plástica de corte, utilizando la ecuación de la AASHTO 6.10.9.2-1, 2020, la cual se observa en la ecuación 119.

$$V_p = 0.58 F_{yw} * D * t_w = 5.46 * 10^4 T \quad (\text{Ecuación 119})$$

$$V_n = V_{cr} = C * V_p = 5.45 * 10^4 T \quad (\text{Ecuación 120})$$

- **Estado límite de resistencia I**

El momento último para el estado límite de resistencia I se muestra a continuación

$$M_u = 1.25 * M_{DC} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * M_{LL+I} = 1.842 * 10^3 T - m \quad (\text{Ecuación 121})$$

Como es un puente recto, el término $fl = 0$

$$M_u < 1 * M_n \text{ Ok}$$

Mediante la ecuación 122 se determina la Condición de flexión en el estado límite resistencia para secciones compuestas en Flexión positiva (AASHTO 6.10.7.1.1-1)

$$Relacion = \frac{M_u}{M_n} * 100 = 1.28\% \quad (\text{Ecuación 122})$$

El cortante ultimo para el estado límite de resistencia I se muestra a continuación

$$V_u = 1.25 * V_{DC1} + 1.5V_{DW} + 1.75V_{LL+IM} = 110.90 \text{ T} \quad (\text{Ecuación 123})$$

Como es un puente recto, el término $fl = 0$

$$V_u < 1 * V_n \text{ Ok}$$

Se utiliza la ecuación 124 para la Condición de corte en el estado límite resistencia (AASHTO 6.10.9.1-1), la cual se observa a continuación.

$$Relacion = \frac{V_u}{V_n} * 100 = 0.2\% \quad (\text{Ecuación 124})$$

- **Constructibilidad**

Se debe tener cuidado con la construcción de los elementos de acero en la superestructura durante la construcción.

- **Resistencia al pandeo local del ala a compresión**

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = 4.52 \quad (\text{Ecuación 125})$$

Para el cálculo de la Relación ancho-espesor para el ala a compresión utilizamos la ecuación de la AASHTO 6.10.8.2.2-4, 2020

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 9.08 \quad (\text{Ecuación 126})$$

Para el cálculo de la Relación límite espesor-ancho para un ala compacta se aplica la ecuación de la AASHTO 6.10.8.2.2-4, 2020

$$a_{wc} = \frac{2D_c * t_w}{b_{fc} * t_{fc}} = 1.213 \quad (\text{Ecuación 127})$$

Para determinar la Proporción de dos veces el área del alma al área del ala en compresión se usa la ecuación de la AASHTO 6.10.1.10.2, 2020

$$6 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5}{a_{wc}}\right) \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Ecuación 128})$$

$$109.96 \leq \lambda_{rw} = 172.60 \leq 136.26$$

Tomamos el menor valor:

$$\lambda_{rw} = 109.96$$

Ecuación 129. Límite de esbeltez para un alma no compacta AASHTO 6.10.1.10.2, 2020

$$\frac{2D_c}{t_w} = 32.39 \quad (\text{Ecuación 129})$$

Ecuación 130 Factor de pérdida de carga en el alma (AASHTO 6.10.1.10.2)

Como $\frac{2D_c}{t_w}$ es mayor que λ_{rw} se procede a ocupar la siguiente formula

$$R_b = 1 - \frac{a_{wc}}{1200 + 300 * a_{wc}} = 1 \quad (\text{Ecuación 131})$$

Ecuación 132 Factor de pérdida de carga en el alma (AASHTO 6.10.1.10.2)

$$\lambda_f < \lambda_{pf} \quad \text{Ok} \quad (\text{Ecuación 132})$$

Ecuación 133. Resistencia al pandeo local (AASHTO 6.10.8.2.2, 2020)

$$F_{nc(FLB)} = R_b * R_h * F_y = 3.5 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 133})$$

- **Resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión**

En longitudes no arriostrada donde los miembros tienen forma prismática la resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión debe tomarse como:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{1}{3} * \frac{D_c * t_w}{b_{fc} * t_{fc}}\right)}} = 106.99 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 134})$$

Ecuación 134. Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional AASHTO 6.10.8.2.3-9, 2020

$$L_p = r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 2.56 * 10^3 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 135})$$

Ecuación 136. Límite de longitud no arriostrada para alcanzar la resistencia a flexión de $R_b * R_h * F_{yc}$ AASHTO 6.10.8.2.3-4, 2020

$$F_{yr} = 0.7 * F_y = 2.45 * 10^4 \frac{T}{m^2}$$

$$L_r = \pi * r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} = 9.60 * 10^3 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 136})$$

Ecuación 137. Límite de longitud no arriostrada para alcanzar el inicio de la fluencia nominal AASHTO 6.10.8.2.3, 2020

$$L_b = 9000 \text{ mm}$$

$$L_p < L_b \leq L_r \quad \text{OK}$$

$$F_{nc(LTB)} = C_b \left[1 - \left(\frac{F_{yr}}{R_h * F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] * R_b * R_h * F_{yc} = 2.475 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 137})$$

$$F_{nc(LTB)} \leq F_{nc(FLB)} \quad \text{OK}$$

Ecuación 138. Resistencia al pandeo lateral-torsional AASHTO 6.10.8.2.3, 2020

$$F_{cr} = \frac{C_b * R_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} = 2.79 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 138})$$

$$F_{cr} < F_y \quad \text{OK}$$

Resistencia a flexión del ala a tensión

Se verifica el momento de fluencia a tensión y compresión de la sección no compuesta

$$M_{yc} = S_{NCsup} * F_y = 9.40 * 10^3 \text{ T} - \text{m}$$

$$M_{yt} = S_{NCinf} * F_y = 7.88 * 10^3 \text{ T} - \text{m}$$

El momento de fluencia a tensión es menor que el de compresión es necesario revisara la fluencia del ala a tensión

$$F_{nt} = R_h * F_y = 3.5 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 139})$$

$$F_{nt} < F_y \quad \text{OK}$$

Ecuación 139. Resistencia nominal a flexión del ala a tensión AASHTO 6.10.8.3-1, 2020

- Resistencia a flexión del alma
- Resistencia al pandeo flexural del alma

La resistencia nominal a pandeo flexura del alma debe tomarse como:

$$K = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2} = 52.94 \quad (\text{Ecuación 140})$$

Ecuación 141. Coeficiente del pandeo flexural AASHTO 6.10.1.9.1-2, 2020

$$F_{crw} = \frac{0.9 * E * K}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} = 7.42 * 10^5 \frac{T}{m^2}$$

$$\frac{F_y}{0.7} = 5 * 10^3 \frac{T}{m^2}$$

Ecuación 142. Resistencia nominal al pandeo flexural del alma AASHTO 6.10.1.9.1-1

$$F_{crw} = \min\left(F_y, \frac{F_y}{0.7}\right) = 3.5 * 10^4 \frac{T}{m^2}$$

- Estado límite de resistencia

$$M_u = 1.25 * M_{DC1} = 897.26 T - m$$

El esfuerzo producto del momento último es

$$f_{bu} = \frac{M_u}{S_{NCsup}} = 3.34 * 10^3 T - m \quad (\text{Ecuación 142})$$

Condición de flexión en el estado límite resistencia para secciones no Compuestas AASHTO 6.10.7.1.1-1.

En alas a compresión se tiene:

$$F_{nc} = \min(F_{nc(LTB)}, F_{nc(FLB)}) = 2.475 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 143})$$

Condición de flexión en el estado límite resistencia para secciones no Compuestas

AASHTO 6.10.7.1.1-1

El caso del ala a compresión

$$f_{bu} < 1 * F_{nc(LTB)} \quad \text{OK}$$

$$Relacion = \frac{f_{bu}}{F_{nc}} * 100 = 13.15\% \quad (\text{Ecuación 144})$$

En el caso del alma se tiene:

$$f_{bu} < 1 * F_y \quad \text{OK}$$

$$Relacion = \frac{f_{bu}}{F_y} * 100 = 9.54\% \quad (\text{Ecuación 145})$$

Estado límite de servicio II

El esfuerzo último para el estado límite de servicio II es el siguiente:

$$f_f = \frac{M_{DC1}}{S_{NC}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{LTC}} + \frac{1.3M_{LL+IM}}{S_{STC}} = 2.821 * 10^3 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 146})$$

$$0.95 * R_h * F_y = 3.325 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 147})$$

$$f_f < 0.95 * R_h * F_y \quad \text{OK}$$

Límite de esfuerzo en el ala superior AASHTO 6.10.4.2.2-1

$$Relacion = \frac{f_f}{0.95 * R_h * F_y} * 100 = 8.48\% \quad (\text{Ecuación 148})$$

Como es un puente recto, el término $fl = 0$

$$f_f = \frac{M_{DC1}}{S_{NC}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{LTC}} + \frac{1.3M_{LL+I}}{S_{STC}} = 3.39 * 10^3 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 149})$$

$$0.95 * R_h * F_y = 3.325 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 150})$$

$$f_f < 0.95 * R_h * F_y \quad \text{OK}$$

Límite de esfuerzo en el ala superior AASHTO 6.10.4.2.2-1

$$Relacion = \frac{f_f}{0.95 * R_h * F_y} * 100 = 10.19\% \quad (\text{Ecuación 151})$$

- Estado límite de fatiga I

Se utiliza el módulo de sección a corto plazo superior el esfuerzo último para el estado límite de fatiga I es el siguiente:

$$\gamma(\Delta f) = \frac{1.75 * M_{fLL+IM}}{S_{st}} = 63.46 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 152})$$

Comprobando con el esfuerzo límite mínimo para la sección superior $7.031 * 10^3 \frac{T}{m^2}$

$$\gamma(\Delta f) < 7.031 * 10^3 \frac{T}{m^2} \quad \text{OK}$$

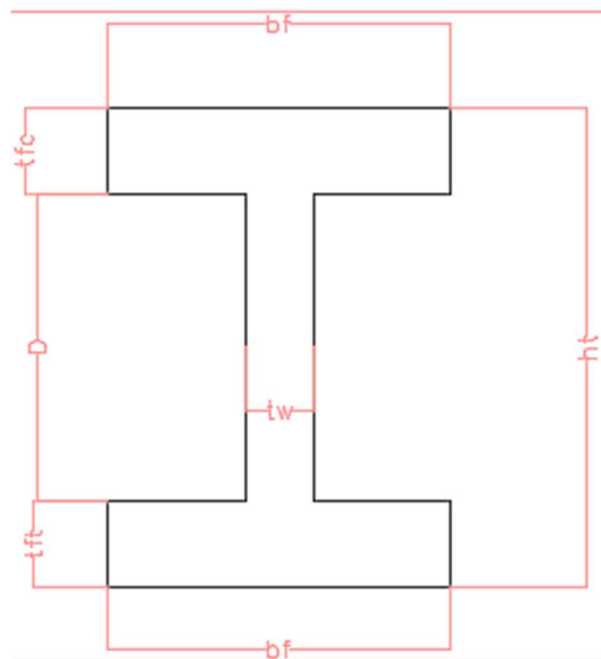
$$Relacion = \frac{\gamma(\Delta f)}{7.031 * 10^3 \frac{T}{m^2}} * 100 = 0.09\% \quad (\text{Ecuación 153})$$

5.8.2.3. Vigas exteriores

La sección propuesta es una viga tipo W44X355, como se muestra en la siguiente figura 34.

Figura 34

Sección de la viga I



Nota. Viga I . Elaborado por: Los autores.

Tabla 49*Geometría de la sección I*

Descripción	Simbología	valor	unidad
Ala Superior	tac	30	mm
	bfc	406.40	mm
	tw	26.16	mm
Alma	D	1028.08	mm
	ht	1117.6	mm
Ala inferior	tft	44.96	mm
	bft	406.40	mm

Nota. Dimensiones de la sección I . Elaborado por: Los autores.

