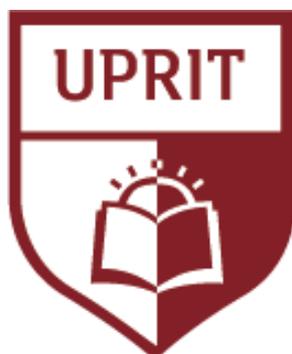


UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**PROPUESTA PARA EL DISEÑO DE CONSTRUCCION DEL PUENTE
CARROZABLE TRAMO VON HUMBOLDT - PUERTO BERMUDEZ
PROVINCIA, DE OXAPAMPA, REGION PASCO, 2021**

TESIS:

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Bach. Jesús Palero Calloapaza

Bach. Mary Flores Velásquez

ASESOR:

ING. Guido Robert Marín Cubas

TRUJILLO – PERÚ

2021

HOJA DE FIRMAS

Propuesta para el Diseño de Construcción del Puente Carrozable tramo Von Humboldt - Puerto Bermúdez provincia, de Oxapampa, Región Pasco, 2021

Autores:

Bachiller. Jesús Palero Calloapaza

Bachiller. Mary Flores Velásquez

Ing. Enrique Durand Bazán

PRESIDENTE

Ing. Guido Marín Cubas

SECRETARIO

Ing. Elton Javier Galarreta Malaver

VOCAL

DEDICATORIA

Quiero dedicar esta tesis de grado a Dios por permitirme culminar con éxito mi tan anhelada carrera, darme buena salud y fortaleza en todo momento.

De igual manera dedico este trabajo con gran amor a toda mi familia por el apoyo incondicional, por siempre impulsarme a ser mejor y lograr con éxito este gran propósito.

Jesús Palero Calloapaza
Mary Flores Velásquez

AGRADECIMIENTO

Gracias a la Universidad Privada de Trujillo, casa de estudio que me permitió crecer académicamente y tener una educación de calidad”.

A los valiosos docentes, que me impartieron sus conocimientos y me ayudaron en cada paso que di”

A la Facultad de Ingeniería por recibirme y brindarme la mejor educación con excelentes docentes.

Los autores.

INDICE DE CONTENIDOS

HOJA DE FIRMAS.....	2
RESUMEN.....	12
ABSTRACT	14
1.1. Realidad Problemática	15
1.2. Formulación del Problema	16
1.3. Justificación.....	17
1.4. Objetivos.....	19
1.5. Antecedentes	20
1.6. Bases Teóricas	22
1.6.1. Puentes.....	22
1.6.2. Elementos estructurales de un puente	28
1.6.2.1. La superestructura	28
1.6.2.2. La subestructura.....	28
1.6.2.3. Apoyos.....	30
1.6.2.4. Cargas de diseño	30
1.6.2.5. Cargas permanentes.....	31
1.6.3. Definición de Términos Básicos.....	32
1.7. Marco teórico.....	36
1.7.1. Casos de fallas de puentes	36
1.7.2. Causas de fallas en puentes	38
1.8. Formulación de Hipótesis.....	42
1.9. Propuesta de aplicación profesional	43
1.9.1. Estructura del puente	43
II. MATERIALES Y METODOS.....	44
2.1. Material de Estudio	44
2.1.1. Población.....	44
2.1.2. Área de Influencia.....	45
2.1.3. Beneficiarios Potenciales.....	45
2.1.4. Población y muestra	45
2.1.5. Muestra.....	45
2.2. Técnicas procedimiento e instrumentos	45
2.2.1. Técnica a emplear	46
2.2.2. Descripción de los instrumentos	46
2.2.3. Para procesar datos	46
III. RESULTADOS	48

3.1.	Aspectos generales	48
3.1.1.	Ubicación del área de estudio	48
3.1.2.	Accesibilidad	50
3.1.3.	Vías de acceso	50
3.1.3.1.	Acceso al área de estudio	50
3.2.	Propuesta del proyecto	51
3.2.1.	Geometría del puente	51
3.2.2.	Superestructura	52
3.2.3.	Subestructura.....	52
3.2.4.	Análisis y diseño	53
3.2.5.	Detalles de la superestructura.....	53
3.3.	Estudio topográfico	55
3.3.1.	Metodología.....	57
3.3.2.	Memoria de los trabajos.....	59
3.3.3.	Trabajos de campo.....	59
3.3.4.	Trabajos de gabinete.....	61
3.4.	Estudio geológico y geotécnico	63
3.4.1.	Investigaciones de campo	65
3.4.2.	Muestreo y Registros de Exploración.....	69
3.4.3.	Características del Proyecto.....	69
3.4.4.	Ensayos de Laboratorio	69
3.4.5.	Descripción de la conformación del subsuelo del área en estudio.....	72
3.4.6.	Ensayos estándar	75
3.4.7.	Ensayos Especiales	75
3.4.8.	Clasificación de suelos.....	76
3.4.9.	Tipo de cimentación	80
3.4.10.	Cálculo de la capacidad portante admisible.....	80
3.4.11.	Calculo de Asentamientos	82
3.5.	Estudio de hidrología e hidráulica fluvial	84
3.5.1.	Recopilación de Información	85
3.5.2.	Fase de campo	86
3.5.3.	Fase de Gabinete	86
3.5.4.	Características de la zona del puente y de la cuenca del río quirishiari	86
3.5.5.	Caracterización de la precipitación total mensual	88
3.5.6.	Caracterización de la precipitación máxima en 24 horas e intensidades	90
3.5.6.1.	Precipitación máxima en 24 horas.....	90

3.5.6.2.	Intensidades de lluvia	90
3.5.7.	Descarga máxima.....	92
3.5.8.	Niveles máximos.....	94
3.5.8.1.	Niveles máximos en la situación actual	95
3.5.8.2.	Niveles máximos con el puente proyectado.....	97
3.5.8.3.	Gálibo recomendado.....	100
3.5.9.	Socavación.....	101
3.6.	Estudio de trazos y diseño vial de los accesos	103
3.6.1.	Objetivo del estudio de trazos y diseño vial de los accesos	103
3.6.1.1.	Diseño geométrico	103
3.6.2.	Clasificación de la vía	104
3.6.2.1.	Clasificación según su función.....	104
3.6.2.2.	Clasificación de acuerdo a la demanda	105
3.6.2.3.	Clasificación según condiciones orográficas.....	105
3.6.3.	Elección de la velocidad de diseño.....	105
3.6.4.	Sección transversal	107
3.6.5.	Alineamiento horizontal y vertical	110
IV.	DISCUSIÓN.....	112
V.	CONCLUSIONES.....	114
VI.	RECOMENDACIONES	117
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	119
VIII.	ANEXOS	120
IX.	ANEXO: PLANOS.....	121

INDICE DE TABLAS

TABLA N° 01 Pesos especificos de los materiales.....	31
TABLA N° 02 Poblacion	33
TABLA N° 03 Operacionalizacion de variables	37
TABLA N° 04 Vias de acceso a la zona de proyecto.....	62
TABLA N° 05 Excavaciones a cielo abierto	64
TABLA N° 06 Profundidad de pozo de exploracion	64
TABLA N° 07 Ensayo de penetracion estandar.....	65
TABLA N° 08 Ensayo de penetracion dinamica	73
TABLA N° 09 Nivel de filtracion	76
TABLA N° 10 Ensayo de laboratorio estandar	100
TABLA N° 11 Clasificacion de suelos.....	100
TABLA N° 12 Clasificacion de suelos.....	102
TABLA N° 13 Clasificacion de suelos.....	31
TABLA N° 14 Analisis quimico de suelos	33
TABLA N° 15 Ensayos de laboratorio	37
TABLA N° 16 Clasificacion de suelos.....	62
TABLA N° 17 Clasificacion de suelos.....	64
TABLA N° 18 Clasificacion de suelos.....	64
TABLA N° 19 Analisis quimico de sales agresivas	65
TABLA N° 20 Clasificacion de suelos.....	73
TABLA N° 21 Variacion de la lluvia total mensual en la estacion puerto victoria	76
TABLA N° 22 Variacion de la lluvia total mensual en la estacion puerto bermudez.....	100

TABLA N° 23 Precipitacion maxima en 24 horas	100
TABLA N° 24 Niveles maximos de agua	102
TABLA N° 25 Secciones transversales del rio	31
TABLA N° 26 Clasificacion de la red vial en el peru	33
TABLA N° 27 Ancho de calzada de dos carriles.....	37
TABLA N° 28 Ancho de bermas	62
TABLA N° 29 Bombeos de la calzada	64
TABLA N° 30 Taludes de los terraplenes	64
TABLA N° 31 Radios y peraltes maximos para el diseño de carreteras	65

INDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 01 Puente en arco simplemente apoyado	22
FIGURA N° 02 Puente continuo	23
FIGURA N° 03 Puente arco	35
FIGURA N° 04 Puente atirantado.....	35
FIGURA N° 05 Puente colgante	36
FIGURA N° 06 Puente de concreto simplemente apoyado	37
FIGURA N° 07 Puente de arco de concreto	22
FIGURA N° 08 Puente simplemente apoyado de 3 tramos	23
FIGURA N° 09 Puente tipo portico	35
FIGURA N° 10 Elementos de un puente	35
FIGURA N° 11 Infraestructura de un puente	36
FIGURA N° 12 Tipos de cimentacion de un puente	37
FIGURA N° 13 Diagrama casos de colapso de puentes	22
FIGURA N° 14 Diagrama causa efecto en colapso de puentes.....	23
FIGURA N° 15 Mapa de localizacion	35
FIGURA N° 16 Ubicación del proyecto.....	35
FIGURA N° 17 Ubicación del proyecto.....	36
FIGURA N° 18 Equipo utilizado para el levantamiento topografico	37
FIGURA N° 19 Modelamiento del area en estudio	22
FIGURA N° 20 Seccion transversal del rio 0+370	23
FIGURA N° 21 Seccion transversal del rio 0+380	35
FIGURA N° 22 Seccion transversal del rio 0+390	35
FIGURA N° 23 Seccion transversal del rio 0+400	36
FIGURA N° 24 Seccion transversal del rio 0+370	37

FIGURA N° 25 Seccion transversal del rio 0+380	22
FIGURA N° 26 Seccion transversal del rio 0+390	23
FIGURA N° 27 Seccion transversal del rio 0+400	35
FIGURA N° 28 Detalle de la seccion transversal de la via	35
FIGURA N° 29 Vista 3D de los accesos al puente	36

RESUMEN

La presente tesis denominada “Propuesta para el Diseño de Construcción del Puente Carrozable Tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez provincia de Oxapampa Región Pasco 2021”, La zona del proyecto, se encuentra ubicada sobre la quebrada del mismo nombre, pertenece al Distrito de Puerto Bermúdez. El puente forma parte de la carretera Arquitecto Fernando Belaunde Terry (Ex-Marginal de la Selva), tramo Von Humboldt–Puerto Bermúdez Km 163+770 y tiene las siguientes coordenadas de 8°870,305N y 501,771E y 265.50 msnm.

En primer lugar se ha revisado la bibliografía de diferentes autores y especialistas para luego iniciar los trabajos con la evaluación de la geometría del puente en conjunto, aplicando de esta manera todos los conocimientos adquiridos durante la formación académica universitaria y vía experiencia laboral. Posteriormente se ha efectuado la etapa de diseño de acuerdo con lo especificado en el manual de Diseño de Puentes del MTC, aplicando el método de Diseño Load & Resistance Factor Design (LRFD), establecidas en las normas de diseño de la American of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.).

Los trabajos referentes al levantamiento topográfico están referidos a coordenadas UTM con datum horizontal: WGS-84 y datum vertical: nivel medio del mar, se han dejado monumentados los Puntos de Control horizontal y vertical PB-01 y PB-02 ubicados en la margen derecha e izquierda, respectivamente, del río , con fines de replanteo de las obras proyectadas.

Los trabajos de estudio geológico y geotécnico concluyeron que la cimentación será superficial por medio de zapatas aisladas, apoyadas en la cota 253.00m. En material de arena limosa, densa, en el estribo derecho y arcilla cementada en el estribo izquierdo.

Los trabajos de estudio de hidrología e hidráulica fluvial determinaron que la descarga máxima para la zona que se propone para ejecutar el proyecto, aplicando el Método Triangular, es de 90 m³/s.

Mediante el estudio de tráfico, se ha adoptado una velocidad de diseño de 50 KPH, a partir del cual se ha obtenido las características de la vía el cual es de dos carriles y clasificada de segunda clase.

ABSTRACT

The present thesis called "Proposal for the Construction Design of the Von Humboldt Section Carriage Bridge Puerto Bermudez province of Oxapampa Pasco Region 2021", The project area, is located on the creek of the same name, belongs to the District of Puerto Bermudez. The bridge is part of the Architect Fernando Belaunde Terry road (Ex-Marginal de la Selva), section Von Humboldt – Puerto Bermudez Km 163 + 770 and has the following coordinates of 8'870,305N and 501,771E and 265.50 meters above sea level.

In the first place, the bibliography of different authors and specialists has been reviewed and then work begins with the evaluation of the geometry of the bridge as a whole, thus applying all the knowledge acquired during university academic training and via work experience. Subsequently, the design stage has been carried out in accordance with what is specified in the MTC Bridge Design manual, applying the Load & Resistance Factor Design (LRFD) design method, established in the design standards of the American of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

The works related to the topographic survey are referred to UTM coordinates with horizontal datum: WGS-84 and vertical datum: mean sea level, the horizontal and vertical Control Points PB-01 and PB-02 located on the right bank have been left monumental. And left, respectively, of the river, in order to stake out the projected works.

The geological and geotechnical study works concluded that the foundation will be superficial by means of isolated footings, supported at an elevation of 253.00m. In dense silty sand material in the right abutment and cemented clay in the left abutment.

The study of river hydrology and hydraulics determined that the maximum discharge for the area that is proposed to execute the project, applying the Triangular Method, is 90 m³ / s.

Through the traffic study, a design speed of 50 KPH has been adopted, from which the characteristics of the road have been obtained, which is two-lane and classified as second class.

INTRODUCCION

1.1. Realidad Problemática

En los últimos años, nuestro país se ha desarrollado económicamente, por lo cual, se ha promovido el desarrollo de diversas ciudades y su necesidad de intercomunicación. Dichas ideas se reflejan en la demanda de una mayor infraestructura de transportes y comunicaciones. Es así que se diseñan proyectos viales, tales como carreteras y puentes que permitan desarrollar dichas funciones. Una de las grandes problemáticas que afectan a dichas estructuras son las fluctuaciones en los flujos de agua, los cuales están influenciados por parámetros meteorológicos como el clima, la temperatura, la presión, etc. Debido a ello, mucho de los puentes en el Perú han fallado o se encuentran en estado crítico, puesto que además de haber superado su tiempo de servicio útil, las mismas variaciones de regímenes y duraciones de lluvia han sobrepasado en exceso las consideraciones que se tenían en el momento del diseño de los puentes. En consecuencia, se genera el efecto de socavación. Dicho efecto se refiere a la erosión en cimentaciones provocado por el tránsito de agua en un flujo de río.

La provincia de Oxapampa, carece de muchos accesos con sus pueblos aledaños, por lo cual muchos pobladores no pueden trasladarse de un lugar a otro tan fácilmente, y más aún sacar sus productos al mercado de consumo; ¿Se podrá analizar y diseñar una estructura del puente Carrozable Tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez, en la provincia de Oxapampa?

El actual puente es de madera y es considerado como provisional, el cual no se adapta a los requerimientos de tráfico de vehículos de la zona, ni a las dimensiones de la carretera actual. Los accesos al puente existente, tanto izquierdo como derecho se encuentran en buen estado, la superestructura es de madera conformada por troncos de diámetros aproximados de 1.50 metros. Frente a esta situación se realizó la presente propuesta de diseño, cuyo proyecto permitiría el tránsito permanente y seguro de vehículos livianos y pesados en la carretera marginal de la selva y que beneficiaría principalmente a las localidades de Puerto Bermúdez, Ciudad Constitución, Yuya Pichis, Bello Horizonte, Puerto

Inca, Sungaro y poblados menores que están establecidos a lo largo de la carretera marginal.

1.2. Formulación del Problema

Pregunta General

¿Cuál es la propuesta de diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez provincia de Oxapampa 2021?

Problema Específico

A. Problema Especifico

¿Cuál es el estudio topográfico para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez?

B. Problema Especifico

¿Cuál es el estudio geológico y geotécnico para el diseño de construcción para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez?

C. Problema Especifico

¿Cuál es el estudio hidrológico e hidráulica fluvial para el diseño de construcción para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez?

D. Problema Especifico

¿Cuál es el estudio de diseño vial?

1.3. Justificación

Justificación ilustrada

Casos de fallas de puentes

En nuestro país, el colapso de puentes es un riesgo inminente. Este evento ha sucedido en muchas ocasiones debido a diversos factores, siendo la principal causa las crecidas de caudal en ríos (avenidas), las cuales usualmente son potenciadas por el cambio brusco del clima conllevando a lluvias en exceso, se ha tomado medidas por medio del refuerzo del puente para que su funcionamiento sea el correcto de dichos eventos.

Justificación practica

Se propone un diseño estructural de un puente el cual cumplirá con los parámetros de diseños especificado por las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, Método de diseño por factores de carga y resistencia) como también el Reglamento Nacional de Edificaciones para así garantizar tanto el funcionamiento de la estructura como la vida útil del mismo.

Justificación legal

Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Dirección General de Caminos y Ferrocarriles

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, en el marco de su rol normativo se propuso elaborar un Reglamento para el Diseño de Puentes. Es así como hace ya algún tiempo se culminó la versión inicial del citado documento, el mismo que fue revisado y mejorado con los aportes de especialistas en la materia. En enero del 2003, se publicó en la página web del MTC la versión revisada del Reglamento con el objeto de recibir los comentarios de los colegios profesionales, universidades, especialistas en la

materia e ingenieros en general; como resultado de esta publicación se recibieron valiosos aportes, observaciones y sugerencias que luego de ser evaluados fueron incorporados en el texto final del denominado Manual de Diseño de Puentes que fue aprobado mediante R.M. N° 589-2003-MTC/02 del 31- 07-2003.

El Manual de Diseño de Puentes, establece las condiciones generales para la preparación de un proyecto, así como las cargas a las que serán sometidas las estructuras, la resistencia de los materiales que la conforman, las deformaciones que se pueden producir y los métodos de análisis para evaluar su comportamiento con seguridad y estabilidad en su periodo de vida útil.

Nuestro objetivo es que el referido Manual sea aplicado, a nivel nacional, en cualquier proyecto que involucre la construcción, rehabilitación y/o ampliación de un puente, uniformizando, de esta manera, los criterios de diseño y la presentación de los estudios.

Como quiera que esta es una especialidad en constante evolución, el MTC ha designado un Comité Permanente que se encargará de actualizar el Manual, incorporando nuevas normas según los avances tecnológicos que se presenten. Este Comité está conformado por especialistas de puentes del MTC, de la Universidad Nacional de Ingeniería, de las Universidades Particulares Ricardo Palma y Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, del Colegio de Ingenieros y de la Asociación Peruana de Caminos.

El MTC, con profunda satisfacción, pone a disposición de las entidades públicas y privadas, miembros de la orden, estudiantes y público en general, el presente Manual de Diseño de Puentes en la seguridad de que se constituirá en una herramienta útil en el diseño de estas importantes estructuras.

1.4. Objetivos

Objetivo General

Realizar el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez provincia de Oxapampa Región Pasco 2021.

Objetivos Específicos

A. Objetivo Especifico

Realizar el estudio topográfico para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez.

B. Objetivo Especifico

Realizar el estudio geológico y geotecnico para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez.

C. Objetivo Especifico

Realizar el estudio de hidrología e hidráulica fluvial para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez.

D. Objetivo Especifico

Realizar el diseño vial para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez.

1.5. Antecedentes

Meza y Sánchez (2015) realizaron una investigación titulada “Diseño de un puente sobre el río Olichoco km. 27+000 entre los anexos de Yanasara y Pallar, distrito de Curgos- Sánchez Carrión – La Libertad” en la Universidad Privada Antenor Orrego cuyo objetivo fue realizar el diseño de un puente sobre el río Olichoco entre los anexos Yanasara y Pallar para contribuir a solucionar la problemática de comunicación y desarrollo que actualmente está afectando a las comunidades aledañas. Se aplicó una metodología no experimental. Para la recolección de datos se utilizó estudios de campo como estudio de suelos, topografía para luego procesar esos datos y poder realizar el diseño del puente. Finalmente concluyen que el tramo carretero pertenece a uno de los ejes troncales que tiene la sierra liberteña; como tal, es de importancia esencial la construcción de este para evitar el corte del tránsito en la vía. El diseño concluyo con trabes de acero de sección w27 x 178 desde el estribo hasta el pilar distribuyendo las cargas a los nodos de las caras de la armadura y esta a su vez a la superestructura; los pilares tendrán la profundidad de 6 metros.

Vargas (2015) realizo una investigación titulada “Elección y diseño de alternativa de puentes sobre el río Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos del proyecto constancia” en la Pontificia Universidad Católica del Perú con el objetivo de ofrecer una solución, alternativa al puente Bailey existente, para dar acceso a la planta de procesamiento de minerales del proyecto Constancia, cruzando el río Chilloroya, la cual en comparación con el puente ya construido sea más económica, requiera menos tiempo para su construcción, tenga menor impacto ambiental y menores requerimientos de mantenimiento posterior, al corto y largo plazo. Se aplicó una metodología Explicativa no experimental. Para recoger los datos el investigador se basó en antecedentes, al mismo tiempo realizó estudios en campo en el cual determino el tipo de suelo, conteo vehicular. Finalmente concluyó que el

puente diseñado con el método Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) es mucho más económico disminuyendo los costos en un 21%

El ministerio de transporte y Comunicaciones (MTC) ha efectuado trabajos de evaluación de puentes de la Red Vial Nacional, usando la Guía para la Inspección de Puentes normado con Directiva No 01-2006-MTC/14 y aprobado por Resolución Directora! N°012-2006-MTC/14 del 14 de marzo del año 2006.

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2004): elabora una Guía muy importante en la cual proporciona pautas para realizar la inspección apropiada de los componentes de los puentes. En ella también nos indica las características que deben tener los profesionales para realizar las inspecciones e incluye también el tipo de material conveniente para hacer una evaluación adecuada con el fin de evaluar y controlar los daños y/o fallas que estos vayan teniendo con el paso del tiempo, las cuales se irán contrastando con un formato que nos servirá para la toma de datos. La guía que nos ofrecen es un importante aporte para la evaluación de los puentes, explica punto por punto las partes a considerar, y los daños que pueden sufrir las diferentes componentes de la estructura, propone también una tabla de calificación por puntajes, para así considerar el estado crítico o no crítico del puente.

Reyes, Uriel (2013) en su tesis “Evaluación de la capacidad de carga de la superestructura de puentes tipo.”, realiza una comparativa de los efectos que generan las condiciones de carga viva actuales en la superestructura de puentes, con respecto a los que generan las condiciones de carga utilizadas en el diseño original de los mismos, así como una comparación de la capacidad de carga en ambos estados. Asimismo, concluyen que a pesar de ser estructuras de edad aproximada de 50 años, poseen capacidad para soportar cargas móviles que se han ido incrementando con el paso del tiempo. Eso les indica que los puentes se encuentran sobre diseñados, o que han sido reforzados. También concluyen que es importante realizar trabajos de inspección y mantenimiento en los periodos establecidos, esto con la finalidad

de detectar problemas en edades tempranas y tomar acciones preventivas y evitar de esta forma las acciones correctivas, las cuales llegan a ser más caras, laboriosas y que implican el cierre de vialidades al realizar los trabajos. **Aronés & Cortés (2018)** en su tesis “Evaluación estructural del puente Huaracane con las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2012 y Norma Técnica Peruana Sismorresistente E.030 2016.”, evalúan un puente de concreto armado con las normas y guías pertinentes actuales del 2018 y contrastan el diseño resultante con el obtenido en el análisis del puente con las normas vigentes en la época en que se construyó. Asimismo, concluyen que una característica que influye considerablemente en el comportamiento estructural y sísmico de un puente es su grado de regularidad. Esta característica considera que el elemento sea simple (ayuda a que las fuerzas aplicadas al puente se transfieran al suelo de forma directa), simétrico (la simetría de la estructura colabora a controlar los esfuerzos debido a torsión) e íntegro (la integridad de un puente contribuye a que sus componentes se mantengan unidos luego de un terremoto).

Macedo, Katerin (2018) en su tesis “Evaluación Estructural Mediante el Método LRFR en Puentes de Concreto y Reforzamiento en el Puente Chancay” tiene como objetivo principal la evaluación estructural y reforzamiento del Puente Chancay mediante el método LRFR, Con teorías relacionadas de inspección de campos, levantamiento patológico, ensayos y pruebas y reforzamiento del puente chancay. y como conclusión que el ensayo de esclerómetro, influyó para el modelamiento ya que se obtuvieron resultados en el factor de resistencia bajos. El ensayo de suelo no influyó en la evaluación, porque el modelamiento solo se realizó en la superestructura.

1.6. Bases Teóricas

1.6.1. Puentes

La enciclopedia libre Wikipedia, señala que, “un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico

como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo”.

El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido. Su proyecto y su cálculo pertenecen a la Ingeniería Estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

Según John Ampuero, “el tipo transversal a adoptarse en cada caso es función de una gran cantidad de variables y muchas veces es necesario realizar croquis de diferentes alternativas, llevándolos hasta un nivel de diseño suficiente para poder determinar sus costos y de esta forma, adoptar la más conveniente”.

Puentes metálicos

Simplemente apoyados, reticulados o de alma llena.

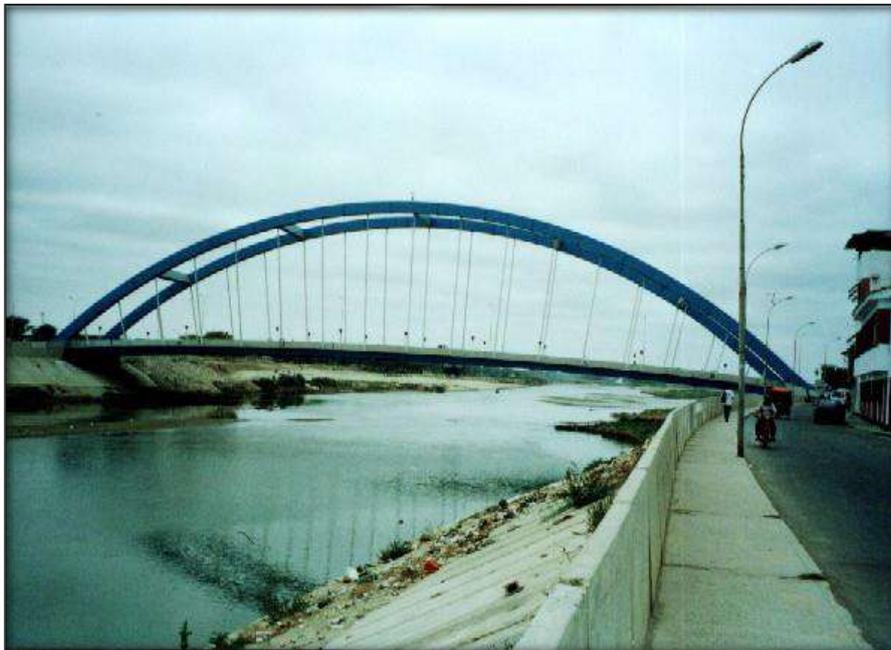
Continuos, reticulados o de alma llena.

Arcos.

Atirantados.

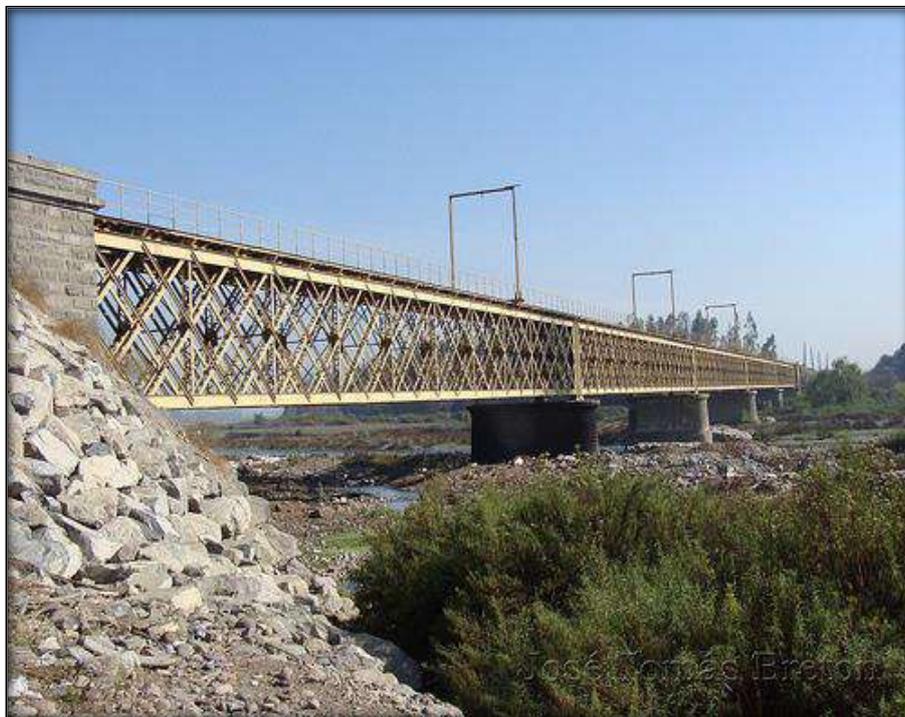
Colgantes.

Figura N°01 Puente en Arco Simplemente apoyado



FUENTE: Elaboración propia

FIGURA N° 02 Puente Continuo



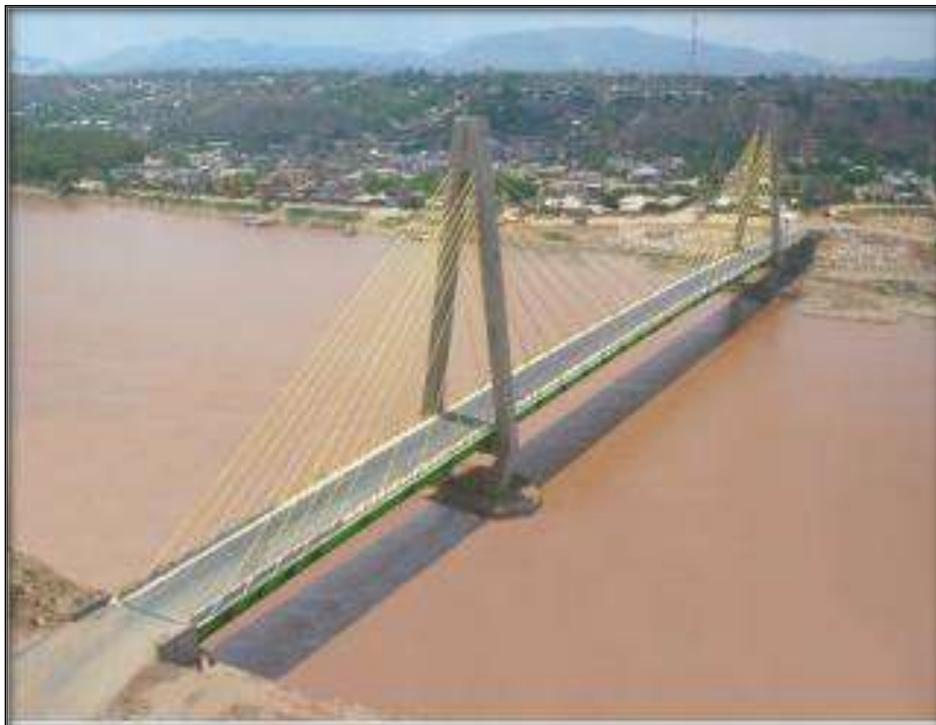
FUENTE: Elaboración propia

FIGURA N°03 Puente Arco



FUENTE: Elaboración propia

FIGURA N°04 Puente Atirantado



FUENTE: Elaboración propia

FIGURA N° 05 Puente Colgante



FUENTE: Elaboración propia

Puentes de Concreto

Simplemente Apoyados.

Continuos.

Pórticos.

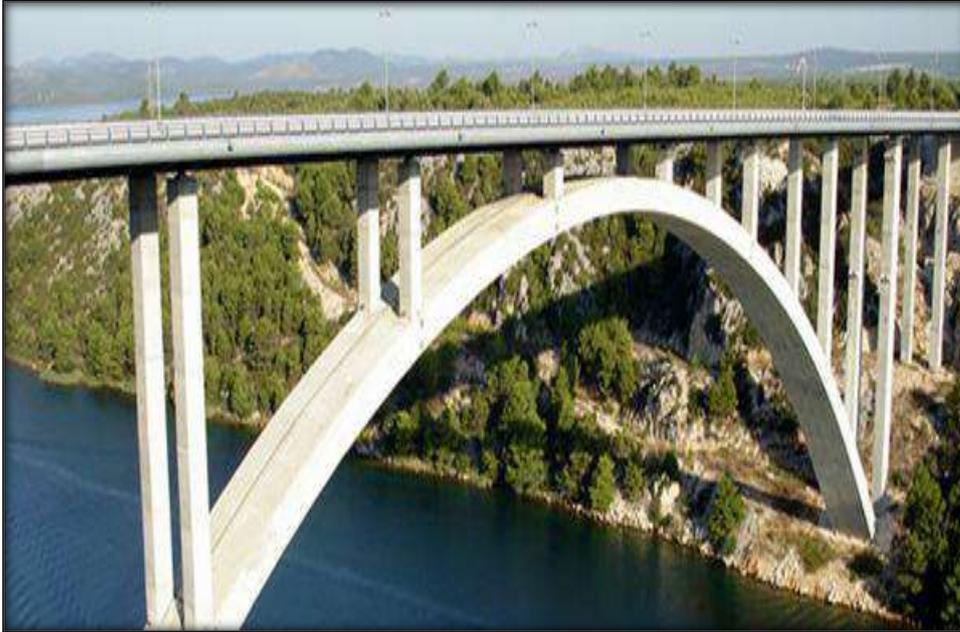
Arcos.

FIGURA N°06 Puente de Concreto Simplemente Apoyado



FUENTE: Elaboración propia

FIGURA N°07 Puente Arco de Concreto



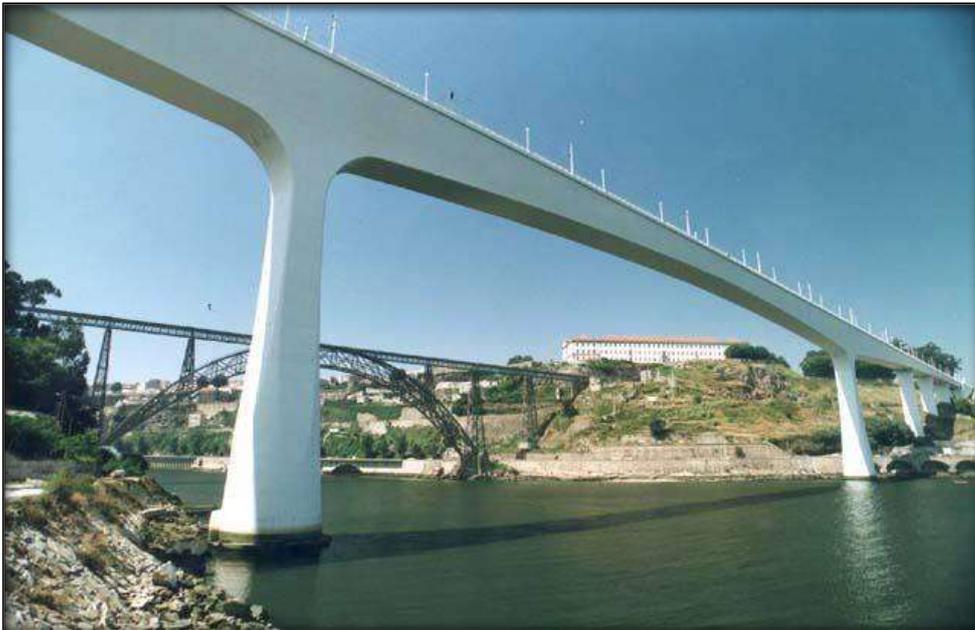
FUENTE: Elaboración propia

FIGURA N°08 Puente simplemente Apoyado de 3 tramos



FUENTE: Elaboración propia

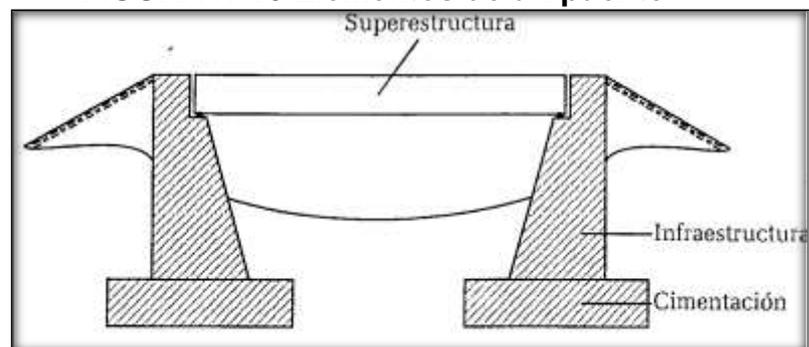
FIGURA N°09 Puente Tipo Pórtico



FUENTE: Elaboración propia

1.6.2. Elementos estructurales de un puente

FIGURA N°10 Elementos de un puente



FUENTE: Elaboración propia

1.6.2.1. La superestructura

1.6.2.2. La subestructura

Mehdi nos dice que la superestructura, “es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por”:

a) El tablero: Constituido por los elementos estructurales que soportan las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal.