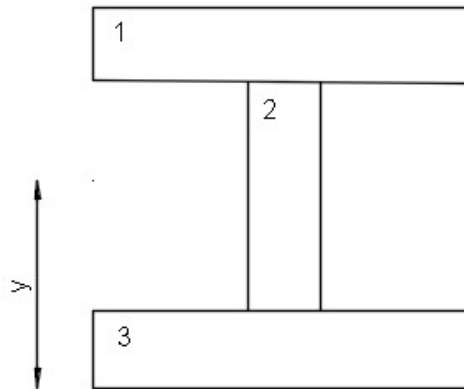
Tabla 50*Propiedades geométricas de la viga externa*

Descripción	Simbología	Valor	Unidad
Área bruta del perfil en acero	Ag	63438,60	mm ²
Eje neutro elástico (ENE) con respecto a PL1	Y1	559,00	mm
Inercia del perfil en acero en x	Ix	125860076164,79	mm ⁴
Inercia del perfil en acero en y	Iy	504474879,17	mm ⁴
Radio de giro del perfil en acero en x	rx	1408,53	mm
Radio de giro del perfil en acero en y	ry	89,17	mm
Módulo elástico con respecto al eje x, a la fibra más alejada de la placa 1, Sx1	Sx1	225152193,50	mm ³
Módulo elástico con respecto al eje x, a la fibra más alejada de la placa 2, Sx	Sx2	225152193,50	mm ³
Módulo elástico con respecto al eje y, Sy	Sy	2482651,96	mm ³
Eje neutro plástico (ENP) con respecto a PL1	Yp1	559,00	mm
Módulo plástico del perfil en acero en x	Zx	26518501,93	mm ³
Módulo plástico del perfil en acero en y	Zy	3888571,31	mm ³
Constante torsional del perfil en acero	J	31024575,94	mm ⁴
Constante torsional de alabeo	Cw	144773902454,132,00	mm ⁶
Coordenadas centro de cortante Xo	Xo	0,00	mm
Coordenada centro de cortante Yo	Yo	0,00	mm

Nota. Propiedades geométricas de la viga externa. Elaborado por: Los autores.

Figura 35

Sección no compuesta



Nota. Sección de la viga interna. Elaborado por: Los autores.

Tabla 51

Propiedades de la viga interior como sección no compuesta

Elemento	b(mm)	h(mm)	A(mm ²)	y(mm)	A*y(mm ³)	d(mm)	Ix(mm ⁴)	Iy(mm ⁴)
1	406,40	44,96	18270,93	1095,52	20016188,82	536,52	5262452410,82	251470378,09
2	26,16	1028,08	26896,73	559,00	15035274,09	0,00	2369056924,37	1534122,99
3	406,40	44,96	18270,93	22,48	410712,26	536,52	118228566829,59	251470378,09
		Σ	63438,596	Σ	35462175,2	Σ	1,2586E+11	5,0447E+08

Nota. Sección de la viga interna. Elaborado por: Los autores.

Determinación del centro de gravedad de la sección no compuesta.

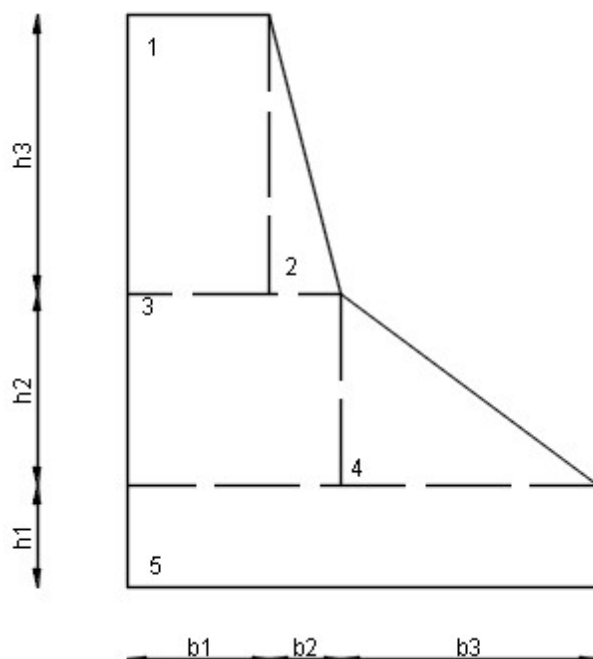
$$Y = \frac{\Sigma A*y}{\Sigma A} = 1.298 * 10^3 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 154})$$

Una vez obtenido el centro de gravedad de la viga, se procede a calcular el parámetro de rigidez.

- **Propiedades de la barrera**

Figura 36

Sección de la barrera



Nota. Sección de la barrera. Elaborado por: Los autores.

Tabla 52

Dimensiones de la barrera

Descripción		Símbolo	Valor	Unidad
Altura de barrera		h1	90	mm
		h2	255	mm
		h3	465	mm
Base de barrera		b1	150	mm
		b2	47	mm
		b3	203	mm

Nota. Geometría de la barrera. Elaborado por: Los autores.

Tabla 53*Propiedades de la barrera*

Elemento	b(mm)	h(mm)	A(mm ²)	X(mm)	A*X(mm ²)
1	150	465	69750	75	5231250
2	47	465	10927,5	165,67	1810322,5
3	197	255	50235	98,5	4948147,5
4	203	255	25882,5	264,67	6850235
5	400	90	36000	200	7200000
		Σ	192795	Σ	26039955

Nota. Propiedades de la barrera. Elaborado por: Los autores.

Determinación del centro de gravedad de la barrera

$$X = \frac{\sum A*x}{\sum A} = 135.1 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 155})$$

- **Factor de distribución de carga viva para vigas exteriores**

Estos factores corresponden a un puente de losa de concreto y vigas de acero, y sirven para evitar concentrar la carga viva móvil en una sola viga.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.124 \quad (\text{Ecuación 156})$$

Ecuación 166. Relación entre el módulo elástico del material de la losa y la viga AASHTO

4.6.2.2.1-2, 2020

Figura 37

Factor de distribución de carga viva para cortante en vigas exteriores 4.6.2.2.3b-1

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Beams	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e \, g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{10}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			Lever Rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	Lever Rule	$g = e \, g_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{12.5}$	$-2.0 \leq d_e \leq 5.0$
		or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1		
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e \, g_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{10}$	$0 \leq d_e \leq 4.5$
			Lever Rule	$S > 18.0$

Nota. Factor de distribución de carga viva. Fuente: AAHSTO LRFD 2020.

Ecuación 157 Factor de distribución de carga viva para cortante en vigas exteriores 4.6.2.2.3b-1

$$DF_{V1} = \frac{0.5 \cdot b_2 + 0.5 \cdot (1800 \text{ mm} + b_2)}{S} * 1.2 = 0.822 \quad (\text{Ecuación 157})$$

Figura 38

Factor de distribución especial de momento en vigas exteriores AASHTO C4.6.2.2.2d-1

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	$g = \frac{W_e}{14}$	$g = \frac{W_e}{14}$	$W_e \leq S$
		or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1		
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{28.5}$	$0 \leq d_e \leq 4.5$ $6.0 < S \leq 18.0$
			Use Lever Rule	$S > 18.0$

Nota. Factor de distribución especial del momento en vigas exteriores. Fuente:

AAHSTO LRFD 2020.

Ecuación 158 Factor de distribución especial de momento en vigas exteriores AASHTO C4.6.2.2.2d-1

$$DF_{M1} = \frac{N_L}{N_v} + \frac{X_{ext} * S}{2 * X_{ext}^2 + 2 * X^2} = 0.822 \quad (\text{Ecuación 158})$$

Para aplicar los factores de distribución de carga viva en los estados límites de resistencia y servicio, se escoge los más altos, para momento $DF_{M1} = 0.822$ y para corte $DF_{V1} = 0.692$. Estos valores se usan para el estado de fatiga, debido a que el puente es de un solo carril.

- **Carga viva vehicular**

El momento máximo producido por la carga de camión 557.54 T-m y el momento de la carga de carril es de 634.43 T-m, los valores fueron obtenidos de la tabla 38. Se utiliza el factor de impacto y de distribución de carga viva, se obtiene:

$$M_{LL+IM} = DF_{M1} * [(1 + IM) * M_{LL} + M_{carril}] = 1.131 * 10^3 T - m \quad (\text{Ecuación 159})$$

El cortante máximo es de 16.65 T y el cortante de la carga de carril es de 34.76 T, estos valores fueron obtenidos de la tabla 38. Se utiliza el factor de impacto y de distribución de carga viva se tiene:

$$V_{LL+IM} = DF_{V2}[(1 + IM) * V_{LL} + V_{carril}] = 34.393 T \quad (\text{Ecuación 160})$$

El momento para la carga de fatiga se obtiene de la tabla 46, con un valor 523.79 T-m. Se utiliza el factor de impacto, de distribución de carga y eliminando el factor de presencia múltiple, se obtiene.

$$M_{fLL+IM} = \frac{DF_{M1}[(1+IM)*M_{fLL}]}{MPF} = 412.25 T - m \quad (\text{Ecuación 161})$$

El cortante para la carga de fatiga se obtiene de la tabla 46, cuyo valor es 17.13 T. Se utiliza el factor de impacto, de distribución de carga viva y eliminando el factor de presencia múltiple, se obtiene:

$$V_{fLL+IM} = \frac{DF_{V1}[(1+IM)*M_{fLL}]}{MPF} = 11.36 T \quad (\text{Ecuación 162})$$

- **Carga muerta**

Las cargas que se considerarán serán el peso propio de la losa, vigas, asfaltos y la carga generada por los obreros durante la construcción.

$$W_{losa} = t_s * \gamma_c * b = 0.48 \frac{T-m}{m} \quad (\text{Ecuación 163})$$

$$W_{viga} = A_v * \gamma_s = 0.785 \frac{T-m}{m} \quad (\text{Ecuación 164})$$

$$W_{obrerros} = 0.1 \frac{T-m}{m} \quad (\text{Ecuación 165})$$

$$DC_1 = W_{losa} + W_{viga} + W_{obrerros} = 1.078 \frac{T-m}{m} \quad (\text{Ecuación 166})$$

Una carga uniformemente distribuida en un tramo simplemente apoyado se calcula el momento y cortante producido en la sección crítica respectivamente como se muestra a continuación:

$$M_{DC1} = \frac{DC_1 * 35.79 m}{2} * (73 m - 35.79 m) = 717.81 T - m \quad (\text{Ecuación 167})$$

$$V_{DC1} = \frac{DC_1 * 73 m}{2} = 39.35 T \quad (\text{Ecuación 168})$$

El componente DC_2 de la viga exterior se calcula de la siguiente manera

$$W_{barrera} = \gamma_c * A_{barrera} = 0.46 \frac{T}{m} \quad (\text{Ecuación 169})$$

$$DC_2 = W_{barrera} = 0.46 \frac{T}{m} \quad (\text{Ecuación 170})$$

$$M_{DC} = \frac{DC_2 * 35.79 m}{2} * (73 m - 35.79 m) = 308.10 T - m \quad (\text{Ecuación 171})$$

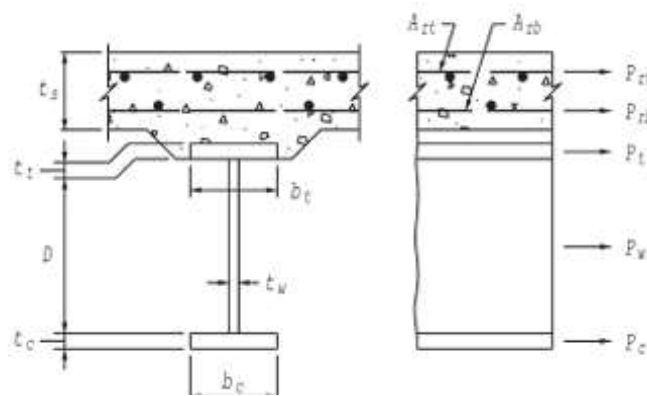
$$V_{DC2} = \frac{DC_2 * 73 m}{2} = 16.89 T \quad (\text{Ecuación 172})$$

- **Momento plástico**

Se calcula las fuerzas plásticas como se muestra en la figura 40 de la siguiente forma:

Figura 39

Esquema de fuerzas para el cálculo del momento plástico de una viga compuesta AASHTO D6.1-2, 2020



Nota. Esquemas de fuerzas. Fuente: AASHTO LRFD 2020.

Ecuación 173. Fuerza plástica en la losa AASHTO D6.1-1, 2020

$$P_s = 0.85 * f'_c * b_s * t_s = 981.75 T \quad (\text{Ecuación 173})$$

Ecuación 174. Fuerza plástica en el ala a compresión AASHTO D6.1-1, 2020

$$P_c = F_{yc} * b_c * t_c = 639.48 T \quad (\text{Ecuación 174})$$

Ecuación 175. Fuerza plástica en el alma AASHTO D6.1-1, 2020

$$P_w = F_{yw} * D * t_w = 941.02 T \quad (\text{Ecuación 175})$$

Ecuación 176. Fuerza plástica en el ala a compresión AASHTO D6.1-1, 2020

$$P_t = F_{yt} * b_t * t_t = 639.48 T \quad (\text{Ecuación 176})$$

Ecuación 176 Caso 2 Condición para eje neutro en el alma (AASHTO D6.1-1)

$$P_t + P_w \geq P_c + P_s \quad \text{Ok}$$

Ecuación 177. Ubicación del eje neutro en el alma AASHTO D6.1-1, 2020

$$Y = \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{P_c - P_s - P_t}{P_w} + 1\right) = 4.35 \text{ cm} \quad (\text{Ecuación 177})$$

Ecuación 178 Momento plástico cuando el eje neutro está en el alma (AASHTO D6.1-1)

$$M_p = \frac{P_w}{2D} [Y^2 + (D - Y)^2] + (P_s d_s + P_c d_c + P_t d_t) = 1.339 * 10^3 \text{ T-m} \quad (\text{Ecuación 178})$$

- **Momento de fluencia**

Es obligatorio calcular los momentos MD_1 y MD_2 , también los modulos de sección superior e inferior de la sección no compuesta, compuesta a corto plazo y a largo plazo

$$MD_1 = 1.25 * M_{DC1} = 897.26 \text{ T-m} \quad (\text{Ecuación 179})$$

$$MD_2 = 1.25 * M_{DC2} + 1.5 * M_{DW} = 496.99 \text{ T-m} \quad (\text{Ecuación 180})$$

De la figura 36 (propiedades de la viga exterior como sección no compuesta) se calcúlalos módulos de sección necesaria de la sección no compuesta como sigue:

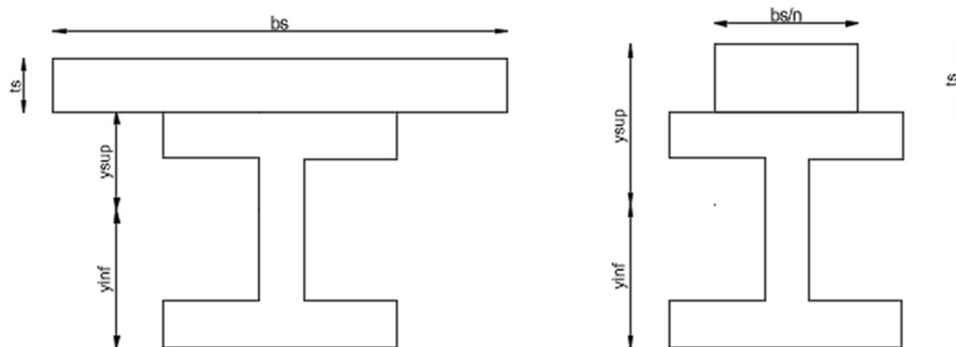
$$S_{NCsup} = \frac{\Sigma I_x}{D-Y} = 2.69 * 10^8 \text{ mm}^3 \quad (\text{Ecuación 181})$$

$$S_{NCinf} = \frac{\Sigma I_x}{Y} = 2.25 * 10^8 \text{ mm}^3 \quad (\text{Ecuación 182})$$

Las propiedades de la sección compuesta a largo plazo y corto plazo son las siguientes:

Figura 40

Sección compuesta a largo plazo



Nota. Sección compuesta a largo plazo. Elaborado por: Los autores.

Tabla 54*Propiedades de la viga interior como sección compuesta a largo plazo 4*

Elemento	b(mm)	h(mm)	A(mm ²)	y(mm)	A*y(mm ²)	d(mm)	Ix(mm ⁴)
Losa	1000	200	7306,73681	1128,084	8242612,89	510,307727	2,14716E+12
Viga			63438,596	559	35462175,2	58,7762732	12619158164
		Σ	70745,3328	Σ	43704788,1	Σ	2,15978E+12

Nota. Propiedades de la viga interna sección compuesta a largo plazo. Elaborado por:

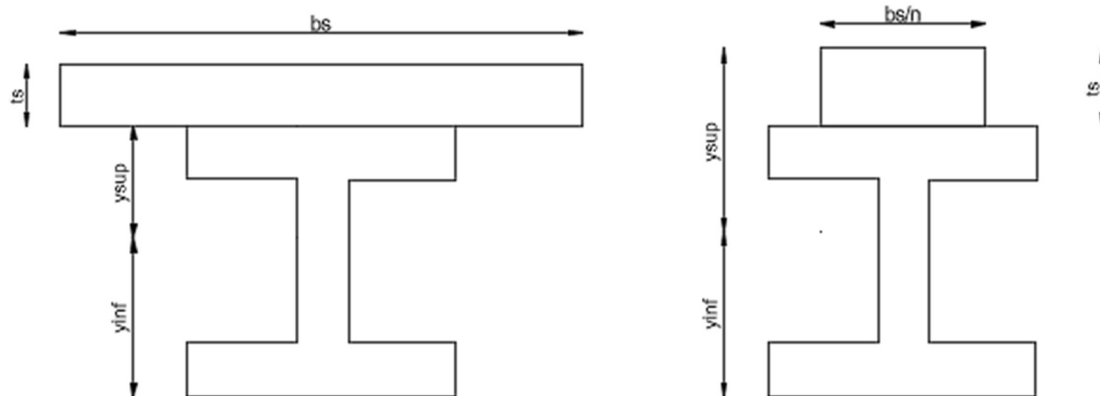
Los autores.

$$Y = \frac{\sum A*y}{\sum A} = 617.74 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 183})$$

De la figura 40 (propiedades de la viga interior como sección compuesta a largo plazo) se calcula los módulos de sección necesaria de la sección no compuesta como sigue:

$$S_{LTsup} = \frac{\sum I_x}{(D+t_s)-Y} = 3.54 * 10^9 \text{ mm}^3 \quad (\text{Ecuación 184})$$

$$S_{LTinf} = \frac{\sum I_x}{Y} = 3.50 * 10^9 \text{ mm}^3 \quad (\text{Ecuación 185})$$

Figura 41*Viga exterior como sección compuesta a corto plazo*

Nota. Viga exterior como sección compuesta a corto plazo. Elaborado por: Los autores.

Tabla 55*Propiedades de la viga exterior como sección compuesta a corto plazo*

Elemento	b(mm)	h(mm)	A(mm ²)	y(mm)	A*y(mm ²)	d(mm)	Ix(mm ⁴)
Losa	1000	200	21920,2104	2825	61924594,5	1233,866	9,4276E+13
Viga			91250	1294,73288	118144375	296,401122	2,0417E+10
		Σ	113170,21	Σ	180068969	Σ	9,4297E+13

Nota. Propiedades viga exterior como sección compuesta a corto plazo. Elaborado por:

Los autores.

$$Y = \frac{\Sigma A*y}{\Sigma A} = 705.04 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 186})$$

De la figura 42 (propiedades de la viga exterior como sección compuesta a corto plazo) se calcula los módulos de sección necesaria de la sección no compuesta como sigue:

$$S_{LTsup} = \frac{\Sigma I_x}{(D+t_s)-Y} = 8.491 * 10^9 \text{ mm}^3 \quad (\text{Ecuación 187})$$

$$S_{LTinf} = \frac{\Sigma I_x}{Y} = 6.29 * 10^9 \text{ mm}^3 \quad (\text{Ecuación 188})$$

El momento de fluencia en una sección compuesta en flexión positiva debe realizarse la suma de momentos aplicados a una sección compuesta, compuesta a corto y a largo plazo.

Ecuación 189. Momento aplicado a la sección compuesta a corto plazo que produce la fluencia AASHTO D6.2.2-1, 2020

$$M_{AD1} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) * S_{ST} = 2.68 * 10^5 T - m \quad (\text{Ecuación 189})$$

Ecuación 190. Momento aplicado a la sección compuesta a corto plazo que produce la fluencia AASHTO D6.2.2-1, 2020

$$M_{AD2} = \left(F_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) * S_{ST} = 1.95 * 10^5 T - m \quad (\text{Ecuación 190})$$

Se elige el menor momento entre M_{AD1} y M_{AD2} para utilizarlo en la obtención del momento de fluencia de la sección compuesta.

Ecuación 191. Momento de fluencia de la sección compuesta AASHTO D6.2.2-1, 2020

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} = 1.96 * 10^5 T - m \quad (\text{Ecuación 191})$$

- **Estado límite de resistencia**
- **Sección compuesta compacta**

El eje neutro plástico de la sección plástica está en el alma, $D_{cp} = y$.

Ecuación 192 Razón límite del alma para una sección compuesta compacta (AASHTO 6.10.6.2.2-1)

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{Ecuación 192})$$

47.75 < 89.88 La sección es compuesta

- **Resistencia a flexión nominal de sección compuesta**

Ecuación 193. Resistencia a flexión nominal de una sección compuesta compacta AASHTO 6.10.7.1.2, 2020

$$D_p = Y + t_s + t_{fc} = 0.288 m$$

$$D_t = h_t + t_s = 1.32 m$$

$$\frac{D_p}{D_t} = 0.219$$

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 1.34 * 10^3 T - m \quad (\text{Ecuación 193})$$

- **Requerimiento de ductilidad**

Ecuación 194. Requerimiento de ductilidad AASHTO 6.10.7.3-1, 2020

$$\frac{D_p}{D_t} = 0.219 \leq 0.42 \text{ Ok} \quad (\text{Ecuación 194})$$

- **Resistencia al corte nominal de almas no rigidizadas**

La resistencia nominal a corte de almas no rigidizadas es la resistencia a fluencia o pandeo por corte.

Ecuación 195. Valor de C AASHTO 6.10.9.3.2, 2020

$$\frac{D}{t_w} = 39.28$$

$$1.12 \sqrt{\frac{E * K}{F_{yw}}} = 59.876$$

$$1.40 \sqrt{\frac{E * K}{F_{yw}}} = 74.83$$

$$C = 1 \quad (\text{Ecuación 195})$$

Ecuación 196. Fuerza plástica de corte AASHTO 6.10.9.2-1, 20200

$$V_p = 0.58 F_{yw} * D * t_w = 5.458 * 10^4 T \quad (\text{Ecuación 196})$$

Ecuación 197. Fuerza plástica de corte AASHTO 6.10.9.2-1, 2020

$$V_n = V_{cr} = C * V_p = 5.458 * 10^4 T \quad (\text{Ecuación 197})$$

- **Estado límite de resistencia I**

El momento último para el estado límite de resistencia I se muestra a continuación

$$M_u = 1.25 * (M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * M_{LL+} = 3.37 * 10^3 T - m$$

Ecuación 198 Condición de flexión en el estado límite resistencia para compuestas en Flexión positiva (AASHTO 6.10.7.1.1-1)

Como es un puente recto, el término $fl = 0$

$$M_u < 1 * M_n \quad \text{Ok} \quad (\text{Ecuación 198})$$

$$Relacion = \frac{M_u}{M_n} * 100 = 1.32\%$$

El cortante ultimo para el estado límite de resistencia I se muestra a continuación

$$V_u = 1.25 * (V_{DC1} + V_{DC}) + 1.5V_{DW} + 1.75V_{LL+IM} = 136.61 T$$

Como es un puente recto, el término $fl = 0$

$$V_u < 1 * V_n \quad \text{Ok}$$

Ecuación 209 Condición de corte en el estado límite resistencia (AASHTO 6.10.9.1-1)

$$Relacion = \frac{V_u}{V_n} * 100 = 0.25\% \quad (\text{Ecuación 199})$$

- **Constructibilidad**

Se debe tener cuidado con la construcción de los elementos de acero en la superestructura durante la construcción.