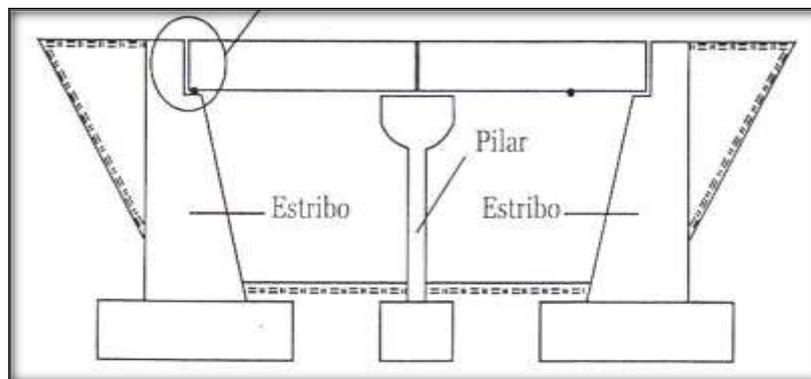
b) La estructura principal: Es el sistema estructural que soporta el tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

Asimismo Mehdi especifica que, “la Subestructura Está conformado por elementos estructurales que soportan las cargas procedentes de la superestructura y los transmiten a la cimentación”. Pudiendo ser:

a. Estribos: Son los apoyos extremos del puente y transmiten las cargas a la cimentación y soportan a su vez empuje de tierras.

b. Pilares: Son los apoyos intermedios en un puente, reciben las reacciones de dos tramos del puente transmitiéndola a la cimentación, sobre las cuales no actúa el empuje de los rellenos.

FIGURA N°11 Infraestructura de un puente



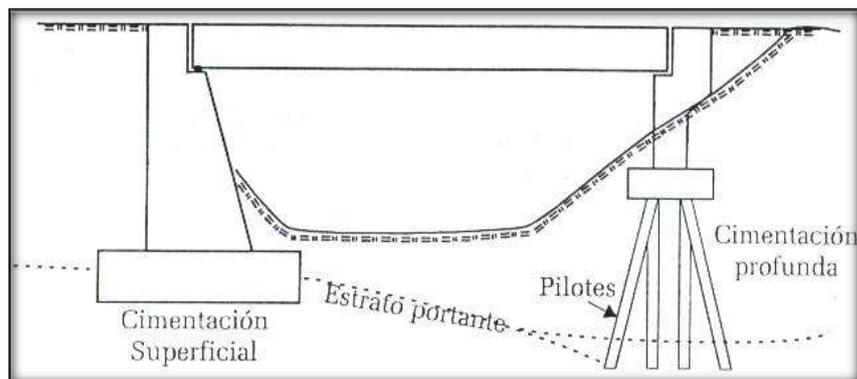
FUENTE: Elaboración propia

Cimentación: Es la parte enterrada en el terreno y sirve para alcanzar el estrato portante. Existen los siguientes tipos:

Cimentación Superficial: Conformada por zapatas que transmiten las cargas directamente al terreno. Este tipo de cimentación es posible debido a que el estrato portante se encuentra a pequeñas profundidades y es posible llegar mediante excavaciones.

Cimentación Profunda: En este tipo de cimentación es cuando el estrato se encuentra a una profundidad que no es posible llegar mediante excavaciones. Pudiendo ser: Pilotes, cajones de cimentación, o compuestos.

FIGURA N°12 Tipos de cimentación de un puente



FUENTE: Elaboración propia

1.6.2.3. Apoyos

1.6.2.4. Cargas de diseño

Según Mehdi, “los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura”.

El Manual de Diseño de Puentes del MTC establece que, “se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias”.

Cargas permanentes:

DD = Fuerza de arrastre hacia abajo.

DC = Carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales.

DW = Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH = Presión de tierra horizontal.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del relleno.

Cargas transitorias:

BR = fuerza de frenado vehicular.

CE = fuerza centrífuga vehicular.

CR = “creep” del concreto.

CT = fuerza de choque vehicular.

CV = fuerza de choque de barcos.

EQ = sismo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = carga de impacto.

LL = carga viva vehicular.

LS = carga viva superficial.

PL = carga viva de peatones.

SE = asentamiento.

SH = contracción.

TG = gradiente de temperatura.

TU = temperatura uniforme.

WA = carga de agua y presión del flujo.

WL = efecto de viento sobre la carga viva.

WS = efecto de viento sobre la estructura.

1.6.2.5. Cargas permanentes

El Manual de Diseño de Puentes establece que, “son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente. Lo constituyen el peso propio de todos los elementos que conforman la estructura, en ello se incluye los accesorios, superficie de rodamiento, veredas, barandas, etc.”. También lo conforman todas las cargas correspondientes al empuje de suelos, sobrecarga del suelo y fricción negativa; los mismos que actúan sobre los estribos; estas presiones se calculan de acuerdo con los

principios de mecánica de suelos y utilizando valores medios de las propiedades del material de relleno.

TABLA N°01 Pesos específicos de los materiales

Pesos específicos de los materiales	γ (KN/m ³)	Kgf/m ³
MATERIAL		
Agua dulce 9,8 (1000)	9,8	1000
Agua salada	10,0	1020
Acero	76,9	7850
Aluminio	27,4	2800
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	15,7	1600
Arena, tierra o grava compactas	18,9	1900
Asfalto, Macadam	22,0	2200
Concreto ligero	17,4	1740
Concreto normal	23,5	2400
Concreto Armado	25,0	2500
Hierro forjado	70,6	7200
Balasto	22,0	2250
Madera	10,0	1020
Mampostería de piedra	26,6	2700

Fuente: MTC - Manual de Diseño de Puentes, Pág. N° 50.

1.6.3. Definición de Términos Básicos

Acera

Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.

Acero-de refuerzo

Cantidad de acero requerido para un esfuerzo determinado.

Caudal

Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo.

Carga de diseño

Carga que debe soportar la estructura para el diseño.

Carga muerta

Carga permanente a una estructura.

Carga ultima

Suma de la carga viva con la carga muerta, afectadas ambas por su respectivo factor de incertidumbre.

Carga viva

Carga no permanente a una estructura.

Cimientos

Elementos estructurales que distribuyen las cargas de la superestructura directamente al suelo.

Concreto ciclópeo

Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua, a diferencia del concreto reforzado, los agregados son mucho más gruesos.

Concreto reforzado

material de construcción obtenido de una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua, todo esto combinado con el acero de refuerzo, que es un elemento homogéneo, usualmente reticular, cuyas características atómicas lo hacen extremadamente resistente a esfuerzos de tensión.

Cuenca

Parte continua de la superficie de la tierra, ocupada por un sistema de desagüe, cuyas aguas fluyen al mismo río, lago o mar. Consta de una

corriente principal superficial junto con corrientes superficiales tributarias, limitada por su divisoria de aguas.

Deslizamiento

Fuerza que tienda a deslizar horizontalmente el muro

Diafragma

Unidades usadas para evitar la deformación de viga en la superestructura.

Empuje

Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.

Estribo

Muro que soporta a la superestructura y transmite su peso al suelo.

Especificaciones

Normas general y técnica de construcción contenidas en un proyecto, disposiciones o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.

Estratigrafía

Parte de la geología que estudia las rocas que forman estrados o capas sobrepuestas.

Estribo

Estructura en extremos del puente que recibe las cargas de la superestructura y la transmite a la cimentación.

Fuerza de sismo

Carga que es inducida por un sismo y que provoca esfuerzos en la subestructura.

HL, HS

Carga de carril, carga de camión (de AASHTO).

Impacto

Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.

Losa

Elemento estructural, plano que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.

Luz

Longitud entre los apoyos de un puente.

Medidas de mitigación

Acción de reducir, disminuir o atenuar los impactos en el ambiente.

Neopreno

Material natural o artificial con propiedades similares a las del gaúcho, utilizado en apoyos de puentes.

Puente

Estructura que permite pasar el tráfico de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.

Sobrecarga

Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.

Socavación

Efecto producido en taludes, en el cual parte de los taludes es minado por el agua de abajo hacia arriba

Subestructura

Es un conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.

Suelo

Material no consolidado o semi consolidado que se encuentra sobre la capa de roca de la corteza terrestre.

Superestructura

Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.

Talud

Superficie inclinada respecto a la horizontal que es adoptada en forma permanente.

1.7. Marco teórico

1.7.1. Casos de fallas de puentes

En nuestro país, el colapso de puentes es un riesgo inminente. Este evento ha sucedido en muchas ocasiones debido a diversos factores, siendo la principal causa las crecidas de caudal en ríos (avenidas), las cuales usualmente son potenciadas por el fenómeno de “El Niño”.

En otros casos, se ha tomado medidas por medio del refuerzo o rehabilitación de los puentes para que continúen funcionando correctamente después de dicho evento. A continuación, se mencionarán diversos casos de rehabilitación, reforzamiento y colapso de puentes recopilados por el ICG (2002)

Puente “Bolsico” (Tumbes)

Es un puente de concreto reforzado del tipo “Gerber Isostático”, el cual fue rehabilitado y reforzado. El tablero del puente estaba deteriorado, por lo que se decidió, además de rehabilitarlo, incrementar su resistencia por medio de un aumento del espesor de la losa (se colocó una malla de refuerzo en la parte superior). Algunas secciones se encontraban dañadas, por lo cual fueron rehabilitadas con el método tradicional de reemplazar el concreto y refuerzos afectados. Para incrementar la capacidad del puente, se colocaron 6 cables rectos en la parte exterior que, a través de un bloque en los extremos, transmiten una fuerza de

compresión a las vigas. Esto permitió mejorar la condición de esfuerzos dentro de las vigas.

Puente “Cascajal” (Lambayeque)

Fue rehabilitado debido a que sufrió socavación y asentamiento del primer pilar de la margen izquierda durante el fenómeno del Niño del año 1983. La rehabilitación del pilar se proyectó planteando un cajón de cimentación envolvente en donde se apoyaría la nueva elevación del pilar, en donde descansaría la superestructura del puente. Algunos tramos del puente fueron bastante afectados, por lo que se decidió reemplazarlos. Sin embargo, el fenómeno del Niño del año 1998 provocó el colapso e inutilización del puente ya que no se dio el mantenimiento oportuno.

Puente “Santa Ana” (Junín)

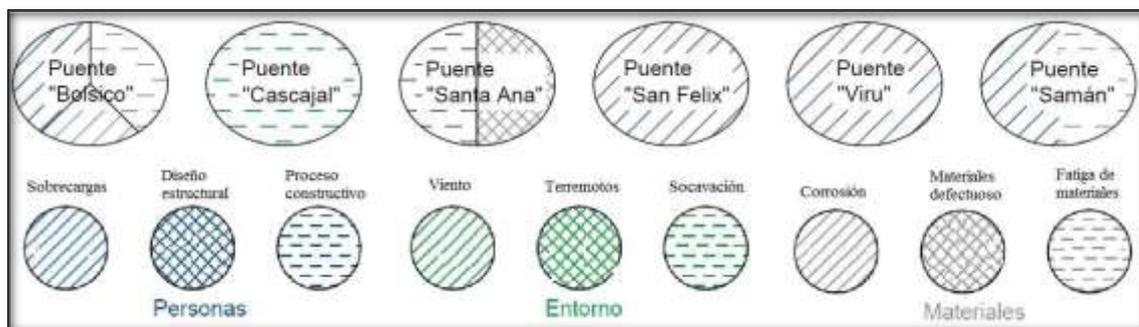
Es un puente de concreto postensado conformado por una losa y dos vigas. Durante la ejecución de la obra, se detectó que el concreto no alcanzó la resistencia especificada, por lo que se decidió reforzar las vigas tanto por corte como por flexión con platinas de fibras al carbono (CFRP).

Puente “Samán” (Piura)

Es un puente de concreto pre-esforzado conformado por vigas prefabricadas pre-esforzadas que actúan en acción compuesta con una losa de concreto reforzado para tomar la acción de la sobrecarga. Se reforzó para el pase de una sobrecarga extraordinaria con platinas de acero adheridas al fondo de las vigas con un pegamento epóxico.

A continuación, se muestra la gráfica de los casos presentados por el ICG diferenciados por cada causante para cada caso

FIGURA N°13 Diagrama casos de colapso de puentes



FUENTE: Elaboración propia

1.7.2. Causas de fallas en puentes

Para evaluar los daños ocurridos en los puentes, primero debemos conocer los principales motivos que generan las fallas. Un puente puede fallar por diversos motivos, los cuales pueden ser por corrosión del acero, fatiga de materiales, viento, inadecuado diseño estructural, terremotos, inadecuado proceso constructivo, sobrecargas excedidas, materiales defectuosos, socavación, etc. Para fines de este estudio, éstos serán agrupados en un diagrama causa- efecto en función de su causalidad, los cuales son de materiales, de entorno y de personas.

FIGURA N°14 Diagrama causa-efecto en colapso de puentes



Fuente: ICG 2002

Por materiales

Corrosión del acero: Empezaremos por definir “corrosión” según la RAE8. La fuente lo describe como la destrucción paulatina de los cuerpos metálicos por acción de agentes externos, persista o no su forma9. Con esta definición podemos entender que ocurre una disminución progresiva de la sección de acero que provee resistencia a la flexión; por lo tanto, el momento resistente de la estructura disminuirá produciendo así la falla. Para evitar este efecto, se debe recubrir el acero con una capa de concreto o protección galvánica.

Fatiga de materiales: La RAE permite definir fatiga como la pérdida de la resistencia mecánica de un material al ser sometido largamente a esfuerzos repetidos10. Es de conocimiento general que el material falla de manera más rápida ante cargas dinámicas cíclicas que ante las cargas estáticas. Éste es el caso de los puentes, los cuales están sometidos a ciclos de cargas dinámicas a diferentes horas del día. Materiales defectuosos: Se caracterizan por la ausencia de un control de calidad de los materiales (insumos) y protocolos de control estadísticos del producto. Se considera material defectuoso cuando no se cumple con las especificaciones técnicas, tales como:

TMN11 del agregado grueso, módulo de fineza del agregado fino, pureza del agua, entre otros. Lo mencionado anteriormente se puede controlar con muestreos estadísticos; para el concreto se suele “testear” probetas para determinar la resistencia a compresión ($f'c$) del concreto puesto en obra y determinar si éste está por encima o por debajo de lo requerido.

Personas

Proceso constructivo: En el proceso constructivo, suelen ocasionarse problemas generados por falta de planificación. La elaboración de flujogramas de procesos que detallen los pasos a seguir es importante para asegurar la calidad del mismo. Las cangrejeras, colocado inadecuado del acero, espesor reducido del tablero y demás son algunos ejemplos de causantes de fallas por procesos constructivos.

Diseño estructural: Existen diversas fuentes de errores en el diseño estructural en puentes desde errores conceptuales hasta errores aplicativos, de los cuales el ingeniero Edgar Muñoz (2014), de la Pontificia Universidad Javeriana, nos menciona en su artículo sobre las causas de colapsos de puentes en Colombia.

“Los elementos presentan lo siguiente:

- En puentes de arco en acero, los elementos principales de arco no cumplen con relaciones ancho espesor (pandeo local) y presentan esfuerzos actuantes mayores a los permitidos.
- Presentan elementos de arco diseñados solamente a compresión y no revisados para efectos combinados de flexión biaxial más compresión.
- Modelos estructurales incompletos que no contemplan todas las características mínimas para un adecuado análisis y diseño. En el caso de puentes con arcos es importante un modelo tridimensional que tenga en cuenta la flexión fuera del plano que puede ser del mismo orden de la flexión en el plano; muchos puentes de arco construidos en Colombia fueron diseñados con modelos planos.
- Selección errónea del factor de longitud efectiva (K) para la evaluación del pandeo general de la parte inicial de los elementos de un arco.
- Puentes de armadura en acero sin una evaluación adecuada de la estabilidad lateral.
- Deficiencia de análisis y diseño de las uniones en puentes metálicos.
- Igualmente, el diseño de refuerzos de los elementos de puentes metálicos existentes no tienen en cuenta las uniones.
- Diseños estructurales de puentes en acero, sin tener en cuenta consideraciones de fatiga para los elementos y las uniones.
- Por falta de mantenimiento preventivo de puentes de acero, se presentan fenómenos de corrosión que afectan la capacidad de la estructura.
- Soldaduras sin un adecuado diseño y con deficiencias desde la fabricación por falta de controles de calidad.” (Muñoz 2014: 5-6)

Otro de los inconvenientes es la falta de data histórica registrada por las entidades estatales para realizar un estudio hidrológico adecuado en

algunas zonas del país y, por consecuencia, realizar un diseño acorde a una data más confiable.

Sobrecargas excedidas: Se debe a un incremento de sobrecarga no previsto en el diseño original del puente. El exceso de carga puede deberse a diversos motivos. Uno de ellos puede ser el cambio de estándares de diseño requeridos debido a la situación actual. Es claro que las exigencias de hoy son diferentes a las anteriores; sobre esto el ICG (2002) menciona lo siguiente:

“En el Ministerio de Transportes y Comunicaciones hace 30 o 40 años, era frecuente la necesidad de incrementar la capacidad de carga de los puentes antiguos de sobrecarga H15-S12, para soportar sobrecarga H20-S16.” (ICG 2002: 9)

Para evitar fallas en estos puentes diseñados y ejecutados con los anteriores estándares fijados por el MTC, se toman ciertas medidas preventivas como lo indica el ICG (2002):

“Los reforzamientos de puentes en nuestro país, se efectúan porque muchos de los puentes que se encuentran en servicio, fueron diseñados para sobrecargas menores que las que actualmente fija el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.” (ICG 2002: 9)

Otra causante es originada por los transportistas, quienes suelen sobrecargar los camiones para reducir el número de viajes sin saber que ocasionan daños en puentes y pavimentos, debidos a que éstos no fueron diseñados para resistir esas cargas.

Entorno

Viento: El caso más conocido de fallas por viento es el del puente “Tacoma Narrows”, en donde el periodo fundamental de la estructura coincidió con el periodo oscilatorio del viento. Debido a esto, se produjo un efecto llamado resonancia el cual amplifica las fuerzas horizontales los cuales generan sobrefuerzos en la estructura y luego su colapso.