- **Resistencia al pandeo local del ala a compresión**

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = 4.52 \quad (\text{Ecuación 200})$$

Ecuación 200. Razón ancho-espesor para el ala a compresión AASHTO 6.10.8.2.2-4, 2020

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 9.08 \quad (\text{Ecuación 201})$$

Ecuación 201. Razón límite espesor-ancho para un ala compacta AASHTO 6.10.8.2.2-4, 2020

$$a_{wc} = \frac{2D_c * t_w}{b_{fc} * t_{fc}} = 1.21 \quad (\text{Ecuación 202})$$

Ecuación 202. Proporción de dos veces el área del alma al área del ala en compresión AASHTO 6.10.1.10.2, 2020

$$6 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5}{a_{wc}}\right) \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Ecuación 203})$$

$$109.96 \leq \lambda_{rw} = 172.60 \leq 136.26$$

Tomamos el menor valor:

$$\lambda_{rw} = 109.96$$

Ecuación 203. Límite de esbeltez para un alma no compacta AASHTO 6.10.1.10.2, 2020

$$\frac{2D_c}{t_w} = 32.39 \quad (\text{Ecuación 204})$$

Ecuación 204 Factor de pérdida de carga en el alma (AASHTO 6.10.1.10.2)

$$R_b = 1 - \frac{a_{wc}}{1200 + 300 * a_{wc}} = 1 \quad (\text{Ecuación 205})$$

Ecuación 205 Factor de pérdida de carga en el alma (AASHTO 6.10.1.10.2)

$$\lambda_f < \lambda_{pf} \quad \text{Ok}$$

$$F_{nc(FLB)} = R_b * R_h * F_y = 3.5 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 206})$$

Ecuación 206. Resistencia al pandeo local (AASHTO 6.10.8.2.2, 2020)

- **Resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión**

En longitudes no arriostrada donde los miembros tienen forma prismática la resistencia al pandeo lateral-torsional del ala a compresión debe tomarse como:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{1}{3} * \frac{D_c * t_w}{b_{fc} * t_{fc}}\right)}} = 106.99 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 207})$$

Ecuación 207. Radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional AASHTO 6.10.8.2.3-9, 2020

$$L_p = r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 2.56 * 10^3 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 208})$$

Ecuación 208. Límite de longitud no arriostrada para alcanzar la resistencia a flexión de $R_b * R_h * F_{yc}$ AASHTO 6.10.8.2.3-4, 2020

$$F_{yr} = 0.7 * F_y = 2.45 * 10^4 \frac{T}{m^2}$$

$$L_r = \pi * r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} = 9.60 * 10^3 \text{ mm} \quad (\text{Ecuación 209})$$

Ecuación 209. Límite de longitud no arriostrada para alcanzar el inicio de la fluencia nominal AASHTO 6.10.8.2.3, 2020

$$L_b = 9000 \text{ mm}$$

$$L_p < L_b \leq L_r \quad \text{OK}$$

$$F_{nc(LTB)} = C_b \left[1 - \left(\frac{F_{yr}}{R_h * F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] * R_b * R_h * F_{yc} = 2.54 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 210})$$

$$F_{nc(LTB)} \leq F_{nc(FLB)} \quad \text{OK}$$

Ecuación 210. Resistencia al pandeo lateral-torsional AASHTO 6.10.8.2.3, 2020

$$F_{cr} = \frac{C_b * R_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} = 2.79 * 10^4 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 211})$$

$$F_{cr} < F_y \quad \text{OK}$$

Ecuación 211. Esfuerzo lateral-torsional elástico AASHTO 6.10.8.2.3, 2020

- **Resistencia a flexión del ala a tensión**

Se verifica el momento de fluencia a tensión y compresión de la sección no compuesta

$$M_{yc} = S_{NCsup} * F_y = 9.40 * 10^3 T - m$$

$$M_{yt} = S_{NCinf} * F_y = 7.88 * 10^3 T - m$$

El momento de fluencia a tensión es mayor que el de compresión por lo tanto no es necesario revisar la fluencia del ala a tensión.

- **Resistencia a flexión del alma**
- **Resistencia al pandeo flexural del alma**

La resistencia nominal a pandeo flexural del alma debe tomarse como:

$$K = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D}\right)^2} = 52.94 \quad (\text{Ecuación 212})$$

Ecuación 212. Coeficiente del pandeo flexura AASHTO 6.10.1.9.1-2, 2020

$$F_{crw} = \frac{0.9 * E * K}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} = 7.42 * 10^5 \frac{T}{m^2} \quad (\text{Ecuación 213})$$

$$\frac{F_y}{0.7} = 5 * 10^3 \frac{T}{m^2}$$

$$F_{crw} = \min\left(F_y, \frac{F_y}{0.7}\right) = 3.5 * 10^4 \frac{T}{m^2}$$

Ecuación 213. Resistencia nominal al pandeo flexural del alma AASHTO 6.10.1.9.1-1

- **Estado límite de resistencia**

$$M_u = 1.25 * M_{DC1} = 897.26 T - m$$

El esfuerzo producto del momento último es:

$$f_{bu} = \frac{M_u}{S_{NCsup}} = 3.34 * 10^3 T - m$$

Condición de flexión en el estado límite resistencia para secciones no Compuestas AASHTO 6.10.7.1.1-1

En alas a compresión se tiene

$$F_{nc} = \min(F_{nc(LTB)}, F_{nc(FLB)}) = 2.54 * 10^4 \frac{T}{m^2}$$

Condición de flexión en el estado límite resistencia para secciones no compuestas
AASHTO 6.10.7.1.1-1

El caso del ala a compresión

$$f_{bu} < 1 * F_{nc(LTB)} \quad \text{OK}$$

$$Relacion = \frac{f_{bu}}{F_{nc}} * 100 = 13.16\%$$

En el caso del alma se tiene

$$f_{bu} < 1 * F_y \quad \text{OK}$$

$$Relacion = \frac{f_{bu}}{F_y} * 100 = 9.55\%$$

- **Estado límite de servicio II**

El esfuerzo último para el estado límite de servicio II es el siguiente

$$f_f = \frac{M_{DC1}}{S_{NC}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{LTC}} + \frac{1.3M_{LL+I}}{S_{STC}} = 2.90 * 10^3 \frac{T}{m^2}$$

$$0.95 * R_h * F_y = 3.325 * 10^4 \frac{T}{m^2}$$

$$f_f < 0.95 * R_h * F_y \quad \text{OK}$$

Límite de esfuerzo en el ala superior AASHTO 6.10.4.2.2-1

$$Relacion = \frac{f_f}{0.95 * R_h * F_y} * 100 = 8.71\%$$

Como es un puente recto, el término $fl = 0$

$$f_f = \frac{M_{DC}}{S_{NC}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{LTC}} + \frac{1.3M_{LL+IM}}{S_{STC}} = 3.49 * 10^3 \frac{T}{m^2}$$

$$0.95 * R_h * F_y = 3.325 * 10^4 \frac{T}{m^2}$$

$$f_f < 0.95 * R_h * F_y \quad \text{OK}$$

Límite de esfuerzo en el ala superior AASHTO 6.10.4.2.2-1

$$Relacion = \frac{f_f}{0.95 * R_h * F_y} * 100 = 10.49\%$$

- **Estado límite de fatiga I**

Se usa el módulo de sección a corto plazo superior el esfuerzo último para el estado límite de fatiga I es el siguiente

$$\gamma(\Delta f) = \frac{1.75 * M_{fLL+IM}}{S_{st}} = 12.19 \frac{T}{m^2}$$

Comprobado con el esfuerzo límite mínimo para la sección superior $7.031 * 10^3 \frac{T}{m^2}$

$$\gamma(\Delta f) < 7.031 * 10^3 \frac{T}{m^2} \quad \text{OK}$$

$$Relacion = \frac{\gamma(\Delta f)}{7.031 * 10^3 \frac{T}{m^2}} * 100 = 0.17\%$$

5.8.2.4. Diseño de diafragmas

Los diafragmas deben ubicarse en los estribos del puente, en apoyos intermedio y a lo largo de la longitud de este.

Tabla 56

Sección de los miembros del diafragma

Elemento	b(mm)	h(mm)	A(mm ²)	Y(mm)	A*Y(mm ³)	d(mm)	Ix(mm ⁴)
AHd	94	6	564	97	54708	24,226804	332725,05
AVd	6	100	600	50	30000	22,773196	811171,07
AHi	94	6	564	97	54708	24,226804	332725,05
Avi	6	100	600	50	30000	22,773196	811171,07
			2328		169416		2287792,2

Nota. Propiedades de los miembros del diafragma. Elaborado por: Los autores.

- **Fuerza sísmica**

Se calcula el peso total de la superestructura, ya que este se distribuye como fuerzas puntuales entre las vigas que funcionan como apoyos del diafragma.

$$F_{sismica} = \frac{A_s * W_{total}}{\#vigas * 2} = 22.33 T \quad (\text{Ecuación 214})$$

Ecuación 214. Fuerza sísmica aplicada al diafragma

- **Resistencia a compresión**

La resistencia a compresión facturada de los componentes debe ser tomado como:

$$P_r = \Phi_c * P_n = 32.05 T \quad (\text{Ecuación 215})$$

Ecuación 225. Resistencia a compresión facturada AAHSTO 6.9.2.1-1,2020

- **Esbeltez efectiva**

Los diafragmas se diseñan con miembros tipo ángulo conectados al alma de la viga I, a través de una sola ala, con una excentricidad que generara esfuerzos axiales y de flexión. Para estos casos se puede diseñar como miembros axialmente cargados solo para pandeo por flexión utilizando su esbeltez efectiva.

$$\left(\frac{K * l}{r}\right)_{eff} = 72 + \frac{0.75 * l}{r_x} \quad si \quad \frac{1}{r_x} \leq 80 \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$\left(\frac{K * l}{r}\right)_{eff} = 32 + \frac{1.25 * l}{r_x} \quad si \quad \frac{1}{r_x} > 80$$

$$R = 172.16$$

Ecuación 26. Esbeltez efectiva para ángulos conectados a través del lado corto AASHTO 6.9.4.4, 2020

- **Límite de esbeltez para miembros en compresión**

$$\frac{K * l}{r} \leq 120 \quad para \quad miembros \quad primarios \quad (\text{Ecuación 27})$$

$$\frac{K * l}{r} \leq 140 \quad para \quad miembros \quad secundarios$$

Ecuación 27. Límite de esbeltez para miembros a compresión AASHTO 6.9.3, 2020

Adicionalmente para el cálculo de la resistencia a compresión nominal se debe revisar si el miembro es esbelto o no esbelto:

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ecuación 28})$$

Ecuación 28. Razón limite ancho-espesor para miembros no esbeltos AASHTO 6.9.3, 2020

- **Resistencia a compresión nominal**
- **Miembros no esbeltos**

Para miembros en compresión con secciones transversales no esbeltas, la resistencia nominal se calcula como sigue:

$$P_n = 0.658^{\left(\frac{P_o}{P_e}\right)} * P_o \quad \frac{P_o}{P_e} \leq 2.25 \quad (\text{Ecuación 29})$$

$$0.8777P_e \quad \text{Otro}$$

Ecuación 219. Resistencia a compresión nominal para miembros no esbeltos AASHTO 6.9.4.4, 2020

$$P_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * l}{r}\right)^2} * A_g \quad (\text{Ecuación 220})$$

Ecuación 220. Resistencia de pandeo elástico crítico para pandeo por flexión o flexotorsión AAHSTO 6.9.4.1.2-1, 2020

$$P_o = F_y * A_g \quad (\text{Ecuación 221})$$

Ecuación 221 Resistencia a compresión nominal de fluencia AASHTO 6.9.4.1.1, 2020

- **Miembros esbeltos**

Para miembros en compresión con secciones transversales esbeltas se tiene que tomar en cuenta los efectos potenciales del pandeo local, la resistencia nominal se calcula como sigue:

$$P_n = F_{cr} * A_{eff} = 32.05 t \quad (\text{Ecuación 222})$$

Ecuación 222. Resistencia a compresión nominal para miembros esbeltos AASHTO 6.9.4.2.2a-1, 2020

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_g} \quad (\text{Ecuación 233})$$

Ecuación 223. Esfuerzo a compresión nominal para miembros no esbeltos AASHTO 6.9.4.2^a-2, 2020

Para el cálculo del área efectiva se tiene que calcular el ancho efectivo de cada ala del Angulo como sigue:

$$b_e = b \quad \frac{b}{t} \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$$

$$b_e = b \left[\left(1 - C_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} - c_3 \right] \quad \frac{b}{t} > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (\text{Ecuación 224})$$

Ecuación 224. Ancho efectivo para elementos esbeltos AASHTO 6.9.4.2.2b, 2020

$$F_{el} = \left(c_2 * \frac{\lambda_r}{\left(\frac{b}{t} \right)} \right)^2 * F_y \quad (\text{Ecuación 225})$$

Ecuación 225. Esfuerzo de pandeo elástico local AASHTO 6.9.4.2.2b, 2020

- **Resistencia a tensión**

La resistencia a tensión facturada debe ser tomada como el menor valor de los siguientes:

$$P_r = \min(\Phi_y * P_{ny})$$

$$P_r = \min(\Phi_u * P_{nu}) \quad (\text{Ecuación 226})$$

Ecuación 226. Resistencia a tensión facturada AAHSTO 6.8.2.1, 2020

- **Límite de esbeltez para miembros en tensión**

Para miembros sujetos a solo a tensión o inversión de esfuerzos (de tensión a compresión o viceversa) se tiene que cumplir:

$$\frac{l}{r} \leq 120 \quad \text{para miembros primarios}$$

$$\frac{l}{r} \leq 140 \quad \text{para miembros secundarios} \quad (\text{Ecuación 227})$$

Ecuación 227. Límite de esbeltez para miembros a tensión AASHTO 6.8.4, 2020

- **Fluencia de la sección bruta**

La resistencia a la fractura de la sección neta efectiva del miembro debe calcularse como:

$$\Phi_y * P_{ny} = \Phi_y * F_y * A_g \quad (\text{Ecuación 228})$$

Ecuación 228. Resistencia a la fluencia de la sección bruta AASHTO 6.8.2.1-1, 2020

- **Fractura en la sección neta efectiva**

$$\Phi_u * P_{nu} = \Phi_u * F_u * A_n * R_p * U \quad (\text{Ecuación 229})$$

Ecuación 239. Resistencia a la fractura de la sección neta efectiva AASHTO 6.8.2.1-2, 2020.

- **Factor de reducción U**

$$U = 1 - \frac{X}{L} \quad (\text{Ecuación 230})$$

Ecuación 230. Factor de reducción U AASHTO 6.8.2.2-1, 2020

- **Diseñadores de corte**

$$\frac{L}{c} \geq 4 \quad (\text{Ecuación 231})$$

Ecuación 231. Razón altura-dinámica límite para pernos conectores de corte AASHTO 6.10.10.1.1, 2020

- **Distancia centro a centro**

Estado límite de fatiga

$$p \leq \frac{n * Z_r}{V_{sr}} \quad (\text{Ecuación 232})$$

Ecuación 232. Condición para la distancia centro a centro longitudinal de conectores de corte AASHTO 6.10.10.1.2-1, 2020

$$Z_r = 0.038 * d^2 \quad (\text{Ecuación 233})$$

Ecuación 233. Resistencia a corte por fatiga de un conector de corte para la carga de Fatiga I AASHTO 6.10.10.2-1, 2020

$$V_{sr} = \sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2} \quad (\text{Ecuación 234})$$

Ecuación 234. Corte horizontal por fatiga por unidad de longitud AAHSTO 6.10.10.1.2-2, 2020

$$V_{fat} = \frac{V_f * Q}{I} \quad (\text{Ecuación 235})$$

Ecuación 235. Corte longitudinal por fatiga por unidad de longitud AAHSTO 6.10.10.1.2-3, 2020

$$P_{max} = 1220mm \quad si \ D \geq 610mm \quad (Ecuación 236)$$

$$P_{max} = 610mm \quad si \ D < 610mm$$

Ecuación 236. Distancia centro a centro longitudinal máxima para conectores de corte AAHSTO 6.10.10.1.2, 2025

$$P_{min} = 6 * C \quad (Ecuación 237)$$

Ecuación 237. Distancia centro a centro longitudinal mínima para conectores de corte AASHTO 6.10.10.1.2, 2020

- **Estado límite de resistencia**

$$Q_r = \Phi_{sc} * Q_n \quad (Ecuación 238)$$

Ecuación 238. Resistencia de corte facturada AAHSTO 6.10.10.4.2-1, 2020

$$n_t = \frac{P}{Q_r} \quad (Ecuación 239)$$

Ecuación 239. Número mínimo de conectores para una región AASHTO 6.10.10.4.2-1, 2020

- **Resistencia al corte nominal**

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'_c * E_c} \leq A_{sc} * F_u \quad (Ecuación 240)$$

Ecuación 240. Resistencia de corte nominal de un perno AASHTO 6.10.10.4.3-1, 2020

- **Fuerza nominal**

$$P = \sqrt{(P_p)^2 + (F_p)^2} \quad (Ecuación 241)$$

Ecuación 241. Fuerza de corte nominal AASHTO 6.10.10.4.2-1, 2020

$$P_{1p} = 0.85 * f'_c * b_s * t_s \quad (Ecuación 242)$$

$$P_{2p} = F_{yw} * D * t_w + F_{yt} * b_{ft} * t_{ft} + F_{yc} * b_{fc} * t_{fc}$$

$$P_p = \min (P_{1p}, P_{2p})$$

Ecuación 242. Fuerza total longitudinal en la losa, en el punto de máxima carga viva
AASHTO 6.10.10.4.2, 2020

Distancia centro a centro

- Los conectores de corte se ubican al menos a una distancia de 4 veces el diámetro del perno medidos de centro a centro
- La distancia libre entre el borde del ala superior de la viga y el conector de corte más cercano debe ser al menos de 25 mm.

5.8.2.5. Diseño de dispositivos de apoyos elastómeros

- **Factor de forma**

$$S_i = \frac{L*W}{2h_{ri}(L+W)} \quad (\text{Ecuación 243})$$

Ecuación 243. Factor de forma de una capa de un dispositivo de elastómero
AASHTO 14.7.5.1-1, 2020

- **Requerimiento de diseño**

$$\sigma_s \leq 1.25 * G * S_i \quad (\text{Ecuación 244})$$

Ecuación 244. Esfuerzo de compresión AASHTO 14.7.6.3.2-7, 2020

- **Deflexión por compresión**

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{li} * h_{ri} \quad (\text{Ecuación 245})$$

Ecuación 245. Deflexión por carga viva AASHTO 14.7.5.3.6-1, 2020

$$\delta_d = \sum \varepsilon_{di} * h_{ri} \quad (\text{Ecuación 246})$$

Ecuación 246. Deflexión por carga muerta AAHSTO 14.7.5.3.6-2, 2020

- **Corte**

$$h_{ri} \geq 2\Delta_s \quad (\text{Ecuación 247})$$

Ecuación 247. Corte AASHTO 14.7.6.3.4-1, 2020

- **Estabilidad**

$$H \leq \frac{L}{3} \quad (\text{Ecuación 248})$$

$$H \leq \frac{W}{3}$$

Ecuación 248. Estabilidad AASHTO 14.7.6.3.5

- **Refuerzo**

$$h_s \geq \frac{3h_{ri} * \sigma_s}{F_y} \quad (\text{Ecuación 249})$$

Ecuación 249. Estado límite de servicio AAHSTO 14.7.5.3.5-1, 2020

$$h_s \geq \frac{2h_{ri} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (\text{Ecuación 250})$$

Ecuación 250. Estado límite de fatiga AAHSTO 14.7.5.3.5-2, 2020

- **Anclaje del dispositivo**

$$H_{Du} = G * A * \frac{\Delta_u}{h_{rt}} \quad (\text{Ecuación 251})$$

Ecuación 251. La fuerza debido a la deformación de un dispositivo de elastómero AASHTO 14.6.3.1-2, 2020

CAPITULO VI

MODELADO Y PLANOS

6.1. Resume de cargas y elementos

Al culminar con los cálculos se obtiene los siguientes valores.

Número de carriles

$$N_{cc} = 1$$

Longitud del puente

$$L = 73 \text{ m}$$

Momento máximo

$$M_{\max HL-93} = 1336.89 \text{ T-m}$$

Resistencia máxima del puente es de 32.66 T

Diseño de losa

Espesor de losa

$$e = 0.20 \text{ m}$$

Estado límite de resistencia I

$$M_{n \text{ neg}} = 3.57 \text{ T-m}$$

$$M_{u \text{ pos}} = 3.5 \text{ T-m}$$

Acero negativo (perpendicular al tráfico)

Se usa 1f14mm@15cm

Acero positivo (perpendicular al tráfico)

Se usa 1f14mm@15cm

Acero de temperatura

Se usa 1φ12mm@15cm

Diseño de viga central

Se usa una W44X335

Diseño de viga externa e interna

Se utiliza una W44X335

Diseño de neopreno dureza 60

$L_n = 400 \text{ mm}$ Largo del apoyo

$W_n = 450 \text{ mm}$ Ancho del apoyo

$h_{ri}=12\text{ mm}$	Espesor de una capa exterior
$N_{ci}=4$	Número de capas exteriores
$N_{la}=5$	Número de láminas de acero
$h_{ce}=10\text{ mm}$	Espesor adoptado de capas exteriores
$h_s=12\text{ mm}$	Espesor de láminas de acero
$h_a=70\text{ mm}$	Altura del apoyo

Diafragmas

Se utiliza 13 diafragmas cada 6.10 m, con dos diagonales por diafragma y un cordón superior y un cordón inferior.

Conectores de corte

$L_{per}=150\text{ mm}$	Altura del conector de corte
$D_{per}=19\text{ mm}$	Diámetro del conector de corte

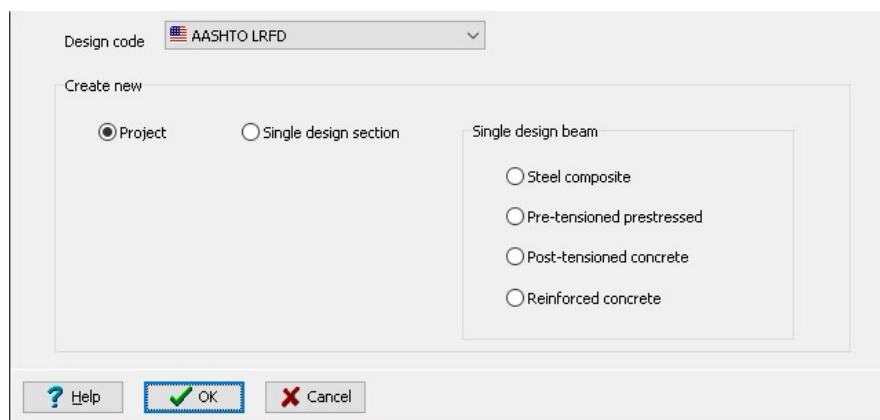
6.2.Modelación de puente

Para la modelación del puente se utiliza Structural Bridge de Autodesk, en el cual se determina los momentos máximos por sobrecarga.