Terremotos: Característico de ciertos lugares (principalmente aquellos lugares que están ubicados en el cinturón de fuego del Pacífico¹²). Estos tipos de fenómenos tienen una corta duración y ocurren de manera poco

frecuente, por lo cual se debe establecer un equilibrio entre la seguridad del puente, costo de ejecución y mantenimiento. El principal problema es estimar el espectro del periodo de respuesta de la estructura ante sollicitaciones sísmicas.

En la Norma Técnica de Edificaciones E.030, se especifica que el factor “Z”, el cual es una proporción de la gravedad, corresponde a la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años. Entonces existe incertidumbre si la fuerza sísmica actuante en la estructura será igual o mayor a la calculada por el reglamento, es decir, si resistirá o colapsará ante un sismo.

1.8. Formulación de Hipótesis

a. Hipótesis General

Se determinará la propuesta de diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez.

b. Hipótesis específicas: Ha

HE1: Se ejecutará es el estudio de TOPOGRAFÍA, para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez

HE2: Se ejecutará es el estudio de GEOLOGICO Y GEOTECNICO, para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez

HE3: Se ejecutará el estudio de HIDRAULICA E HIDRAULICA FLUVIAL, para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez.

HE4: Se ejecutara el estudio de DISEÑO VIAL, para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez

1.9. Propuesta de aplicación profesional

1.9.1. Estructura del puente

La Superestructura es simplemente apoyada de un solo claro de 35.00 m. de luz, está formada por una sección compuesta con tres vigas metálica unidas por 6 diafragmas transversales cada 7.00 m. y con un tablero de concreto armado $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ de 0.225 m. de espesor.

En la etapa de servicio la estructura metálica trabaja solidariamente con la losa de concreto armado.

La infraestructura está formado por 2 estribos tipo celda. Los estribos son de concreto armado con un $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, y tienen una altura de 12.50 mt. El estribo derecho transmite una presión máxima de 2.23 kg/cm^2 en la cota de cimentación, mientras que el estribo izquierdo transmite una presión máxima de 1.88 Kg/cm^2 .

Las vigas descansan sobre unas planchas de neopreno, que permiten el desplazamiento longitudinal y giro en el apoyo móvil, y solamente giro en el apoyo fijo.

En general, el diseño se ha efectuado de acuerdo a la norma estándar de puentes AHHSTO 2002 ("Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition), aplicando la sobrecarga HS-25 (i. e., HS-20+25%). La excepción es el tablero del puente, diseñado de acuerdo a las especificaciones del AAHSTO-LRFD 1998 ("LRFD Bridge Design Specifications, 2nd Edition"). Asimismo, se ha tomado criterios del Bridge Design Manual del Departamento de Transportes del estado de Washington ("BDM").

La sección compuesta se ha diseñado por el método de esfuerzos admisibles. El Acero Estructural es A-50 ($f_y = 3,500 \text{ Kg/cm}^2$). El concreto de la losa es $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

Se han calculado 2 opciones de superestructura: 2 ó 3 vigas metálicas. El comparativo de costos de ambas superestructuras (vigas metálicas, tablero y apoyos), muestra que no hay una diferencia importante, por lo que se ha optado por utilizar 03 vigas, considerando que el puente 02 vigas no tiene redundancia.

El cómputo de esfuerzos de la sección compuesta, contempla los diferentes estados de carga (Peso Propio, Carga Muerta, SobreCarga). Se ha considerado dos posibilidades para la losa: espesor de concreto de 0.225 mt sin asfalto, y espesor de 0.20 mt con una capa de asfalto de 0.05 mt. La primera posibilidad considera una capa de desgaste de 0.025 mt; la segunda considera una losa de 0.20 mt (desgaste de la capa superior y posterior colocación de una capa de asfalto 0.05 mt). Este último caso viene a ser el que define la sección.

La losa se ha diseñado por el método empírico del AAHSTO LRFD 1998 (losa isotrópica). El volado se diseña por el método del AAHSTO estándar.

II. MATERIALES Y METODOS

2.1. Material de Estudio

2.1.1. Población

- . La población de la presente investigación es de 32.260 habitantes:

TABLA N°02 Población

AÑO	POBLACION
Oxapampa	14.352 hab.
Puerto Bermúdez	17.908 hab.

Fuente:inei

2.1.2. Área de Influencia

se ha considerado como área de influencia del proyecto un espacio mayor, determinado en función de aspectos tales como la distribución espacial de los centros poblados, los flujos de intercambio entre los mismos, etc.; habiendo elegido como unidad de análisis al distrito de Puerto Bermúdez..

2.1.3. Beneficiarios Potenciales

Los beneficiarios directos alcanzan los 14.352 habitantes en la provincia de Oxapampa y 17.908 habitantes en el distrito de Puerto Bermúdez.

2.1.4. Población y muestra

Para la presente investigación se tomó como muestra la población representada por los habitantes de la provincia de Oxapampa, y el distrito de Puerto Bermúdez, siendo en total 32.260 (N= 32.260) colaboradores.

2.1.5. Muestra

La muestra constituye a todos los colaboradores formando un total de 32.260 (n=32.260) colaboradores ya que la muestra es censal mediante el informe del INEI.

2.2. Técnicas procedimiento e instrumentos

La recolección de datos se hará mediante estudios previos como el estudio de topografía, geología, hidrología, tráfico, también se hará revisión de tesis y expedientes técnicos sobre diseño de puentes.

2.2.1. Técnica a emplear

El procesamiento de la información primero se realizará una inspección de campo para posteriormente planificar los estudios que se van a realizar.

Se realizará el estudio de topografía para verificar el estado del terreno y las curvas de nivel, luego se procederá a realizar el estudio de suelos para verificar el tipo de suelo con el que se va a diseñar.

Realizaremos el estudio hidrográfico para verificar el caudal y con eso ver el tirante de la sección para determinar la altura del puente.

2.2.2. Descripción de los instrumentos

Para la recolección de datos se han utilizado información de las estaciones de aforo los cuales nos servirán para calcular el caudal para un periodo de retorno de 50 años. Para el estudio topográfico se ha utilizado, estación total, prisma, trípode son esto se recopiló los datos, para el estudio de suelos se utilizó el equipo para el SPT.

2.2.3. Para procesar datos

Como instrumentos para el procesamiento de datos tenemos los programas: AutoCAD Civil 3D, AutoCAD, Microsoft Excel, Word, Project.

Operacionalización de variable

Variable de estudio

Propuesta para el Diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt puerto Bermudez

TABLA N°03: Operacionalización de variables.

variables	definición conceptual	definición operacional	dimensiones	indicadores	Items
Diseño de Construcción de puente carrozable	Un punte es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos y poder trasladarse de una zona a otra	Numerar los estudios convenientes y producir las herramientas consideradas para que la investigación desarrolle su correcta aplicación.	Recopilación de información	Estudios de Topografía.	Levantamiento Topográfico
				Estudio de Geología y Geotecnia.	Análisis Granulométrico
				Estudio de Hidrología e hidráulica fluvial	Caudales máximos Precipitaciones Fluviales
				Diseño Vial	Manual de Diseño Geométrico de Carreteras

FUENTE: Elaboración propia

Tipo de estudio

El tipo de estudio es experimental, ya que coincide incorporar un proceso, no se maniobra las variables, se proyectan los objetivos y admite representar las técnicas.

Perfil de la investigación: infraestructura sostenible.

III. RESULTADOS

3.1. Aspectos generales

3.1.1. Ubicación del área de estudio

La propuesta de diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez, está ubicado sobre el río Quirishari, pertenece al Distrito de Puerto Bermúdez, Provincia de Oxapampa y Departamento de Pasco. El puente forma parte de la carretera Arq. Fernando Belaunde Terry (Ex-Marginal de la Selva), tramo Von Humboldt–Puerto Bermúdez Km 163+770 y tiene las siguientes coordenadas de 8´870,305N y 501,771E y 265.50 msnm.

Ubicación Política

Distrito : Puerto Bermúdez

Provincia : Oxapampa

Departamento : Pasco

Ubicación Geográfica

Norte : 8 870,305

Este : 501,771

FIGURA N°15: Mapa de localización



FIGURA N°16: Ubicación del proyecto



FUENTE: Elaboración propia

FIGURA N°17: Ubicación del proyecto



FUENTE: Elaboración propia

3.1.2. Accesibilidad

3.1.3. Vías de acceso

3.1.3.1. Acceso al área de estudio

El acceso a la zona de trabajo se realiza siguiendo de Lima a la Oroya, luego a Tarma para llegar a la Merced. Posteriormente y viajando hacia el Norte, se llega a la localidad de Puente Paucartambo, siguiendo por el desvío a Villa Rica, pasando por los poblados de Cacazú – Chatarra – Puerto Bermúdez para finalmente llegar a Quirishari en el km 163+770 de la carretera Arq. Fernando Belaunde Terry tramo Von Humbolt – Pto. Bermúdez, kilometraje medido desde el empalme con la carretera Tingo Maria - Tocache.

El tiempo de recorrido de la ruta Lima – La Oroya – La Merced es de 8 horas aproximadamente viajando en ómnibus. Del tramo La

Merced – Villa Rica – Cacazú – Chatarra – Pto. Bermúdez - Quirishari, es de 10 horas aproximadamente, viajando en camioneta 4x4.

La ruta en mención se encuentra asfaltada desde Lima hasta 30 minutos después de pasar por La Merced aproximadamente siguiendo el recorrido por una trocha carrozable en malas condiciones.

TABLA N°04 Vías de acceso a la zona de proyecto

Tramo		Tipo de vía	Distancia	Tiempo de viaje en camioneta
Desde	Hasta			
LA OROYA	La Merced	Asfaltada	400.00 Km	10.00 hrs.
La Merced	Zona del proyecto	Asfaltada	25 Km.	0.30 hr.

Fuente: Elaboración propia

Condiciones Climatológicas

En general el clima es típico de selva tropical húmedo, con temperatura media de 20°C a 28°C. Durante el año se definen dos estaciones, la estación de estiaje entre los meses de Mayo a Octubre y se caracteriza por escasez de lluvias. La estación de lluvias torrenciales entre los meses de Noviembre a Marzo se caracteriza por la presencia de lluvias moderadas y temperaturas que alcanzan los 30° C a más.

Altitud del área del proyecto

El área del proyecto se encuentra ubicada sobre la cota 260 m.s.n.m.

3.2. Propuesta del proyecto

3.2.1. Geometría del puente

Tipo de puente

Se ha proyectado un puente de un solo claro de sección compuesta formado por vigas metálicas y tablero de concreto armado apoyados sobre 2 estribos tipo celda de concreto armado.

Longitud del puente

La longitud total del puente medida entre los centros de apoyos de los estribos es de 35.00 m.

Sección transversal

La sección transversal adoptada corresponde a un ancho de calzada entre veredas de 7.20 m, adicionalmente se han previsto veredas de 0.90 m, cada una incluye barandas, lo cual da un ancho total de tablero de 9.00 m.

3.2.2. Superestructura

La Superestructura es simplemente apoyada de un solo claro de luz formada por tres vigas metálica unidas por seis diafragmas transversales, el alma de las vigas contará con atiesadores transversales y atiesadores de apoyo, el ala inferior será reforzada con platabandas, el ala superior contará con conectores y con un tablero de concreto armado de 0.225 m. de espesor y veredas de 0.15 m de espesor. Las dimensiones y demás detalles aparecen en los planos del proyecto.

En la etapa de servicio la estructura metálica trabaja solidariamente con la losa de concreto armado.

Materiales

Se ha proyectado el uso del concreto armado de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, acero corrugado ASTM A615 grado 60 de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en el tablero, y acero estructural ASTM A709 grado 50 de $f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ en las vigas metálicas

Sobrecarga de diseño

La sobrecarga adoptada es el H20 S16 + 25% (45 Ton. aproximadamente), con incremento de carga del 25%, según lo especificado en los términos de referencia.

3.2.3. Subestructura

La subestructura está formado por 2 estribos tipo celda, los estribos tienen una altura de 12.50 m y cota de cimentación de 253 msnm en ambas

márgenes, transmitiendo a esa profundidad una presión de 1.88 kg/cm^2 en la margen izquierda y 2.23 Kg/cm^2 en la margen derecha.

En la parte superior se encontrarán losas de aproximación que estarán fijadas a la estructura principal y descansará sobre el material de relleno compactado.

Materiales

Se ha proyectado el uso del concreto armado de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, acero corrugado ASTM A615 grado 60 de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ en los estribos tipo celda y de concreto simple de 100 kg/cm^2 en la superficie de nivelación.

3.2.4. Análisis y diseño

El diseño se ha efectuado de acuerdo a la norma estándar de puentes AHHSTO 2002 ("Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition"), aplicando la sobrecarga de diseño. La excepción es el tablero del puente, diseñado de acuerdo a las especificaciones del AAHSTO-LRFD 1998 ("LRFD Bridge Design Specifications, 2nd Edition"). Asimismo, se ha tomado criterios del Bridge Design Manual del Departamento de Transportes del estado de Washington ("BDM").

3.2.5. Detalles de la superestructura

Barandas

Las barandas se ubicarán a ambos lados del puente sobre los estribos y las veredas, tendrán una altura de 0.9 m, y estarán formadas por planchas de acero A36 unidas por tubos de 2" y 3" de diámetro SCH-40, unidas al tablero y al estribo con pernos de anclaje ASTM A307. Las dimensiones y demás detalles aparecen en los planos del proyecto.

Superficie de rodadura

La superficie de rodadura que actuará como la superficie de desgaste y de protección de la losa será una capa de concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ de 0.025 m de espesor lo que da un total de 0.225 m en la plataforma.

Dispositivos de apoyo

Los dispositivos de apoyo de las vigas metálicas sobre sus estribos son apoyos de neopreno, formadas por planchas de neopreno de dureza 60 shore de 10 mm de espesor alternadas con planchas de acero A36 de 1 mm de espesor, que permiten el desplazamiento longitudinal en el estribo izquierdo donde se ubica el apoyo móvil y el giro en el estribo derecho donde se ubica el apoyo fijo, anclados con pernos A50 tipo espárragos.

Las dimensiones en planta son gobernadas por las cargas verticales y la altura por las deformaciones horizontales previsible. Las dimensiones y demás detalles aparecen en los planos del proyecto.

Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación metálicas colocada en los extremos del tablero en su unión con los estribos, son perfiles de acero A36 soldados entre si con soldadura E-70 anclados al concreto. Las juntas existen únicamente en la calzada del puente y no en las veredas.

Drenaje del tablero

Para el drenaje del tablero se han previsto tubos de drenaje de fierro de 3" de diámetro colocados a ambos lados de la calzada en el diedro formado por la cara del sardinel y la superficie de la rasante separados entre si 4 m, de acuerdo a lo indicado en los planos respectivos.

Losa de Aproximación

La losa de aproximación tendrá una longitud de 6.6 m a la entrada y a la salida del puente y estarán fijas a la estructura principal de los estribos.

Accesos

El diseño en planta se ha proyectado de forma tal que el proyecto del puente se integre al proyecto de la carretera en una longitud de 260.0 m en la margen izquierda y de 330.0 m en la margen derecha, desde la progresiva 163+490 hasta la progresiva 164+120, los ejes de los estribos izquierdo y derecho del puente carrozable Quirishari están en las progresivas 163+752.5 y 163+787.5 respectivamente.

Alineamiento del puente

El alineamiento del puente está determinado por las mejores condiciones geológicas, geotécnicas, hidráulicas, económicas y la utilización de los actuales accesos, por lo cual se ubicó el puente en el emplazamiento del puente actual.

Perfil longitudinal

La rasante ha sido fijada en función del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) calculado, considerando un galibo de 2.5 m entre el NAME y el nivel de fondo de viga de la superestructura, la cota de rasante es de 265.50 msnm, el puente tiene una pendiente horizontal por lo que se proyectó un sistema de drenaje tanto en el puente como en los accesos.

Sección transversal

En los accesos del puente carrozable Quirishari se ha proyectado dos tipos de secciones transversales, la primera de una calzada con un solo carril de 3.60 m de ancho, con bermas hacia ambos lados de la vía de 0.50 m de ancho y con bombeo de 3.5 % y la segunda de una sola calzada de dos carriles, uno para cada sentido de circulación, de 7.20 m de ancho, con bermas a ambos lados de la vía de 0.50 m de ancho y con bombeo de 3.5 %

El segundo tipo de sección abarcará 50 m a ambos lados del puente, desde la progresiva 163+700 hasta la progresiva 163+840. La transición de la sección transversal, de uno carril a dos carriles, tendrá una longitud de 20 metros

3.3. Estudio topográfico

Los trabajos referentes al levantamiento topográfico están referidos a coordenadas UTM con datum horizontal: WGS-84 y datum vertical: nivel medio del mar, se dejaron monumentados dos puntos de control el PB-01

y el PB-02, tomados con GPS navegador, en cada margen del río Quirishari con fines de replanteo de las obras proyectadas.

La automatización del trabajo de campo se efectuó en forma diaria y de la siguiente manera: se efectuó la toma de datos de campo durante el día, la transmisión de la información de campo a una computadora al caer la luz del sol, la verificación en la computadora de la información tomada en campo, el procesamiento de la información para obtener planos topográficos a escala conveniente.

Para el levantamiento topográfico se establecieron dos poligonales cerradas, una aguas arriba y la otra aguas abajo del eje del puente existente, tomándose para ambas como base la línea PB-01 - PB-02.

A partir de los vértices de las poligonales se realizó el levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, de acuerdo a los términos de referencia, se tomó detalles como niveles de agua actual, niveles de agua máximo, quebradas, borde de carretera existente, propiedades, las prospecciones realizadas para el estudio de suelos, etc., levantándose 280 metros aguas abajo y 380 metros aguas arriba del cauce del río a partir del eje del puente existente, además, se levantó 350 metros en la margen izquierda y 390 metros en la margen derecha para los accesos del puente.

Para el levantamiento topográfico se empleó 01 Estación Total marca Geodimeter modelo 610S con motor servo especial para replanteo con precisión de 3 seg. en ángulo y de 1 mm en distancia, 01 GPS navegador marca Garmin modelo 12XL, 01 nivel de ingeniero marca Leica modelo NA 720, 04 equipos de radiocomunicación marca Kenwood modelo TK 2102 de 3 km de alcance, 03 prismas, 02 miras entre otros accesorios.

Durante y una vez terminado el trabajo en campo de topografía se procedió al procesamiento en gabinete de la información topográfica en el software AutoCAD Civil 3D, elaborando planos topográficos a escalas convenientes

El presente estudio de Topografía que contiene información general de los trabajos realizados para la elaboración de este informe, tal como, la descripción detallada de los procedimientos llevados a cabo tanto en campo como en gabinete, información técnica, memorias de cálculo, panel de fotografías, planos topográficos, entre otros relativos al levantamiento topográfico.