Al ingresar en el programa lo primero que se realiza es identificar la normativa a utilizar en el presente trabajo se trabajara con la AASHTO LRFD tal como se muestra en la figura.

Figura 42

Determinación de normativa

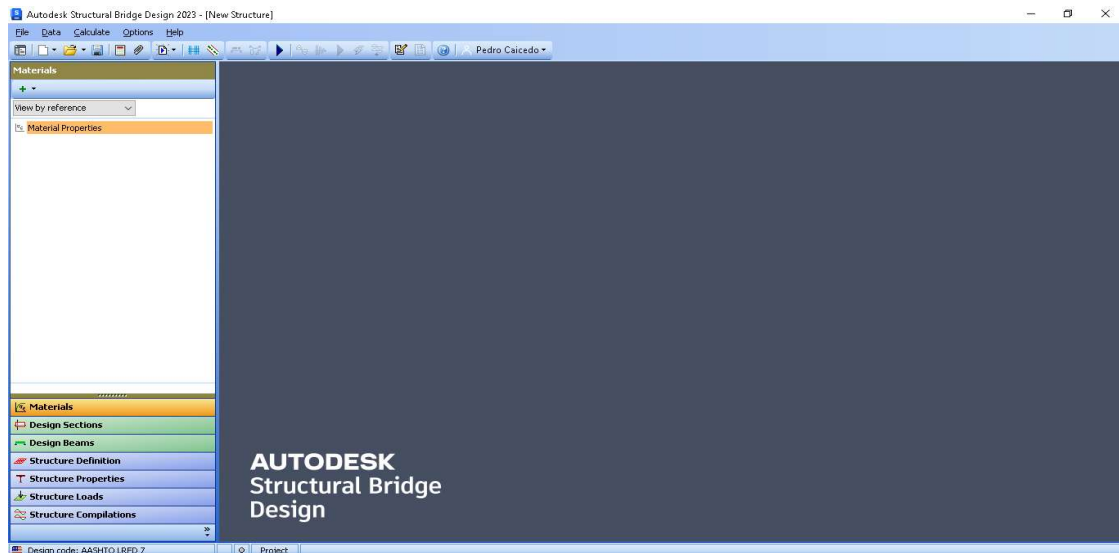


Nota. Determinación de normativa. Elaborado por: Los autores.

Cuando se ingresa en la pantalla de trabajo se dirige a la sección Data en la cual se selecciona Line Beam y la opción Road, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 43

Ingreso de línea de carretera

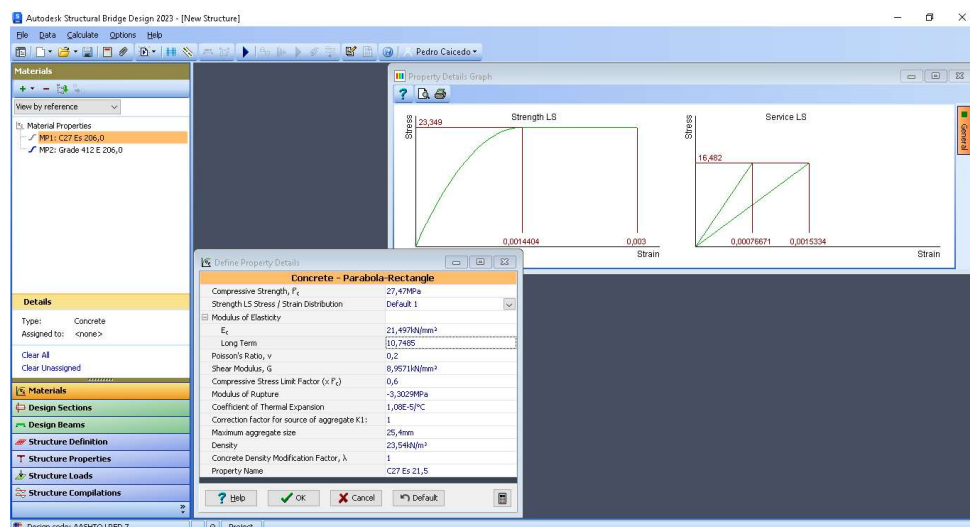


Nota. Definición de la línea de la losa o carretera. Elaborado por: Los autores.

Una vez ingresada la línea que simula la losa del puente se procede a configurar el comportamiento del hormigón y la definición del acero de refuerzo como se muestra en las siguientes figuras.

Figura 44

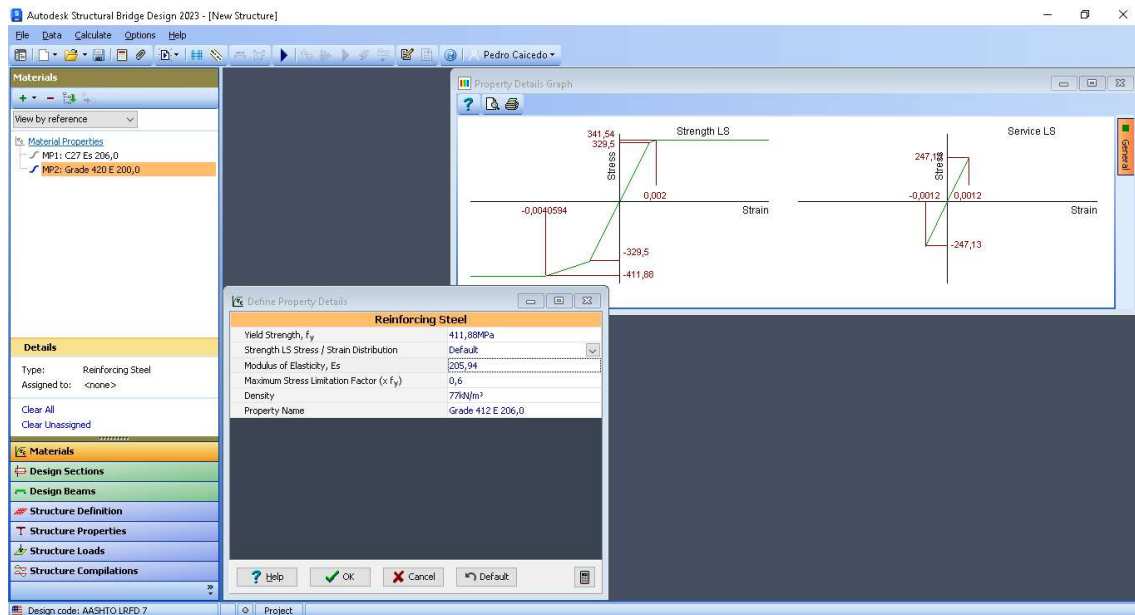
Definición de características de un hormigón de 280kg/cm²



Nota. Definición de características del hormigón. Elaborado por: Los autores.

Figura 45

Características del acero de refuerzo

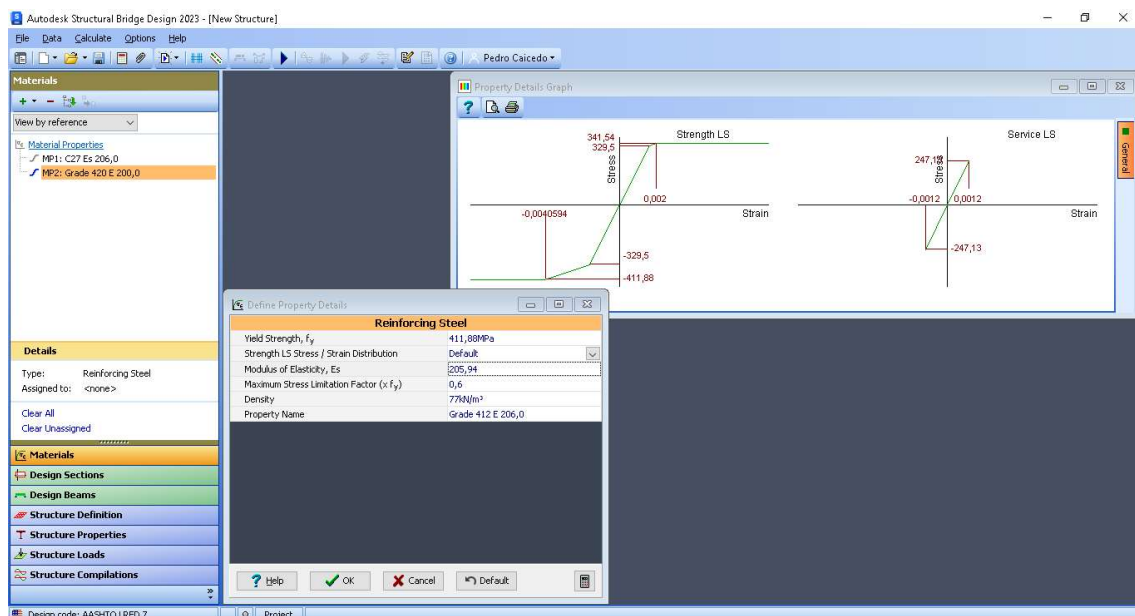


Nota. Definición de características del acero de refuerzo. Elaborado por: Los autores

Una vez definido el acero de refuerzo y el hormigón se procede a ingresar la longitud del puente que en este caso es de 73.00 metros, lo cual se muestra en la figura 46.

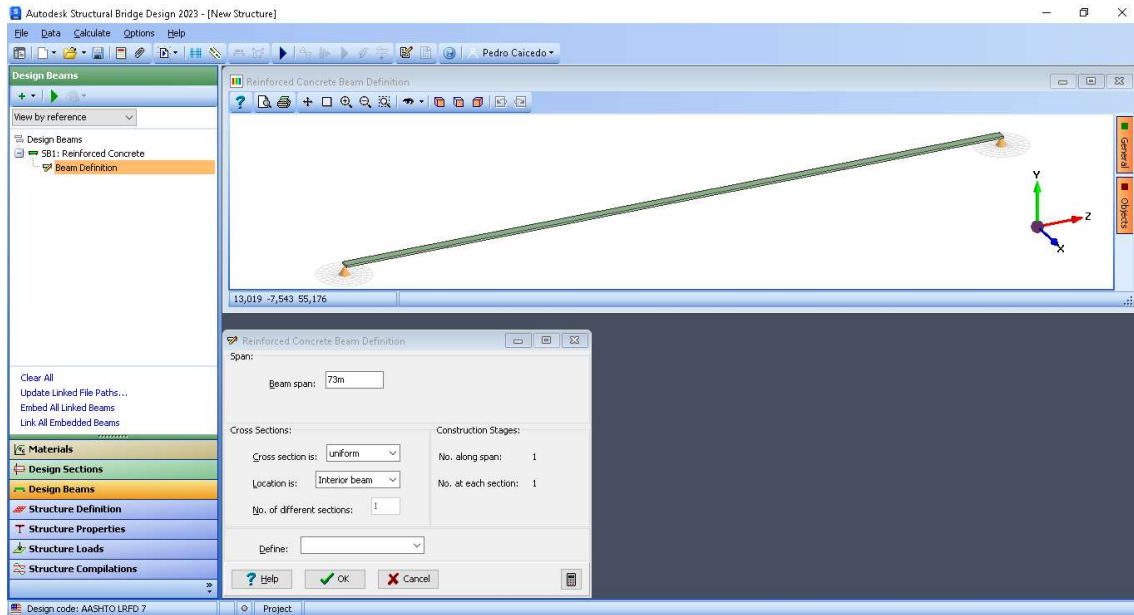
Figura 46

Longitud del puente



Nota. Definición de la longitud del puente. Elaborado por: Los autores.