Recopilación de Información

Para el desarrollo del estudio y en conformidad a los términos de referencia se ha recopilado información cartográfica de las siguientes instituciones:

- Ministerio de Agricultura - Programa Especial de Titulación de Tierras - Catastro Rural
- Instituto Geográfico Nacional
- Instituto geológico, minero y metalúrgico

Obteniendo la siguiente información:

- Carta Nacional, escala 1:100000, Hoja 21-m, CHUCHURRAS.
- Carta Nacional, escala 1:100000, Hoja 21-n, PUERTO BERMUDEZ.
- Carta Geológica Nacional, escala 1:100000, Hoja 21-m, Mapa geológico del cuadrángulo de CHUCHURRAS.
- Carta Geológica Nacional, escala 1:100000, Hoja 21-n, Mapa geológico del cuadrángulo de PUERTO BERMUDEZ.

3.3.1. Metodología

Todo levantamiento topográfico realizado por la consultora contempla las etapas siguientes:

Planeamiento

La etapa del planeamiento consiste en el establecimiento de las condiciones geométricas, técnicas, económicas y de factibilidad que permiten la elaboración de un anteproyecto para realizar un levantamiento dado, destinado a satisfacer una determinada necesidad. Esta etapa está ligada con la pre evaluación, la cual deberá tener en cuenta factores de

precisión requerida, disponibilidad de equipo, materiales, personal y demás facilidades, o sus requerimientos, incluyendo la consideración de factores ambientales previstos, de modo que sea posible hacer un planeamiento óptimo y establecer las normas y procedimientos específicos del levantamiento de acuerdo a las normas contenidas en este documento o las requeridas en casos específicos o especiales.

Reconocimiento y monumentación

El reconocimiento y la monumentación consisten en las operaciones de campos destinados a verificar sobre el terreno las características definidas por el planeamiento y a establecer las condiciones y modalidades no previstas por el mismo. Las operaciones que en este punto se indican deben desembocar necesariamente en la elaboración del proyecto definitivo. Por otra parte, esta etapa contempla el establecimiento físico de las marcas o monumentos del caso en los puntos pre establecidos.

Trabajos de campo

Los trabajos de campo están constituidos por el conjunto de observaciones que se realizan directamente sobre el terreno para realizar las mediciones requeridas por el proyecto, de acuerdo con las normas aplicables. Los cálculos y comprobaciones de campo se considerarán como parte integral de las observaciones, se hacen inmediatamente al final de las mismas. Tienen como propósito verificar la adherencia de los trabajos a las normas establecidas.

Trabajos de gabinete

Los cálculos de gabinete proceden inmediatamente a la etapa anterior y están constituidos por todas aquellas operaciones que en forma ordenada y sistemática, calculan las correcciones y reducciones a las cantidades observadas y determinan los parámetros de interés mediante el empleo de criterios y fórmulas apropiadas que garanticen la exactitud requerida. El ajuste o compensación deberá seguir, cuando sea aplicable, al cálculo de gabinete.

3.3.2. Memoria de los trabajos

Al final de cada trabajo se elabora una memoria que contenga los datos relevantes del levantamiento, incluyendo antecedentes, justificación, objetivos, criterios de diseño, personal, instrumental y equipo usados, normas, especificaciones y metodologías particulares empleadas, relación de los trabajos de campo con mención de las circunstancias que puedan haber influido en el desarrollo de los trabajos, información gráfica que muestre su ubicación, descripciones definitivas de los puntos, resultados de los cálculos y ajustes en forma de listados de parámetros finales.

3.3.3. Trabajos de campo

Red de Control Horizontal

Para los trabajos de campo se establecieron los puntos de control PB-01 y PB-02 ubicados en la margen derecha e izquierda, respectivamente, del río Quirishari.

El levantamiento topográfico fue realizado con coordenadas relativas ya que no existen puntos de primer orden cercanos para amarrar el levantamiento topográfico, dando al punto PB-01 las coordenadas UTM en el datum horizontal WGS-84 obtenidas con el GPS navegador, luego se estacionó el equipo en el PB-01 y se hizo vista atrás a otro punto PB-0 ubicado a unos 500 metros de éste cuyas coordenadas también se obtuvieron con el GPS navegador, y se midió al punto PB-02 para poder así orientar el levantamiento topográfico.

A partir de estos puntos se estableció la Poligonal Básica I de siete vértices, PB-01 - PB-02 - PB-03 - PB-04 - PB-05 - PB-06 - PB-07, siguiendo el cauce del río aguas arriba, cuya compensación esta resumida, y la Poligonal Básica II de cinco vértices, PB-01 - PB-08 - PB-09 - PB-10 - PB-02, siguiendo el cauce del río aguas abajo.

Con las coordenadas compensadas de las poligonales básicas se procedió al levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, tomando detalles como niveles de agua actual, niveles de agua máximo, quebradas,

borde de carretera existente, propiedades, las prospecciones realizadas para el estudio de suelos, etc., levantándose 280 metros aguas abajo y 380 metros aguas arriba del cauce del río a partir del eje del puente existente, además, se levantó 350 metros en la margen izquierda y 390 metros en la margen derecha para los accesos del puente.

Red de Control Vertical

El objeto de la red de control vertical en un levantamiento topográfico consiste en establecer puntos de referencia convenientemente espaciados sobre el terreno, que sirvan de puntos de partida y llegada para los circuitos de nivelación en la toma de detalles, y de puntos de referencia para trabajos ulteriores.

Se realizó nivelación geométrica entre los vértices de las poligonales básicas, el resumen de la compensación de la nivelación está listado desde donde se obtuvo precisiones de primer orden.

Monumentación de los Puntos de Control

Antes de iniciar las mediciones angulares y de distancias se han monumentado todos los puntos empleados en la poligonal. Dicha monumentación se efectuó con hitos de concreto de 0.30 x 0.30 de área por 0.30 m. de profundidad, en el centro de cada hito se ha empotrado una varilla de acero corrugado $\varnothing 3/4"$ x 0.30 m, que se fabricaron in situ.

Los puntos de control PB-01 y PB-02 han sido monumentados con hitos de concreto de 30 cm. de diámetro y 50 cm. de profundidad con una varilla de acero corrugado de $\varnothing 3/4"$ x 0.30 m empotrada en el medio y su descripción pintada de color naranja, que se fabricaron in situ

Equipos utilizados

Los trabajos topográficos fueron llevados a cabo en forma diaria desde el martes 03 hasta el sábado 07 de febrero del 2021, utilizando los siguientes equipos y herramientas, de propiedad de la consultora:

- 01 Estación Total marca Geodimeter modelo 610S con motor servo.

- 01 Nivel de ingeniero marca Leica modelo NA 720.
- 01 GPS Navegador marca Garmin modelo 12 XL.
- 04 equipos de radiocomunicación marca Kenwood modelo TK 2102.
- 01 cámara digital marca Sony
- 03 prismas.
- 02 miras de madera.
- Trípodes, niveletas, winchas, cargadores, pintura, cemento, etc.
-

FIGURA N°18 Equipo utilizado para el Levantamiento topográfico



FUENTE: Elaboración propia

3.3.4. Trabajos de gabinete

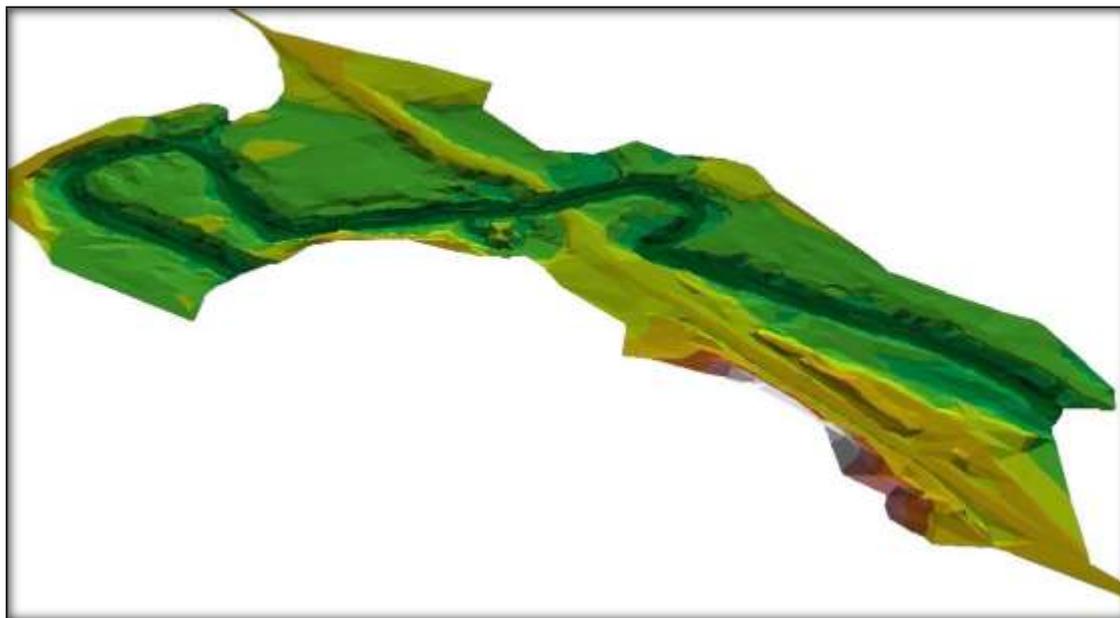
Durante y una vez terminado el trabajo en campo de topografía se procedió al procesamiento en gabinete de la información topográfica en el software AutoCAD Civil 3D, elaborando planos topográficos a escala 1:500 con una equidistancia de curvas de 0.50 metro.

Los trabajos de gabinete consistieron básicamente en:

- Compensación de 02 poligonales Básicas.
- Compensación de la nivelación geométrica.

- Procesamiento de la información topográfica tomada en campo.
- Elaboración de planos topográficos a escalas adecuadas.

FIGURA N°19 Modelamiento del área en estudio



FUENTE: Elaboración propia

Software utilizado

Los datos correspondientes al levantamiento topográfico han sido procesados en sistemas computarizados, utilizando los siguientes equipos y software:

- 01 PC pentium IV 2.4 GHz de 256 MB de RAM
- 01 plotter marca Xerox modelo 2230 ij
- Software Geodimeter Software Tools 2.0, para transmitir toda la información tomada en el campo a una PC.
- Software AutoCAD Civil 3D 2021 para el procesamiento de los datos topográficos.
- Software AutoCAD 2021 para la elaboración de los planos correspondientes.

3.4. Estudio geológico y geotécnico

El presente Informe Técnico tiene por objeto realizar una investigación del subsuelo del Proyecto “Propuesta para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez”, por medio de trabajos de campo a través de sondajes y calicata, ensayos de laboratorio estándar y especiales a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, sus propiedades de resistencia, deformación y la agresividad química de sus componentes, y labores de gabinete en base a los cuales se define los perfiles estratigráficos, tipo y profundidad de cimentación, Capacidad Portante Admisible, Asentamientos, y las Recomendaciones Generales.

El programa seguido, fue el siguiente:

- Reconocimiento del terreno
- Ejecución de sondajes y calicata
- Toma de muestras inalteradas y disturbadas
- Ejecución de Ensayos de Laboratorio
- Evaluación de los Trabajos de Campo y Laboratorio
- Perfiles Estratigráficos
- Cálculo de la Capacidad Portante Admisible
- Determinación de Asentamientos
- Análisis de Sales Agresivas al Concreto

Geomorfología

Desde el punto de vista geomorfológico se han diferenciado cinco unidades, resultantes de procesos tanto tectónicos como erosivos y de acumulación, las cuales han recibido las denominaciones de: Relieves Caóticos -sin ordenamiento alguno-, Cordillera San Carlos, Mesetas Estructurales, Cuesta del Shirarini y Llanura del Pichis.

La zona de estudio, se caracteriza por la presencia de superficies de relieve suave a moderado, dentro de la cual destaca una faja cordillerana de orientación andina con elevaciones que bordean los 2,100 m.s.n.m., alcanzando las zonas más bajas cotas próximas a los 200 m.s.n.m. que corresponden al valle del río Pichis en Puerto Bermúdez.

Los relieves moderados a suaves corresponden a las regiones Selva Alta o Rupa - Rupa y Selva Baja u Omagua. Los principales cursos de agua están conformados por los ríos Perene y Pichis, ambos pertenecientes a la cuenca del río Ucayali, con red de drenaje principal de tipo rectilíneo que refleja un control netamente estructural.

Geología

La secuencia litoestratigráfica presente en el área de estudio comprende rocas sedimentarias paleozoicas, mesozoicas y cenozoicas, de tipo mayormente clástico. La base de la columna litoestratigráfica está constituida por rocas de la Formación Contaya, denominada en el área de estudio como "Secuencia Kimiriki" por las características peculiares que presenta. El Permo - Carbonífero se halla representado por los Grupos Ambo, Tarma y Copacabana, constituidos básicamente por areniscas micáceas, areniscas cuarzosas y líticas de color verde claro y calizas fosilíferas grises.

Sobre dicha secuencia yace con discordancia una sucesión de rocas silicoclasticas y calcáreas correspondientes a la Formación Ene y Grupo Pucará, del Permiano superior - Jurásico inferior. Suprayaciendo con discordancia angular a las mencionadas calizas se encuentran las areniscas feldespáticas rojizas de la Formación Sarayaquillo, que yacen a su vez debajo de la secuencia clástica del Grupo Oriente del Cretáceo inferior, siguiendo luego un apilamiento de rocas pelíticas, calcáreas y samíticas pertenecientes a las Formaciones Chonta, Vivian y Cachiyacu - Huchpayacu, todas ellas en contacto concordante y correspondientes al lapso Cretáceo inferior a Cretáceo superior.

Durante el Paleógeno y Neógeno se produjeron eventos tectónicos que dieron lugar al levantamiento de los Andes, cambiando los ambientes deposicionales de marinos a continentales, lo cual es evidenciado por la secuencia de rocas predominantemente areniscas de colores blanquecinos y abigarrados, que conforman los grupos Huayabamba e Ipururo, ambos parcialmente cubiertos por depósitos cuaternarios de tipos aluvial, fluvio-aluvial y coluvial.

Los principales rasgos estructurales han sido clasificados en dos unidades mayores: la Unidad Estructural del Pichis y la Unidad Estructural del Perené; la primera caracterizada por la presencia de fallamiento en bloques; y la segunda, por fallas y pliegues con orientación andina.

Sismicidad

El suelo en estudio se encuentra en la zona 2 de Mediana Sismicidad, según el Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Construcción.

Las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular de acuerdo a la siguiente relación:

$$H = \frac{Z \times U \times C \times S \times P}{R}$$

Donde S, es el factor de suelo con un valor de 1.40, para un período predominante de $T_s = 0.9$ seg.

3.4.1. Investigaciones de campo

Trabajos de Campo

Para los fines propuestos, se realizaron los siguientes:

Sondajes

Se realizó tres (03) sondaje por el sistema de posteadora manual IWAN AUGER + SPT (penetración estándar) + Cono Peck, con ensayos

realizados cada metro de profundidad, contando con tuberías de perforación de la línea AW con Trípode y Motor WISCONSIN de 8 H.P. Este sistema de exploración es adecuado y nos permite evaluar directamente las características principales del suelo y los parámetros de resistencia y deformación.

Las excavaciones alcanzaron las siguientes profundidades:

TABLA N°05 Excavaciones a cielo abierto

POZO	PROFUNDIDAD A CIELO ABIERTO (m)	UBICACIÓN
P-1	6.05	Estribo Derecho
P-2	10.20	Estribo Izquierdo
P-3	7.60	Estribo Derecho

FUENTE: Elaboración propia

Calicata o Pozo de Exploración

Se realizó una (01) calicata o pozo de exploración “a cielo abierto”, designados como C-1.

TABLA N°06 Profundidad de pozo de exploración

POZO	PROFUNDIDAD A CIELO ABIERTO (m)	COTA (M)
C-1	1.75	260.00

FUENTE: Elaboración propia

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Paralelamente a la perforación con la posteadora IWAN AUGER, se realizaron ensayos de Penetración Estándar cada metro hasta la profundidad explorada. El ensayo de Penetración Estándar (S.P.T.) consiste en contabilizar el N (Número de golpes) necesarios para ser penetrar un tubo o cuchara de caña partida de $h = 2''$ de diámetro interior en un total de 45 cm., utilizando un martillo de 140 lb de peso, dejado caer desde 30'' (0.76 m de altura) El valor de N del ensayo de penetración, corresponde para los 30 últimos centímetros de penetración.

TABLA N°07 Ensayo de penetración estándar

P-1	
PROF. (m.)	N (Número de golpes)
1.00 - 1.45	2
2.00 - 2.45	1
3.00 - 3.45	3
4.00 - 4.45	39
5.00 - 5.45	320

P-2	
PROF. (m.)	N (Número de golpes)
1.00 - 1.45	5
2.00 - 2.45	1
3.00 - 3.45	1
4.00 - 4.45	4
5.00 - 5.45	6
6.00 - 6.45	10
7.00 - 7.45	10
8.00 - 8.45	65
9.00 - 9.45	280

P-3	
PROF. (m.)	N (Número de golpes)
1.00 - 1.45	1
2.00 - 2.45	2
3.00 - 3.45	7
4.00 - 4.45	5
5.00 - 5.45	4
6.00 - 6.45	155
7.00 - 7.45	550

FUENTE: Elaboración propia

Ensayo de Penetración Dinámica - Cono PECK

Se realizaron ensayo de Penetración con el Cono Peck en los sondajes P-1, P-2 y P-3.

El equipo Cono Peck, consiste en una punta cónica de 2 1/2" de diámetro en la base y 60 grados de ángulo central, conectado a la línea de perforación AW.

El cono Peck es introducido en el suelo, utilizando la misma energía del Ensayo de Penetración Estándar S.P.T. contabilizando el N (número de golpes) necesarios para ser penetrar el cono de 15.00 cm en forma continua.

Los resultados obtenidos fueron:

TABLA N°08 Ensayo de penetración dinámica

P-1		
PROF. (m.)	N (Número de golpes)	N (Equivalente al SPT)
5.45 – 5.75	>300	>300
5.75 – 6.05	>300	>300

P-2		
PROF. (m.)	N (Número de golpes)	N (Equivalente al SPT)
9.45–9.75	>300	>300
9.75–10.05	>300	>300
10.05 –10.20	>300	>300

P-3		
PROF. (m.)	N (Número de golpes)	N (Equivalente al SPT)
7.45 – 7.60	>300	>300

FUENTE: Elaboración propia

Nivel de Filtración

Se observó el nivel filtración lateral originado por el río Quirishari en el siguiente sondaje y calicata:

TABLA N°09 Nivel de filtración

SONDAJE O CALICATA	NIVEL DE FILTRACIÓN (M)
P-3	2.00
C-1	1.40

FUENTE: Elaboración propia

3.4.2. Muestreo y Registros de Exploración

Se tomaron muestras disturbadas representativas de los estratos atravesados en cada sondaje en cantidades suficientes como para realizar los ensayos de identificación y clasificación, así como también para el Análisis Químico de Sales Agresivas al Concreto y muestras inalteradas para los ensayos de Corte Directo Saturado.

Paralelamente al muestreo se realizaron los registros de exploración, en los que se indican las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, plasticidad, compacidad, etc.

3.4.3. Características del Proyecto

El puente sería de 2 vías, con veredas, presentando las siguientes características:

- Luz del puente : 35.00m
- Ancho de vía : 7.20m
- Ancho de vereda : 0.90m

La superestructura tendrá una sobrecarga de H20 516 + 25% (45 Tn aproximadamente) con incremento de carga del 25%.

3.4.4. Ensayos de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio Estándar y Especiales, fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos "J.J. Tello Ingenieros Consultora y Constructora E.I.R.L."; bajo las Normas de la American Society For Testing and Materials (A.S.T.M).

Ensayos Estándar

Se realizaron:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Límite Líquido y Límite Plástico ASTM D-4318
- Contenido de Humedad ASTM D-2216
- Peso Volumétrico

Ensayos Especiales

Se realizaron:

TABLA N°10 Ensayo de laboratorio estándar

ENSAYO	POZO	PROFUNDIDAD (m)
Corte Directo	P-1	3.60 – 9.00
	P-2	6.30 – 9.00
Análisis Químico de Sales	P-1	0.00 – 5.45
	P-2	4.30 – 7.45

FUENTE: Elaboración propia

Clasificación de Suelos

Las muestras seleccionadas y analizadas en el laboratorio se han clasificados por medio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) y las demás muestras fueron clasificadas por observación y comparación con las muestras representativas.

TABLA N°11 Clasificación de suelos

CUADRO DE CLASIFICACION DE SUELOS							
POZO	P-1	P-1	P-1	P-1	P-2	P-2	P-2
Profundidad (m)	1.00-1.45	2.00-2.45	3.00-3.45	5.00-5.45	1.00-1.45	2.00-2.45	3.00-3.45
Muestra	M-1	M-2	M-3	M-5	M-1	M-3	M-4
% Pasa Malla N° 4	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla N° 200	80.93	68.21	42.10	57.17	53.54	43.40	44.38
Límite líquido	31.00	27.05	--	25.76	27.28	--	--
Índice plástico	14.33	12.05	--	10.23	8.23	--	--

Contenido de Humedad (%)	20.11	21.55	24.96	13.75	25.18	20.00	21.74
Clasificación de Suelos "SUCS"	CL	CL	SM	CL	CL	SM	.SM

TABLA N°12 Clasificación de suelos

CUADRO DE CLASIFICACION DE SUELOS							
POZO	P-2	P-2	P-2	P-2	P-2	P-2	P-3
Profundidad (m)	4.30-5.00	5.00-5.45	6.00-6.45	7.45-8.30	8.30-9.00	9.00-9.45	1.00-1.45
Muestra	M-5	M-6	M-7	M-9	M-10	M-11	M-2
% Pasa Malla N° 4	100.00	96.23	93.81	100.00	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla N° 200	31.92	35.47	28.07	43.74	88.26	79.05	74.85
Límite líquido	--	--	--	24.93	38.19	46.60	30.89
Índice plástico	--	--	--	10.95	20.94	34.39	8.33
Contenido de Humedad (%)	32.23	32.94	38.13	23.66	21.90	15.61	29.03
Clasificación de Suelos "SUCS"	SM	SM	SM	SC	CL	CL	CL

FUENTE: Elaboración propia

TABLA N°13 Clasificación de suelos

CUADRO DE CLASIFICACION DE SUELOS						
POZO	P-3	P-3	P-3	P-3	P-3	P-3
Profundidad (m)	2.00-2.45	3.00-3.45	4.00-4.45	5.00-5.45	6.00-6.45	7.00-7.45
Muestra	M-4	M-5	M-6	M-7	M-8	M-9
% Pasa Malla N° 4	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla N° 200	21.94	34.34	38.48	30.97	34.57	41.82
Límite líquido	--	--	--	--	--	--
Índice plástico	--	--	--	--	--	--
Contenido de Humedad (%)	33.44	25.70	20.66	29.21	24.04	19.75
Clasificación de Suelos "SUCS"	SM	SM	SM	SM	SM	SM

FUENTE: Elaboración propia

Perfiles Estratigráficos

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y a la inspección realizada, se efectuaron tres (03) diagramados en forma de barra.

3.4.5. Descripción de la conformación del subsuelo del área en estudio

En base a los perfiles estratigráficos inferidos, y al análisis efectuado, se desprende que el subsuelo está conformado de la siguiente manera:

Estribo Derecho (P-1, P-3 y C-1)

Superficialmente y hasta la profundidad variable de 0.90m.- 3.00m, presenta material de arcilla, poco arenosa, color marrón claro, húmeda, de poca a mediana plasticidad, de consistencia blanda y muy blanda.

Luego y hasta la profundidad variable de 3.00m - 4.30m, presenta material de arena limosa, con presencia de troncos por sectores, color marrón plumizo, húmeda, no plástica, en estado muy suelto hasta los 4.00m, luego denso.

Por debajo y hasta la profundidad de 5.00m, presenta material de arena fina, limosa, color marrón claro, húmedo, no plástico, en estado suelto.

Luego y hasta la profundidad de 6.00m presenta material de arena fina, limosa, color marrón plumizo, húmeda, no plástica, en estado muy suelto.

Cabe resaltar que alrededor del sondaje P-1, entre 4.30m-5.45m, se presenta material de arcilla cementada, color marrón, de poca a mediana plasticidad, de consistencia dura.

Continuando y hasta la profundidad explorada de 7.45m, con material de arena fina, limosa, color marrón, húmeda, no plástica, en estado muy denso.

Estribo Izquierdo (P-2)

Superficialmente y hasta la profundidad de 1.50m, presenta material de arcilla, con 46.46% de arena, color rojizo, húmeda, poco plástica, de consistencia firme con 27.28% de límite líquido y 8.23% de índice plástico.

Luego y hasta la profundidad de 2.00m, con material de arcilla poco arenosa, color marrón claro, húmedo, de poca a mediana plasticidad, de consistencia blanda.

Por debajo y hasta la profundidad de 3.00m, presenta material de arena limosa, color marrón claro, húmeda, no plástica, en estado muy suelto, con 43.40% de material fino que pasa la malla N° 200.

Subyacente y hasta la profundidad de 4.30m, presenta material de arena limosa, color marrón claro, húmeda, no plástica, en estado muy suelo.

Luego y hasta la profundidad de 5.00m, presenta material de arena limosa, color marrón plumizo, húmeda, no plástica, en estado suelto, con 31.92% de material fino que pasa la malla N° 200.

Por debajo y hasta la profundidad de 6.00m, presenta material de arena de grano medio, limosa, con presencia de restos de madera, color plumizo, húmeda, no plástica, en estado suelto, con 35.47% de material fino que pasa la malla N° 200.

Subyacente y hasta la profundidad de 7.00m, con material de arena de grano medio, limosa, con presencia de restos de madera aislados, color plumizo, húmeda, no plástica, en estado suelto a firme, con 28.07% de material fino que pasa la malla N° 200.

Luego y hasta la profundidad variable de 7.45m, presenta material de arena de grano medio, limosa, color plumizo, húmeda, no plástica, en estado suelto a firme.

Por debajo y hasta la profundidad de 8.30m, presenta material arcillosa, cementada, color marrón claro verduzco, húmeda, de poca plasticidad, en estado muy denso, con 43.64% de material fino que pasa la malla N° 200, 24.93% de limite líquido y 10.95% de índice plástico.

Subyacente y hasta la profundidad de 9.00m, presenta material de arcilla, con 11.74% de arena, cementada, color verdoso con vetas marrones, húmeda, de mediana plasticidad y de consistencia dura.

Luego y hasta la profundidad explorada de 9.45m, presenta material de arcilla con 20.95% de arena, muy cementada, color marrón, poco húmeda, de alta plasticidad, de consistencia dura, con 40.60% de limite líquido y 34.39% de índice plástico., en estado suelto a firme.

Análisis de la Cimentación

Tipo de Cimentación

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, descripción de los perfiles estratigráficos, características del proyecto y el análisis efectuado, se concluye que la cimentación será superficial por medio de zapatas aisladas, apoyadas en la cota 253.00m. en material de arena limosa, densa, en el estribo derecho y arcilla cementada en el estribo izquierdo.

Análisis Químico de Sales Agresivas al Concreto

El ensayo de Análisis Químico de Sales Agresivas al Concreto, efectuado en dos muestras representativas, se obtiene los siguientes resultados:

TABLA N°14 Análisis químico de suelos

POZO	PROFUNDIDAD A CIELO ABIERTO (m)	UBICACIÓN	CLORUROS CL (PPM)	SULFATOS SO ₄ (PPM)
P-1	0.00-5.45	Estribo Derecho	70.00	21.60
P-2	4.30-7.45	Estribo Izquierdo	28.00	23.04

FUENTE: Elaboración propia

De acuerdo con este resultado se determina que no existe agresividad al concreto; por lo tanto se recomienda el uso del cemento Portland Tipo I.

ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio Estándar y Especiales, fueron realizados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos “J.J. Tello Ingenieros Consultora y Constructora E.I.R.L.”; bajo las Normas de la American Society For Testing and Materials (A.S.T.M).

3.4.6. Ensayos estándar

Se realizaron:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Límite Líquido y Límite Plástico ASTM D-4318
- Contenido de Humedad ASTM D-2216
- Peso Volumétrico

3.4.7. Ensayos Especiales

Se realizaron:

TABLA N°15 Ensayos de laboratorio

Ensayo	Pozo	Profundidad (m)
Corte Directo	P-1	3.60 – 9.00
	P-2	6.30 – 9.00
Análisis Químico de Sales	P-1	0.00 – 5.45
	P-2	4.30 – 7.45
	P-2	9.00 – 9.45
	P-3	7.00 – 7.45

FUENTE: Elaboración propia

3.4.8. Clasificación de suelos

Las muestras seleccionadas y analizadas en el laboratorio se han clasificados por medio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) y las demás muestras fueron clasificadas por observación y comparación con las muestras representativas.

TABLA N°16 Clasificación de suelos

POZO	P-1	P-1	P-1	P-1	P-2	P-2	P-2
Profundidad (m)	1.00-1.45	2.00-2.45	3.00-3.45	5.00-5.45	1.00-1.45	2.00-2.45	3.00-3.45
Muestra	M-1	M-2	M-3	M-5	M-1	M-3	M-4
% Pasa Malla N° 4	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla N° 200	80.93	68.21	42.10	57.17	53.54	43.40	44.38
Límite líquido	31.00	27.05	--	25.76	27.28	--	--
Índice plástico	14.33	12.05	--	10.23	8.23	--	--
Contenido de Humedad (%)	20.11	21.55	24.96	13.75	25.18	20.00	21.74
Clasificación de Suelos "SUCS"	CL	CL	SM	CL	CL	SM	SM

FUENTE: Elaboración propia

TABLA N°17 Clasificación de suelos

POZO	P-2	P-2	P-2	P-2	P-2	P-2	P-3
Profundidad (m)	4.30-5.00	5.00-5.45	6.00-6.45	7.45-8.30	8.30-9.00	9.00-9.45	1.00-1.45
Muestra	M-5	M-6	M-7	M-9	M-10	M-11	M-2
% Pasa Malla N° 4	100.00	96.23	93.81	100.00	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla N° 200	31.92	35.47	28.07	43.74	88.26	79.05	74.85
Límite líquido	--	--	--	24.93	38.19	46.60	30.89

Índice plástico	--	--	--	10.95	20.94	34.39	8.33
Contenido de Humedad (%)	32.23	32.94	38.13	23.66	21.90	15.61	29.03
Clasificación de Suelos "SUCS"	SM	SM	SM	SC	CL	CL	CL

FUENTE: Elaboración propia

TABLA N°18 Clasificación de suelos

POZO	P-3	P-3	P-3	P-3	P-3	P-3
Profundidad (m)	2.00-2.45	3.00-3.45	4.00-4.45	5.00-5.45	6.00-6.45	7.00-7.45
Muestra	M-4	M-5	M-6	M-7	M-8	M-9
% Pasa Malla N° 4	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
% Pasa Malla N° 200	21.94	34.34	38.48	30.97	34.57	41.82
Límite líquido	--	--	--	--	--	--
Índice plástico	--	--	--	--	--	--
Contenido de Humedad (%)	33.44	25.70	20.66	29.21	24.04	19.75
Clasificación de Suelos "SUCS"	SM	SM	SM	SM	SM	SM

FUENTE: Elaboración propia

PERFILES ESTRATIGRAFICOS

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y a la inspección realizada, se efectuaron tres (03) diagramados en forma de barra.

DESCRIPCION DE LA CONFORMACION DEL SUBSUELO DEL AREA EN ESTUDIO

En base a los perfiles estratigráficos inferidos, y al análisis efectuado, se desprende que el subsuelo está conformado de la siguiente manera:

Estribo Derecho (P-1, P-3 y C-1)

Superficialmente y hasta la profundidad variable de 0.90m.- 3.00m, presenta material de arcilla, poco arenosa, color marrón claro, húmeda, de poca a mediana plasticidad, de consistencia blanda y muy blanda.

Luego y hasta la profundidad variable de 3.00m - 4.30m, presenta material de arena limosa, con presencia de troncos por sectores, color marrón plomizo, húmeda, no plástica, en estado muy suelto hasta los 4.00m, luego denso.

Por debajo y hasta la profundidad de 5.00m, presenta material de arena fina, limosa, color marrón claro, húmedo, no plástico, en estado suelto.

Luego y hasta la profundidad de 6.00m presenta material de arena fina, limosa, color marrón plomizo, húmeda, no plástica, en estado muy suelto.

Cabe resaltar que alrededor del sondaje P-1, entre 4.30m-5.45m, se presenta material de arcilla cementada, color marrón, de poca a mediana plasticidad, de consistencia dura.

Continuando y hasta la profundidad explorada de 7.45m, con material de arena fina, limosa, color marrón, húmeda, no plástica, en estado muy denso.

Estribo Izquierdo (P-2)

Superficialmente y hasta la profundidad de 1.50m, presenta material de arcilla, con 46.46% de arena, color rojizo, húmeda, poco plástica, de consistencia firme con 27.28% de límite líquido y 8.23% de índice plástico.

Luego y hasta la profundidad de 2.00m, con material de arcilla poco arenosa, color marrón claro, húmedo, de poca a mediana plasticidad, de consistencia blanda.

Por debajo y hasta la profundidad de 3.00m, presenta material de arena limosa, color marrón claro, húmeda, no plástica, en estado muy suelto, con 43.40% de material fino que pasa la malla N° 200.

Subyacente y hasta la profundidad de 4.30m, presenta material de arena limosa, color marrón claro, húmeda, no plástica, en estado muy suelto.

Luego y hasta la profundidad de 5.00m, presenta material de arena limosa, color marrón plumizo, húmeda, no plástica, en estado suelto, con 31.92% de material fino que pasa la malla N° 200.

Por debajo y hasta la profundidad de 6.00m, presenta material de arena de grano medio, limosa, con presencia de restos de madera, color plumizo, húmeda, no plástica, en estado suelto, con 35.47% de material fino que pasa la malla N° 200.

Subyacente y hasta la profundidad de 7.00m, con material de arena de grano medio, limosa, con presencia de restos de madera aislados, color plumizo, húmeda, no plástica, en estado suelto a firme, con 28.07% de material fino que pasa la malla N° 200.

Luego y hasta la profundidad variable de 7.45m, presenta material de arena de grano medio, limosa, color plumizo, húmeda, no plástica, en estado suelto a firme.

Por debajo y hasta la profundidad de 8.30m, presenta material arcilloso, cementada, color marrón claro verduzco, húmeda, de poca plasticidad, en estado muy denso, con 43.64% de material fino que pasa la malla N° 200, 24.93% de límite líquido y 10.95% de índice plástico.

Subyacente y hasta la profundidad de 9.00m, presenta material de arcilla, con 11.74% de arena, cementada, color verdoso con vetas marrones, húmeda, de mediana plasticidad y de consistencia dura.

Luego y hasta la profundidad explorada de 9.45m, presenta material de arcilla con 20.95% de arena, muy cementada, color marrón , poco húmeda, de alta plasticidad, de consistencia dura, con 40.60% de limite líquido y 34.39% de índice plástico., en estado suelto a firme.

ANALISIS DE LA CIMENTACION

3.4.9. Tipo de cimentación

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, descripción de los perfiles estratigráficos, características del proyecto y el análisis efectuado, se concluye que la cimentación será superficial por medio de zapatas aisladas, apoyadas en la cota 253.00m. En material de arena limosa, densa, en el estribo derecho y arcilla cementada en el estribo izquierdo.