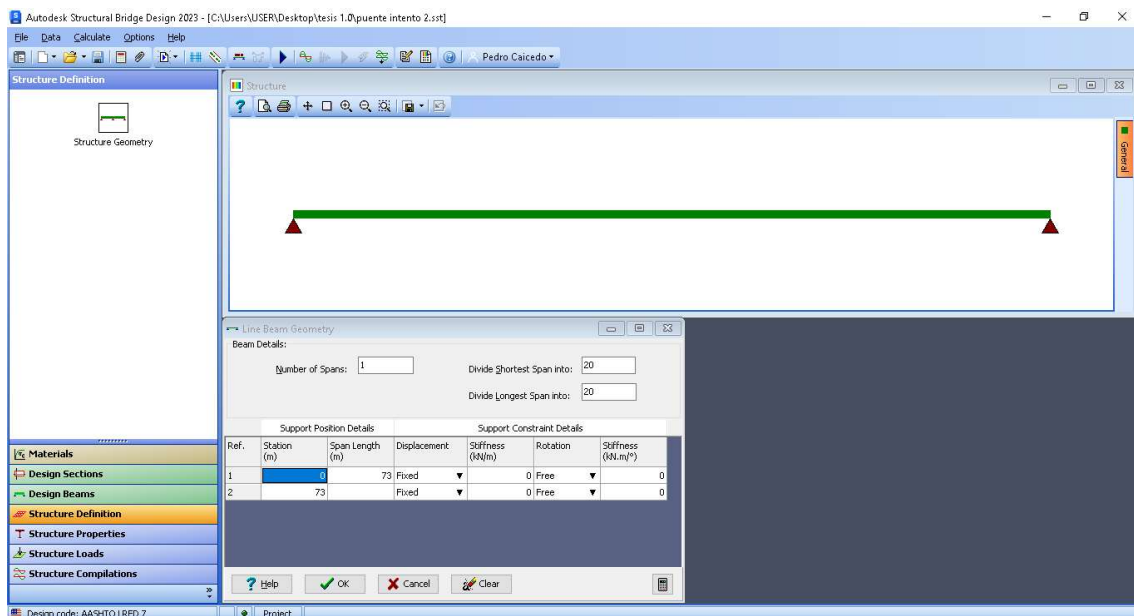
Figura 47
Luz del puente



Nota. Definición de la longitud del puente. Elaborado por: Los autores

Se procede a definir el tren de cargas a utilizar que en este caso es el HL-93 y con ello a ubicar la luz más corta y la más larga entre apoyos como se muestra a continuación.

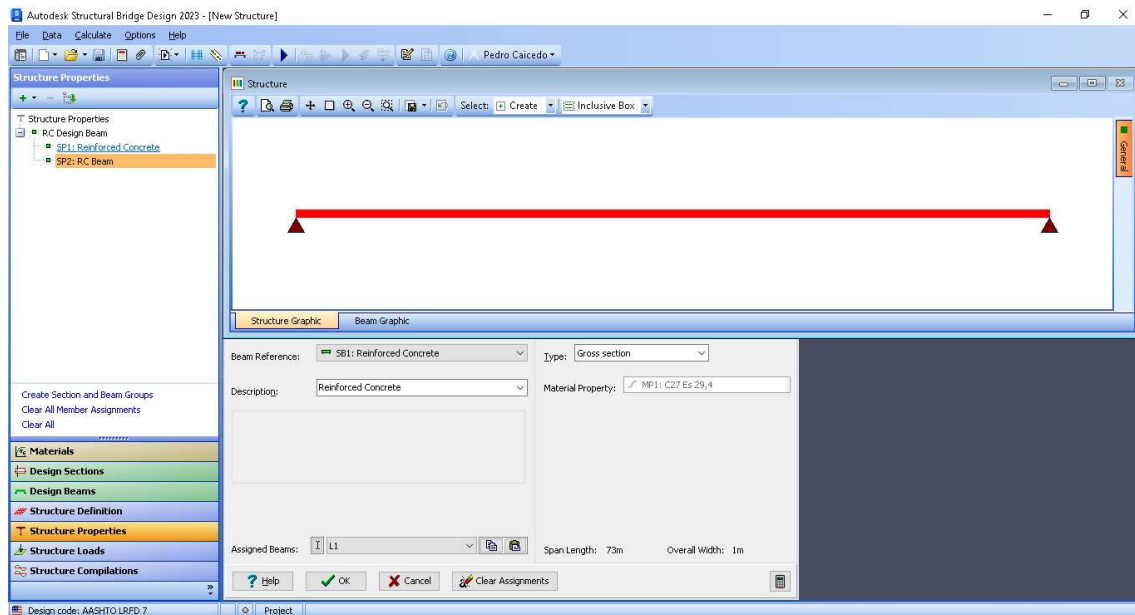
Figura 48
Tren de cargas móviles (HL-93)



Nota. Definición de la longitud del puente. Elaborado por: Los autores

Se procede al cálculo del refuerzo de la losa de hormigón como se aprecia en la figura 49.

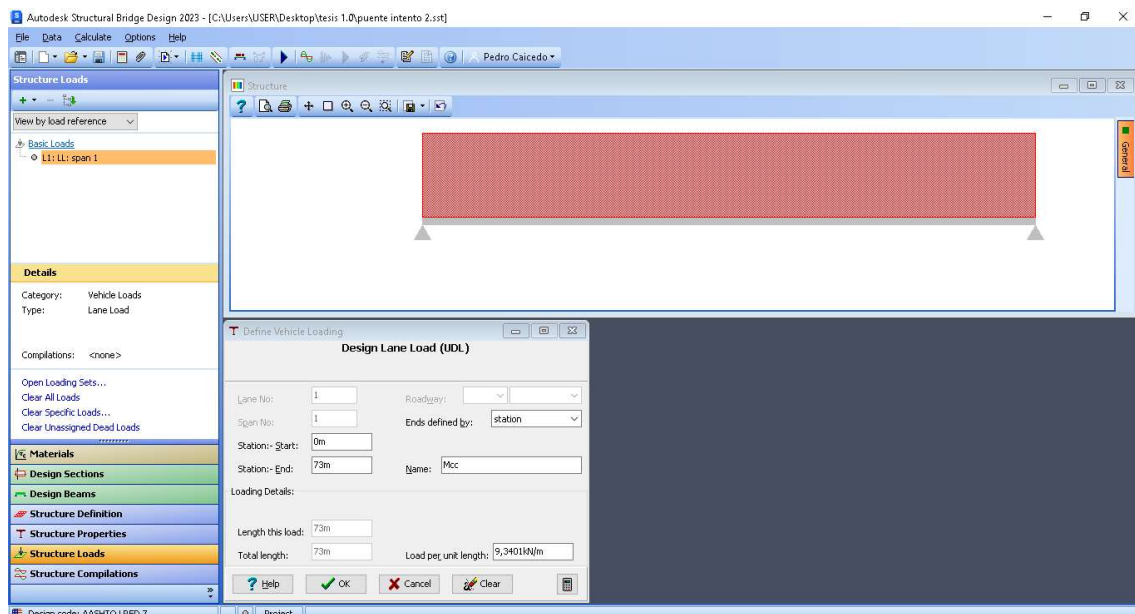
Figura 49
Refuerzo en losa de hormigón



Nota. Cálculo del refuerzo de la losa. Elaborado por: Los autores.

Se procede al ingreso de la carga del carril de diseño o en inglés “Desing Lane Load”.

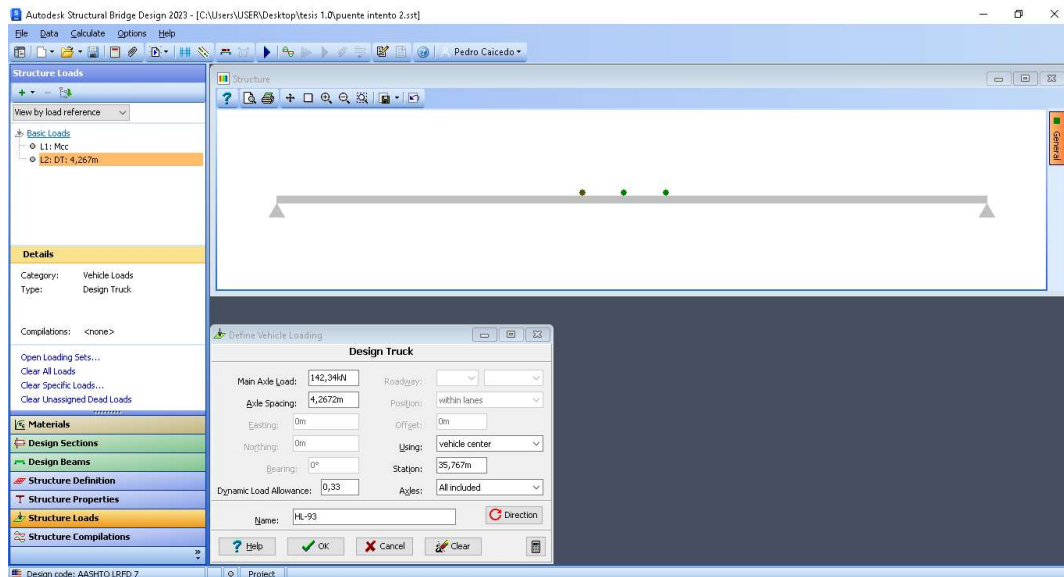
Figura 50
Carga Design Lane Load



Nota. Ingreso de la carga LL. Elaborado por: Los autores.

Se procede a ingresar la carga del camión HL-93, como se muestra en la figura 51.

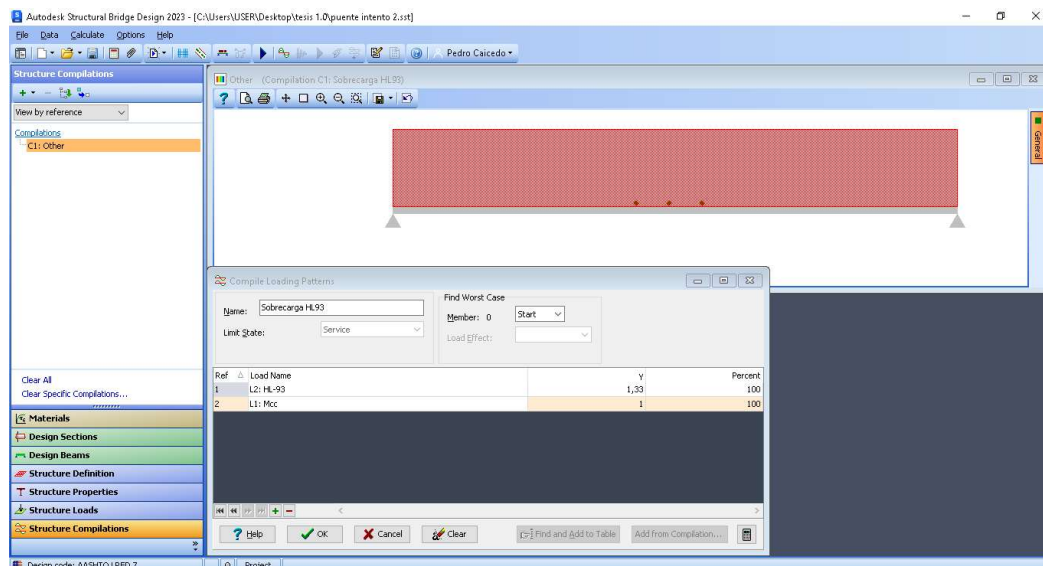
Figura 51
Camión HL-93



Nota. Ingreso de la carga del camión HL-93. Elaborado por: Los autores

Para la determinación de los momentos por sobrecarga se procede a realizar la combinación de carga que es $1.33 \times$ momento HL-93 más el momento de Design Lane Load.