3.4.10. Cálculo de la capacidad portante admisible

ESTRIBO DERECHO

Con los resultados obtenidos, en el Ensayo de Corte Directo Saturado ($\phi = 27^\circ$ y $c = 0.00 \text{ kg/cm}^2$) en la condición más desfavorable y aplicando la Teoría de Terzaghi y corroborado por Meyerhoff para cimentaciones superficiales se tiene:

$$q_{ad} = \frac{1}{FS} \left(\frac{2}{3} (1.3) C N'_c + \gamma_d D_f N'_q + 0.4B \gamma_d N'_\gamma \right)$$

qad : Capacidad Portante Admisible (kg/cm^2)

ϕ : Angulo de Fricción Interna = 27°

c : Cohesión (kg/cm^2) = 0.00

Df : Profundidad del desplante (m) = 6.00

B : Ancho de cimentación (m) = 5.00

γ_{d1} : Densidad Seca por encima del nivel de cimentación (gr/cm^3) = 1.50

γ_{d2} : Densidad Seca por debajo del nivel de cimentación (gr/cm^3) = 1.59

N'q y N'γ : Factores de capacidad de carga = 6.54, 2.88
para una falla local

FS : Factor de Seguridad igual a = 3

$$q_{ad} = 2.27 \text{ kg/cm}^2$$

ESTRIBO IZQUIERDO

Con los resultados obtenidos, en el Ensayo de Corte Directo Saturado ($\phi = 18^\circ$ y $c = 0.31 \text{ kg/cm}^2$) en la condición más desfavorable y aplicando la Teoría de Terzaghi y corroborado por Meyerhoff para cimentaciones superficiales se tiene:

$$q_{ad} = \frac{1}{FS} \cdot (A1 + A2 + A3)$$

qad : Capacidad Portante Admisible (kg/cm^2)

ϕ : Angulo de Fricción Interna = 18°

c : Cohesión (kg/cm^2) = 0.31

Df : Profundidad del desplante (m) = 6.00

B : Ancho de cimentación (m) = 5.00

γ_{d1} : Densidad Seca por encima del nivel
de cimentación (gr/cm^3) = 1.45

γ_{d2} : Densidad Seca por debajo del nivel
de cimentación (gr/cm^3) = 1.55

N'c, N'q y N'γ : Factores de capacidad de carga = 10.90, 3.36, 0.88
para una falla local

FS : Factor de Seguridad igual a = 3

Donde:

$$A1 = \frac{2}{3} \cdot (1.3) \cdot C \cdot N'_c = \frac{2}{3} \cdot (1.3) \cdot 0.31 \cdot 10.90 = 2.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$A2 = \gamma_{d1} \cdot D_f \cdot N'_q = 1.45 \cdot 600 \cdot 3.36 = 2923.2 \text{ gr/cm}^2 = 2.9232 \text{ kg/cm}^2$$

$$A3 = 0.4 \cdot B \cdot \gamma_{d2} \cdot N'_y = 0.4 \cdot 500 \cdot 1.55 \cdot 0.88 = 272.8 \text{ gr/cm}^2 = 0.2728 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{ad} = \frac{1}{FS} \cdot (2.93 + 2.9232 + 0.2728)$$

$$q_{ad} = \frac{1}{3} \cdot (6.126)$$

$q_{ad} = 2.04 \text{ kg/cm}^2$

3.4.11. Calculo de Asentamientos

ESTRIBO DERECHO

Aplicando el Método Elástico:

$$S_i = \frac{qB(1-\mu^2)}{E_s} \times I_f$$

Donde:

Si	:	Asentamiento probable (cm)	
μ	:	Relación de Poisson	= 0.25
Es	:	Módulo de elasticidad (Tn/m ²)	= 7,500
If	:	Factor de forma	= 120
q	:	Presión de Trabajo (Tn/m ²)	= 22.7
B	:	Ancho de la cimentación (m)	= 5.00

Reemplazando valores se tiene:

$\Delta_{Hd} = 1.70 \text{ cm}$

ESTRIBO IZQUIERDO

Aplicando el Método Elástico:

$$S_i = \frac{qB(1-\mu^2)}{E_s} \times I_f$$

Donde:

S_i	:	Asentamiento probable (cm)	
μ	:	Relación de Poisson	= 0.25
E_s	:	Módulo de elasticidad (Tn/m ²)	= 5,000
I_f	:	Factor de forma	= 120
q	:	Presión de Trabajo (Tn/m ²)	= 20.4
B	:	Ancho de la cimentación (m)	= 5.00

Reemplazando valores se tiene:

$\Delta_{Hd} = 2.30\text{cm}$

ANÁLISIS QUÍMICO DE SALES AGRESIVAS AL CONCRETO

El ensayo de Análisis Químico de Sales Agresivas al Concreto, efectuado en dos muestras representativas, se obtiene los siguientes resultados:

TABLA N°19 Análisis químico de sales agresivas

Pozo	Profundidad (m) A cielo abierto	Ubicación	Cloruros Cl (ppm)	Sulfatos SO ₄ (ppm)
P-1	0.00-5.45	Estribo Derecho	70.00	21.60
P-2	4.30-7.45	Estribo Izquierdo	28.00	23.04
P-2	9.00-9.45	Estribo Izquierdo	85.40	29.80
P-3	7.00-7.45	Estribo Derecho	52.00	47.02

FUENTE: Elaboración propia

De acuerdo con este resultado se determina que no existe agresividad al concreto; por lo tanto se recomienda el uso del cemento Portland Tipo I.

3.5. Estudio de hidrología e hidráulica fluvial

La propuesta de construcción del Puente Carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez, forma parte de la carretera afirmada que une las localidades de San Alejandro y Puerto Bermúdez. El alcance del informe abarca la elaboración del estudio hidrológico para el diseño definitivo del puente.

De esta manera se trata de establecer las obras necesarias que garanticen la conservación y seguridad del puente, facilitando la conducción de la corriente del río Quirishari sin causar daños a la estructura.

METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

Con el fin de reunir los criterios adecuados para conocer las características hidrológicas e hidráulicas del río Quirishari, se realizó el estudio en las siguientes etapas:

3.5.1. Recopilación de Información

La información que se utilizó se refiere a los siguientes aspectos:

Cartografía

Cartas Nacionales a escala 1:100,000, del Instituto Geográfico Nacional, siguiente:

Puerto Bermúdez Hoja 21-n

Iscozazin Hoja 21-m

En estas hojas se encuentra íntegramente la cuenca del río Quirishari

Descargas

El río Quirishari no cuenta con estaciones de medición de caudales que permitan caracterizar el comportamiento de las descargas, para la estimación de los caudales máximos.

Precipitaciones

La escorrentía existente y producida en el área de estudio, proviene exclusivamente de las precipitaciones pluviales caídas en la zona.

Las estaciones pluviométricas, localizadas en la zona de estudio o cercanas a ellas, son las que se anotan a continuación.

TABLA N°20 Clasificación de suelos

Estación Pluviométrica	Ubicación		Provincia	Altitud msnm
	Latitud Sur	Longitud Oeste		
Puerto Bermúdez	10° 18'	74° 54'	Oxapampa	300

Puerto Victoria	09° 52'	74° 56'	Oxapampa	430
-----------------	---------	---------	----------	-----

FUENTE: Elaboración propia

3.5.2. Fase de campo

El reconocimiento de la zona de ubicación del puente Quirishari se llevó a cabo en la primera semana del mes de febrero, coincidiendo con la época de lluvias, permitiendo de esta manera observar las características del cauce en esta fecha. Durante esta etapa se estudió las características hidrológicas e hidráulicas del cauce determinando las huellas dejadas por el agua en los diques laterales, el material transportado, huellas de posibles inundaciones y lo que fue más importante conversar con pobladores antiguos del lugar que conocen el comportamiento del río desde varios años atrás.

3.5.3. Fase de Gabinete

Consiste en el procesamiento, análisis, determinación de los parámetros de diseño y recomendaciones efectuadas para darle seguridad al puente. Con la información disponible se efectuaron los cálculos de las descargas máximas del río Quirishari en el lugar seleccionado.

3.5.4. Características de la zona del puente y de la cuenca del río quirishari

El puente de madera Quirishari se ubica en un tramo recto que existe entre dos meandros consecutivos. Es una zona de pendiente mínima con las márgenes del cauce cubiertas de abundante vegetación. La baja pendiente, origina también velocidades mínimas por consiguiente, el río no presenta huellas de socavación del cauce, pero sí de erosión por inundación, como consecuencia de la elevación del nivel del agua ante la presencia de avenidas máximas.

La cuenca del río Quirishari es una cuenca con cauce localizado, de pendiente mínima y con presencia de meandros. Nace aproximadamente a 900 msnm y baja rápidamente con una pendiente de 17% hasta alcanzar los 300 msnm, para luego continuar con pendiente mínima de 0.38% formando meandros hasta llegar a la zona del puente en que se encuentra a una altitud aproximada de 260 msnm.

En la zona del puente en un tramo de 380 metros aguas arriba y 300 metros aguas abajo, que comprende dos meandros, el río presenta una pendiente de 0.0010757 y por las características de la vegetación en las orillas del río se ha estimado un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.045.

Se ha observado que en la zona del puente actual la sección presenta un estrechamiento que origina durante, las avenidas, un remanso hacia aguas arriba con zonas de inundación en algunos puntos. Hacia aguas abajo debido a la baja pendiente y a la existencia de meandros, el río también presenta puntos de inundación.

Para la cuenca se delimitó la superficie, se midió la longitud del cauce principal, la diferencia de niveles del cauce principal, altitud media, tipo de cobertura; con lo cual se calcularon los parámetros morfológicos de las cuencas como área, pendiente, tiempo de concentración.

Para calcular el caudal máximo asociado a una frecuencia establecida, es necesario determinar, para la misma frecuencia, la intensidad de la precipitación de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca correspondiente. El tiempo de concentración de una cuenca es el tiempo que una gota de agua, caída en el punto más lejano, emplea para llegar en la sección de cálculo.

Existen varias fórmulas para calcular este parámetro, en el presente estudio se ha empleado la fórmula de Kirpich ampliamente utilizada

en estudios hidrológicos.

Fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud del curso principal en metros

S = Pendiente a lo largo del cauce en m/m

Los principales parámetros de la cuenca son los siguientes:

Ubicación: Km.19+750 desde Puerto Bermúdez

Area: 15.90 km²

Desnivel: 640 m

Longitud del cauce: 15200 m

Pendiente del río: 4.6%

Tiempo de concentración: 1.83 horas

3.5.5. Caracterización de la precipitación total mensual

El análisis de la precipitación pluvial ha sido realizado en base a estaciones cercanas como las estaciones Puerto Victoria (430 msnm) y Puerto Bermúdez (300 msnm).

La estación Puerto Victoria cuenta con 17 años de registro comprendido en los períodos 1964-1980, se encuentra ubicada a una altitud de 430 msnm. La estación Puerto Bermúdez cuenta con 13 años de registro comprendido en los períodos 1962-1973 y 1979. Un resumen de sus valores característicos se presentan a continuación, en donde se puede observar que el valor medio anual es de 1743.8

mm para la estación Puerto Victoria y de 3332.4 mm para la estación Puerto Bermúdez.

TABLA N°21 Variación de la lluvia total mensual en la estación Puerto Victoria

	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Tot.
Máx.	480.6	310.9	305.0	202.8	210.2	272.9	170.0	161.5	210.9	401.0	413.9	474.9	2978.4
Prom.	197.1	205.7	178.5	141.2	96.2	108.4	82.3	63.1	107.2	180.7	158.5	237.6	1743.8
Mín.	18.8	12.1	22.1	51.7	26.8	19.3	6.7	1.8	5.5	9.2	40.9	93.6	807.7
D.Est.	161.3	97.3	85.9	46.6	63.0	69.4	47.5	49.3	72.9	117.6	103.9	120.9	650.9

FUENTE: Elaboración propia

TABLA N°22 Variación de la lluvia total mensual en la estación Puerto Bermúdez

	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.	Tot.
Máx.	646.8	771.7	551.1	392.3	347.0	272.1	321.4	230.9	240.6	445.7	656.7	918.6	4484.0
Prom.	399.4	415.7	362.0	249.2	199.3	130.3	138.9	129.5	152.1	270.8	329.2	526.9	3332.4
Mín.	156.9	148.5	162.9	102.3	21.5	3.0	49.1	14.3	74.6	122.3	80.1	180.2	2268.5
D.Est.	149.6	178.3	119.8	78.5	100.6	76.3	84.0	73.5	58.6	90.3	141.3	187.3	552.6

FUENTE: Elaboración propia

La estación Puerto Bermúdez por su ubicación geográfica puede ser considerada como representativa para la determinación del caudal máximo.

3.5.6. Caracterización de la precipitación máxima en 24 horas e intensidades

3.5.6.1. Precipitación máxima en 24 horas

Se cuenta con datos de precipitaciones máximas en 24 horas en la estación Puerto Bermúdez para los períodos 1962-1973 y 1979. Los valores donde se observa que el valor máximo registrado es de 198.4 mm.

Los valores observados de precipitación máxima en 24 horas, fueron ajustados a las distribuciones teóricas Log Pearson Tipo III, Pearson Tipo III y Gumbel, para ello se recurrió al software de cómputo, SMADA Versión 6.0.

El cálculo del error cuadrático mínimo que se utilizó como método para determinar el mejor ajuste de los datos observados con los estimados, muestran que las precipitaciones máximas en Puerto Bermúdez se ajustan mejor a una distribución Gumbel. El cálculo del error cuadrático mínimo se muestra.

Para los períodos de retorno de 50 y 100 años, los valores son los siguientes:

TABLA N°23 Precipitación máxima en 24 horas

Periodo de retorno (años)	Estación Puerto Bermúdez
50	253.3
100	281.3

FUENTE: Elaboración propia

3.5.6.2. Intensidades de lluvia

Se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la

localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Las estaciones de lluvia ubicadas en la zona, no cuentan con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas. Sin embargo estas pueden ser calculadas a partir de las lluvias máximas sobre la base del modelo de Dick y Peschke (Guevara 1991). Este modelo permite calcular la lluvia máxima en función de la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Donde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla dividiendo la precipitación P_d entre la duración.

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/min)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene:

$$\text{Log } (I) = \text{Log } (K) + m \text{ Log } (T) - n \text{ Log } (t)$$

O bien: $Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$

Donde:

$$Y = \text{Log } (I), \quad a_0 = \text{Log } K$$

$$X_1 = \text{Log } (T) \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \text{Log } (t) \quad a_2 = -n$$

Los factores de K , m , n , se obtienen a partir de los datos existentes.

3.5.7. Descarga máxima

Como no se cuenta con datos de caudales, la descarga máxima será estimada en base a las precipitaciones y a las características de la cuenca, tomando en cuenta el método del Hidrograma Triangular.

Mockus⁽ⁱ⁾ desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular. De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto pico como:

$$q_p = \frac{0.555A}{t_b}$$

Donde:

A = área de la cuenca en km^2

t_p = tiempo pico en horas

q_p = descarga pico en $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo de pico t_p se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r$$

Donde:

d_e es la duración en exceso y t_r el tiempo de retraso, el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c como:

$$t_r = 0.6 t_c$$

O bien con la ecuación:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64}$$

Donde L es la longitud del cauce principal en m, S su pendiente en % y t_r el tiempo de retraso en horas

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva P_e .

$$Q_{\max} = q_p \times P_e$$

P_e puede ser calculada tomando en cuenta los números de escurrimiento propuesto por el U.S. Soil Conservation Service.

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32},$$

Donde N es el número de escurrimiento, P_e y P están en cm.

Aplicando el Método Triangular, se calcula la descarga máximas para el puente Quirishari, como 90 m³/s, tal como se muestra.

3.5.8. Niveles máximos

Los niveles máximos que alcanza el río cuando transita la avenida máxima, fue estimado considerando flujo permanente en el tramo de 670 metros estudiados.

Las características geométricas del río fueron determinados mediante el levantamiento topográfico de 68 secciones espaciados cada 10 metros, del perfil del cauce en los 670 metros y el plano en planta para tomar en cuenta las curvaturas en las zonas de meandros. La pendiente del cauce en este tramo fue de 0.0010757.

Las características hidráulicas fueron estimadas en la visita de campo, se pudo apreciar la pendiente mínima del río, el ancho del cauce y el tipo de vegetación en las orillas. Estas características permitieron estimar un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.045

Según los pobladores de la zona, el nivel del agua alcanza la cota 262 msnm, valor que es tomado como referencial pero no definitivo para los cálculos correspondientes.

Para calcular los niveles máximos se utilizó el software HEC-RAS, que utiliza el Método del Paso Estándar para calcular el perfil hidráulico. Se consideró un flujo mixto, ya que inicialmente al comienzo de la avenida el flujo es subcrítico, sin embargo en el punto máximo, el flujo alcanza a ser supercrítico.

El dato de caudal máximo, 90 m³/s, corresponde al valor estimado en la zona del puente Quirishari para un período de retorno de 50 años.

Se efectuaron dos corridas, la primera para la situación actual con un ancho en la sección del puente de 18 metros, y la segunda, considerando un ancho de sección con un puente de 35 metros.

3.5.8.1. Niveles máximos en la situación actual

La zona del puente se encuentra entre las progresivas del río, 0+385 y 0+390, con cero aguas arriba.

El nivel de aguas máximas extraordinarias NAME que alcanza el río en las secciones correspondientes a las progresivas 0+380, 0+390 y 0+400, con respecto al curso del río, son los siguientes:

TABLA N°24 Niveles máximos de agua

Estación	Progresiva Km.	NAME msnm	E.G. Slope (m/m)	V (m/s)	Area (m ²)	Ancho (m)
31	0+370	261.08	0.000572	1.12	103.02	50.00
30	0+380	260.92	0.002579	1.89	47.66	19.23
29	0+390	260.91	0.001652	1.82	50.05	16.59
28	0+400	260.95	0.001062	1.45	73.75	47.52

FUENTE: Elaboración propia

La representación gráfica de los niveles máximos en estas secciones son las siguientes:

La cota mínima de agua corresponde al nivel encontrado en la visita de campo

La cota máxima corresponde al NAME= 261.02 msnm

La cota media se puede considerar como aquella correspondiente a un periodo de retorno de 10 años = 258.87 msnm