Figura 52
Combinación de carga

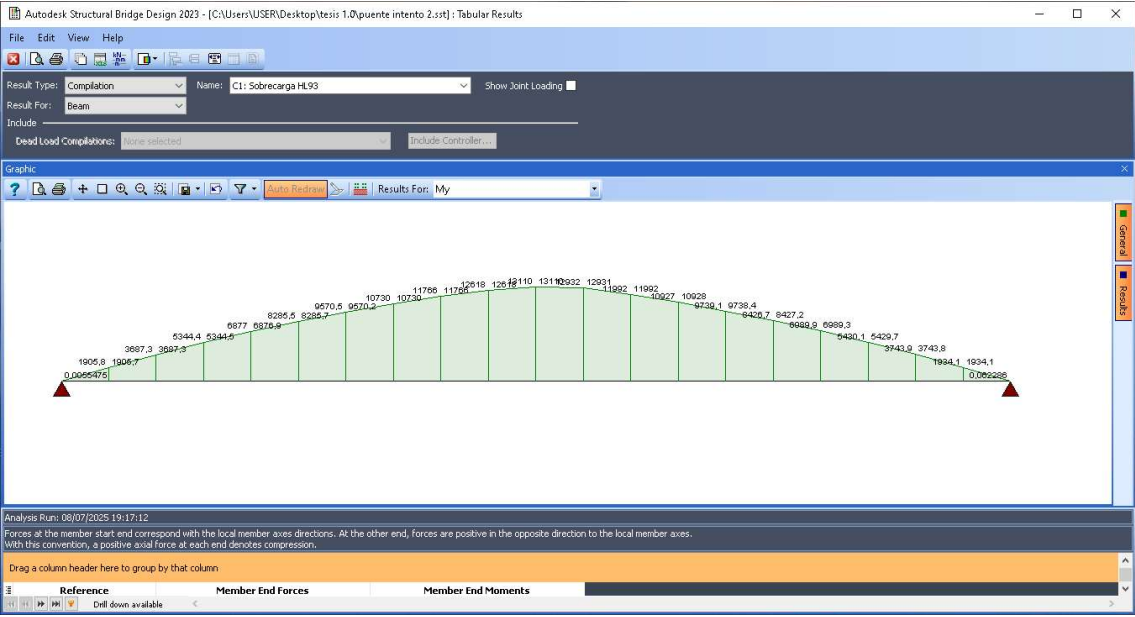


Nota. Combinación de carga. Elaborado por: Los autores.

Al ejecutar la modelación se obtienen los siguientes momentos.

Figura 53

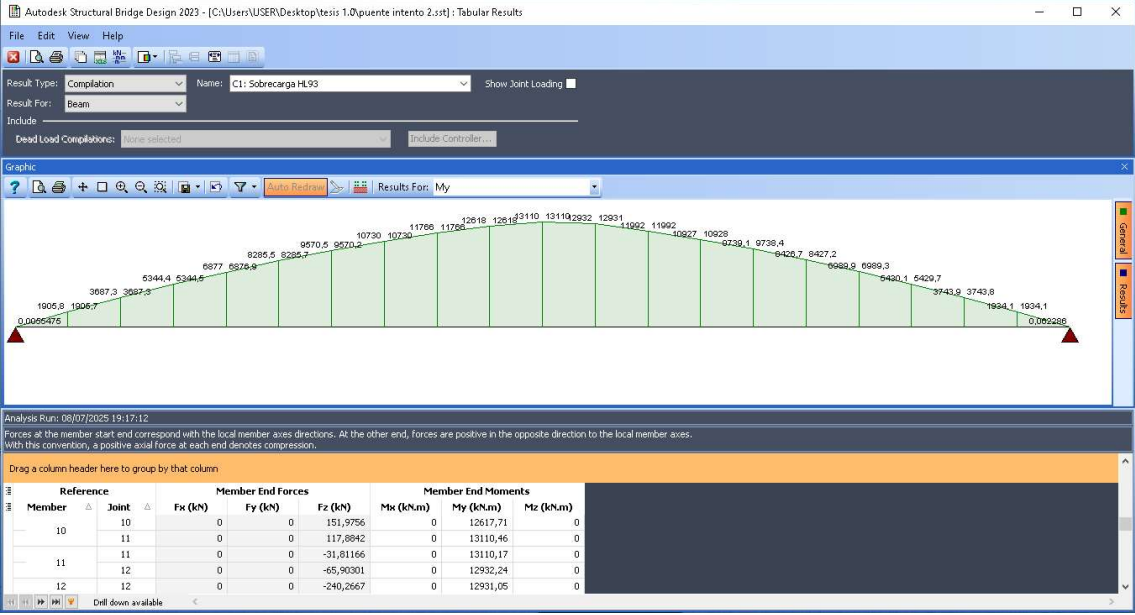
Momentos por sobrecarga



Nota. Momentos por sobrecarga. Elaborado por: Los autores.

Figura 54

Cuadro de resumen de los momentos



Nota. Momentos por sobrecarga. Elaborado por: Los autores.

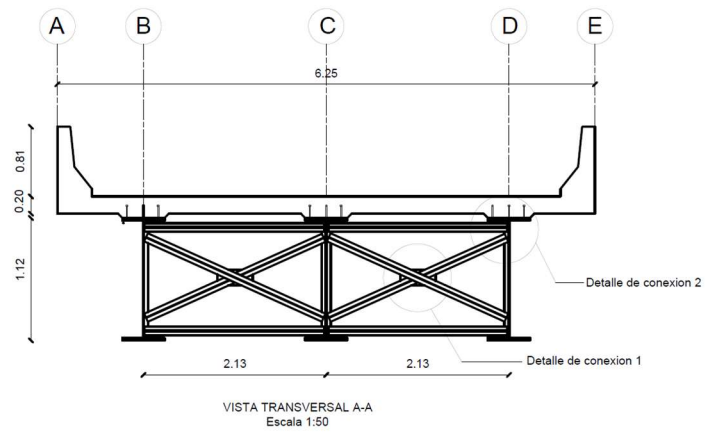
Al revisar los momentos que proporciona el programa se observa que son similares con los calculados manual mente, es por ello no se modifican los momentos del diseño que se realizó. Ya que existe un porcentaje de error de 2.00%.

6.3.Elaboración de planos

Los planos se observan en los anexos. Sin embargo, se adjunta la sección transversal con el detalle de conexión.

Figura 55

Vista Transversal



Nota. Vista Transversal. Elaborado por: Los autores.

CONCLUSIONES

La recopilación de la información proveniente del GAD Municipal de Pastaza permitió establecer las condiciones preliminares de la zona de estudio, las cuales fueron esenciales para el desarrollo del diseño.

A partir del estudio geotécnico se determinó la cota de cimentación que es de 931.00 m.s.n.m, la cual asegura la estabilidad de la estructura frente asentamientos y esfuerzos transmitidos por cargas vivas y muertas del puente.

La modelación hidrológica e hidráulica realiza con HEC-RAS permitió establecer el galibo de seguridad de 6.87 metros; además, de una socavación de 1.12, garantizando la funcionalidad del puente durante eventos extremos y evitando riesgos por socavación.

La evaluación del diseño mediante el software Structural Bridge permitió identificar que los momentos calculados tiene un porcentaje de error del 2% lo cual nos indica que no existe una variación grande con los del programa.

Mediante la elaboración de los planos estructurales en AutoCAD facilitó la visualización de las componentes del puente.

Se diseñó y modeló favorablemente un puente de acero de 73 metros de luz, conforme a los lineamientos de la normativa AASHTO LRFD 2020, asegurando la funcionalidad estructural del puente.

Mediante el diseño del estribo se obtiene un estribo de 7 metros de alto y una base de 5 metros, el cual cumple con las fuerzas de deslizamiento y las fuerzas volcantes permitiendo así un diseño seguro.

RECOMENDACIONES

Se recomienda una actualización del estudio Hidrológico, dado que al momento de realizar los estudios las condiciones climáticas eran diferentes a las actuales debido que en la zona se ha incrementado las precipitaciones y con ello el incremento del caudal del río.

Se debería revisar y adoptar el diseño conforme a la actualización de la normativa, dado que el diseño se realizó con la AAHSTO LRFD 2020 y en la actualidad ya existe la del 2024 para así asegurar que se cumpla con los criterios de seguridad vigentes.

Integrar el análisis peatonal en futuras fases de diseño, dado que el puente busca mejorar la movilidad vial y peatonal de los habitantes de la zona.

Se debería explorar otras configuraciones estructurales, como puentes en arco el cual podría mejorar el comportamiento dinámico y así reducir costos.

Se debe realizar una actualización del estudio de tránsito debido a que con la información que se realizó el diseño es de 4 años atrás y con ello obtener un diseño actualizado a las condiciones de tráfico.

REFERENCIAS

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2020). *LRFD Bridge Design Specifications*.
- Belmonte, H. (1920). *Puentes*. <https://civilshare.wordpress.com/wp-content/uploads/2016/05/puentes-hugo-belmonte-pfc.pdf>
- Bellido, L. (2002). *Curso de Diseño Estructural de Puentes*. <https://www.construaprende.com/pdfx/curso-de-diseno-estructural-de-puentes-4.pdf>
- Claros, R. y Meruvia, P. (2004). *Diseño Puentes AASHTO*. https://mega.nz/file/mD4UEIba#kxLcyfupvW9xSSokGEGIn_0kvsk3TcJfY-yMcOb5p7k
- HEC-RAS. US Army Corps of Engineers. *River Analysis System*. <https://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/>
- Hernández, R. Fernández, C. y Baptista, P. (1998). *Metodología de la investigación*. México. Editorial Mc Graw Hill.
- Méndez, H. y Torres, J. (2017). *DISEÑO de SUPERESTRUCTURA y SUBESTRUCTURA del PUENTE la VAINILLA por el MÉTODO AASHTO LRFD 2010 con las CARGAS HS20-44 + 25%*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional. <https://ribuni.uni.edu.ni/2541/>
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador [MTOP]. (2013). *Volumen N° 2 – Libro A Norma para Estudios y Diseños Viales*. https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_2A.pdf
- Moposita, A. (2022). *Estudio de Trafico*. Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP).

- Moposita, A. (2022). *Estudio de Suelo*. Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP).
- Moposita, A. (2022). *Estudio Hidrológico e Hidráulica*. Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP).
- Moposita, A. (2022). *Estudio de Ambiental*. Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP).
- Peralta, F. (2018). *Diseño Estructural de Puentes Peatonales sobre la Autopista Pimentel- Chiclayo* [Tesis de pregrado, Universidad Señor de Sipán]. Repositorio Institucional USS. <https://repositorio.uss.edu.pe/handle/20.500.12802/4570>
- Rodríguez, A. (2012). Puentes con AASHTO-LRDF 2010 (Fifth Edition). <https://es.slideshare.net/slideshow/diseo-de-puentes-con-aashtolrfd-2010pdf/252616921>
- Rodriguez, M. (2019). *Diseño de un puente tipo losa y un puente viga losa hasta 20m de luz, en el distrito de Chilca-2017*. [Tesis de pregrado, Universidad Continental]. Repositorio Continental. https://repositorio.continental.edu.pe/bitstream/20.500.12394/5486/4/IV_FIN_105_TE_Rodriguez_Hinostroza_2019.pdf
- Torres, E. (2013). *Diseño de Puentes Interpretación del código AASHTO*. <https://es.pdfdrive.com/diseño-de-puentes-interpretación-del-código-aashto-d158578491.html>
- Urbano, F. y Ramirez, E. (2014). *Topografía de Puentes y Tuneles*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña]. <https://repositorio.unphu.edu.do/bitstream/handle/123456789/831/Topografia%20de%20puentes%20y%20tuneles.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Load and Resistance Factor Design (LRFD): es un método de diseño en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando por factores mayores y menores.

Estribo: parte de la subestructura de un puente situada en los extremos.

Modelar: proceso de crear una representación visual o esquemática de una estructura o diseño.

Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA): es la utilización de la carretera expresada en vehículos que pasan anualmente.

American Association of State Highway and Transportation (AASHTO): es una normativa que publica especificaciones, protocolos de ensayos y directrices que se emplean en el diseño y construcción de carreteras.