FIGURA N°20 Sección transversal del rio 0+370

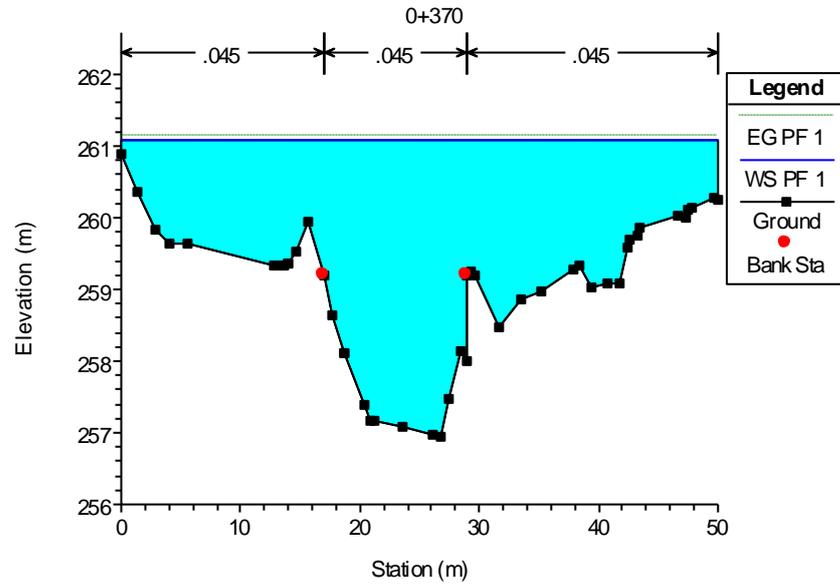


FIGURA N°21 Sección transversal del rio 0+380

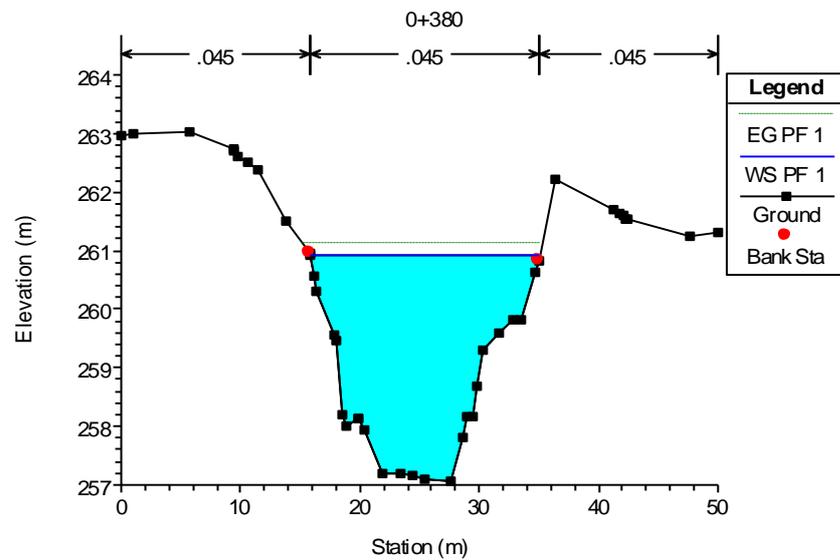


FIGURA N°22 Sección transversal del rio 0+390

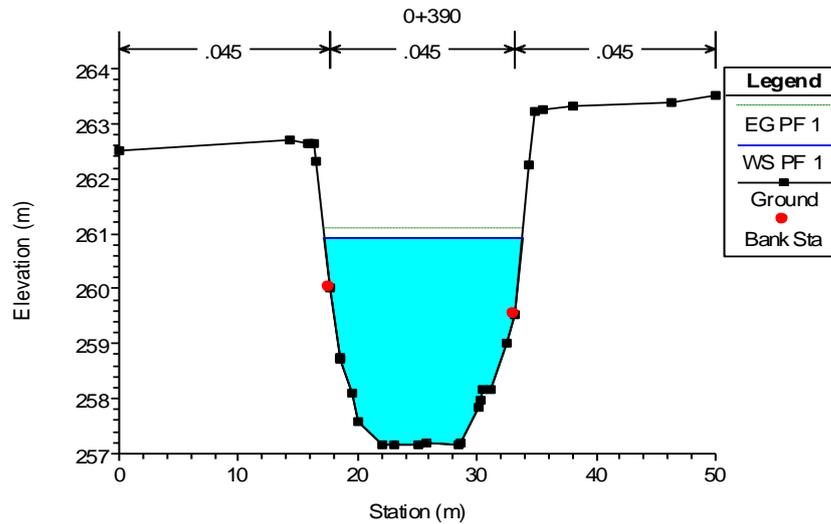
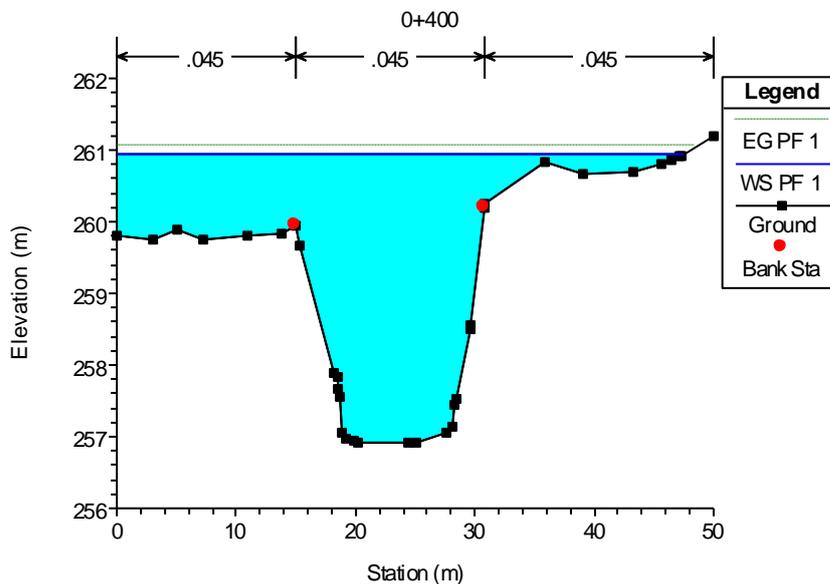


FIGURA N°23 Sección transversal del rio 0+400



FUENTE: Elaboración propia

3.5.8.2. Niveles máximos con el puente proyectado.

La zona del puente proyectado se encuentra entre las progresivas del río, 0+380 y 0+390, con cero aguas arriba.

El nivel de aguas máximas extraordinarias NAME que alcanza el río en las secciones correspondientes a las progresivas 0+370, 0+380, 0+390 y 0+400, con respecto al curso del río, son los siguientes:

TABLA N°25 Secciones transversales del rio

Estación	Progresiva Km.	NAME msnm	E.G. Slope (m/m)	V (m/s)	Area (m2)	Ancho (m)
31	0+370	261.00	0.000278	0.75	120.15	35.00
30	0+380	261.01	0.000333	0.79	113.43	35.00
29	0+390	261.00	0.000311	0.78	115.67	35.00
28	0+400	261.01	0.000287	0.76	119.09	35.00

FUENTE: Elaboración propia

La representación gráfica de los niveles máximos en estas secciones son las siguientes.

La cota máxima corresponde al NAME= 261.00 msnm, para el Puente Proyectoado.

FIGURA N°24 Sección transversal del rio 0+370

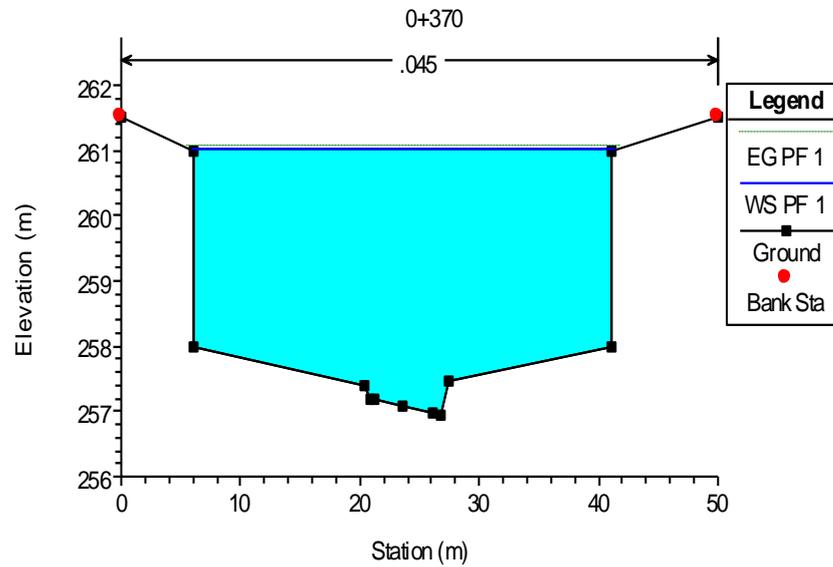
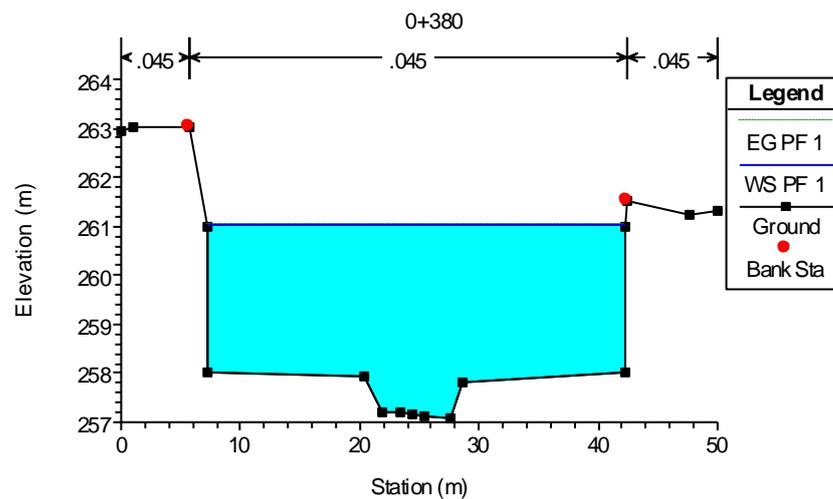


FIGURA N°25 Sección transversal del rio 0+380



FUENTE: Elaboración propia

FIGURA N°26 sección transversal del rio 0+390

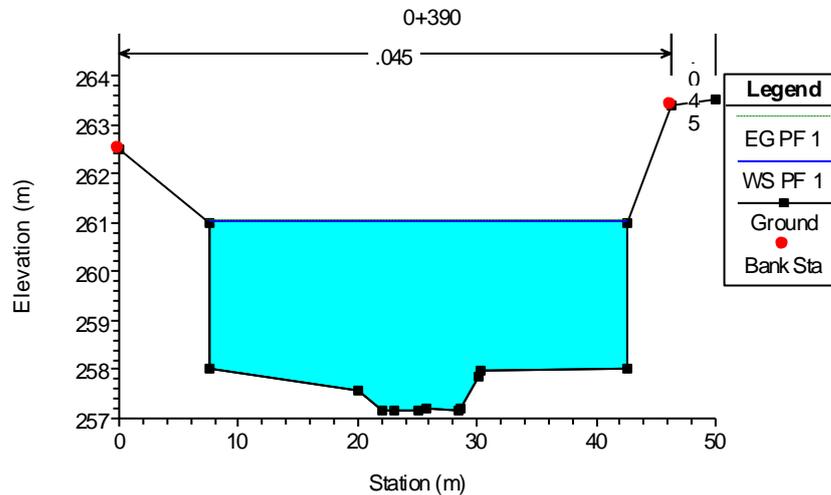
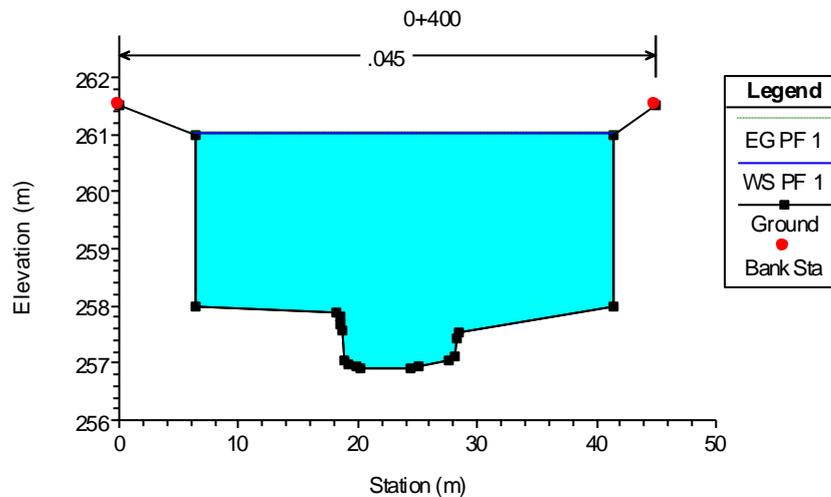


FIGURA N°27 sección transversal del rio 0+400



FUENTE: Elaboración propia

3.5.8.3. Gálibo recomendado

Dadas las características del río Quirishari, que transporta durante la avenida, ramas y troncos, se recomienda un gálibo de 2.50 metros por encima del nivel de aguas máximas, altura más que suficiente para dejar pasar los troncos y ramas que pueda transportar el río.

Por otro lado el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG-2001), recomienda un gálibo mínimo de 2.5 metros sobre corrientes de agua que en algunos períodos transportan desechos, troncos y otros objetos voluminosos.

3.5.9. Socavación

La socavación general, en la zona de los puentes, fue estimada por el método propuesto por Lisschtvan-Lebediev, se basa en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar el material del lecho del cauce para un diámetro y peso específico conocido, aplicable para cualquier material del subsuelo.

El valor calculado es el descenso del fondo del cauce durante una avenida como consecuencia de la mayor capacidad de arrastre del sedimento.

La condición de equilibrio es $U_e = U_r$; en la cual la velocidad media de la corriente para erosionar al material de fondo (inicio del arrastre) será igual a la velocidad media real de la corriente.

$$U_r = \frac{\alpha d_o^{5/3}}{d_s}$$

Donde:

d_o = Profundidad inicial de la sección entre el nivel del agua durante la avenida y el nivel del fondo del lecho durante el estiaje, en m.

d_s = Profundidad después de producirse la socavación del fondo, se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado, en m.

α = coeficiente que se deduce a partir de los datos, mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu}$$

Donde:

B_e = Ancho efectivo de la sección en metros, descontando obstáculos.

d_m = tirante medio de la sección, en m.

μ = Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por los pilares, depende de la velocidad media de la sección y la longitud libre entre pilares.

La velocidad mínima para arrastrar el material del fondo depende de la naturaleza del lecho del río. Para suelos cohesivos, como en el presente caso, se tiene:

$$U_e = 0.60 \gamma_s^{1.18} \beta d_s^x$$

Donde:

β = Coeficiente que toma en cuenta el período de retorno con que se presenta el caudal de diseño.

X = exponente variable que tiene diferente valor en cada una de las fórmulas.

γ_s = peso volumétrico en ton/m³.

La socavación para suelos cohesivos es la siguiente:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.60 \gamma_s^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{(1+x)}}$$

Donde:

d_s = Profundidad después de producirse la socavación del fondo. Se mide desde el nivel del agua durante la avenida hasta el nivel del fondo erosionado, en m.

Sobre la base del caudal máximo, los niveles máximos y estimando los valores del peso volumétrico, se calcularon las profundidades de socavación para el cauce donde se proyecta el puente.

Como era de esperar y como se mencionó en párrafos anteriores, la socavación será nula o en todo caso mínima.

3.6. Estudio de trazos y diseño vial de los accesos

La propuesta de diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez, el proyecto obra permitiría el tránsito permanente y seguro de vehículos livianos y pesados en la carretera Marginal de la Selva y que beneficiará principalmente a las localidades de Puerto Bermúdez, Ciudad Constitución, Yuya Pichis, Bello Horizonte, Puerto Inca, Sungaro y poblados menores que están establecidos a lo largo de la Carretera Marginal de la Selva.

3.6.1. Objetivo del estudio de trazos y diseño vial de los accesos

El objetivo del estudio de trazos y diseño vial de los accesos es la definición de las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente, los estudios comprenden:

Diseño Geométrico:

- Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de los accesos.
- Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.
- Definición del camino provisional de desvío a utilizarse durante la ejecución de la obra

Diseño de señalización:

Ubicación de cada tipo de señal con su croquis respectivo

3.6.1.1. Diseño geométrico

Para el diseño geométrico de los accesos del puente carrozable se ha tomado como referencia el Manual de diseño Geométrico de Carreteras (DG - 2001) del MTC aprobado con R.D. N°1146-2000-

MTC/15.17 del 27 de Diciembre del 2000, los aspectos tratados en este documento son tanto normativos como de recomendación general y abarcan exclusivamente temas geométricos, relativos al diseño de carreteras en áreas rurales.

El diseño geométrico comprende la definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje, las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno en los tramos de los accesos.

El diseño geométrico de los accesos del puente carrozable Quirishari parte de la ubicación del puente proyectado, debido a factores hidráulicos, geotécnicos, geológicos y de costos, se optó por ubicar el eje del puente proyectado a 3 metros aguas arriba del eje del puente existente de madera.

Se debe tener en cuenta que el puente existente de madera es de una sola vía, tiene una luz de 18.5 metros, cuenta con estribos hechos a bases de troncos, la cota de rasante del puente proyectado estará por encima de la cota de rasante del puente existente y la luz del puente proyectado es de 35 metros.

Los accesos existentes son de una sola vía con ancho de calzada variable de 3.5 a 4.5 metros, conformados de material de préstamo, presenta radios de 40 metros a lo largo de su desarrollo, no cuenta con adecuadas longitudes de tramos en tangente, obligando a los vehículos a disminuir su velocidad, por lo tanto el diseño geométrico de los accesos del puente carrozable Quirishari mejorará las condiciones actuales.

3.6.2. Clasificación de la vía

3.6.2.1. Clasificación según su función

La propuesta de construcción del puente carrozable se ubica en el Km 163+770 de la carretera Arq. Fernando Belaunde Terry, tramo Von Humboldt – Puerto Bermúdez de la Ruta Nacional 005N, esta pertenece a la red vial primaria del sistema nacional de carreteras,

conformado por vías que unen las principales ciudades de la nación con puertos y fronteras.

3.6.2.2. Clasificación de acuerdo a la demanda

La demanda está constituida por el flujo o tráfico de vehículos en la situación actual y futura que requieren el servicio del puente en la carretera Arq. Fernando Belaunde Terry (Marginal de la selva). Sin embargo, el flujo vehicular todavía es de bajo tránsito debido principalmente a la carencia de puentes; esta carretera constituye el eje de transporte y comunicación longitudinal de la selva central ya que articula los principales centros de producción y consumo, entre los departamentos de Pasco y Huánuco, provincias de Oxapampa y Puerto Inca, distritos de Villa Rica, Puerto Bermúdez, Yuyapichcis, Puerto Inca, Tournavista y Honoría.

De la Actualización y Complementación de los Estudios para el Mejoramiento Vial Carretera Tingo María – Pucallpa del Sector Aguaytía – Pucallpa, TRAMO ‘PUERTO BERMÚDEZ – VON HUMBOLT’ ” de Octubre del año 2015 el tramo en estudio presenta un IMD de 77 veh/día. La carretera Arq. Fernando Belaunde Terry se ha clasificado de 2da Clase, ya que a pesar de que actualmente soporta un IMD de 77 veh/día, se ha proyectado que en un futuro la demanda de la vía este entre los 400 y 2000 veh/día.

3.6.2.3. Clasificación según condiciones orográficas

La carretera Arq. Fernando Belaunde Terry es una carretera tipo 2, ya que la combinación de alineamiento horizontal y vertical obliga a los vehículos pesados a reducir sus velocidades significativamente por debajo de las de los vehículos de pasajeros, sin ocasionar el que aquellos operen a velocidades sostenidas en rampa por un intervalo de tiempo largo. La inclinación transversal del terreno, normal al eje de la vía, varía entre 10 y 50%.

3.6.3. Elección de la velocidad de diseño

La Velocidad de Diseño es la escogida para el diseño, entendiéndose que será la máxima que se podrá mantener con seguridad sobre una sección determinada de la carretera, cuando

las circunstancias sean favorables para que prevalezcan las condiciones de diseño.

La selección de la velocidad de diseño depende de la importancia o categoría de la vía, de los volúmenes de tránsito que va a mover, de la configuración topográfica del terreno, de los usos de la tierra, del servicio que se requiere ofrecer, de las consideraciones ambientales, de la homogeneidad a lo largo de la carretera, de la disponibilidad de recursos económicos y de las facilidades de financiamiento.

Por lo tanto de la siguiente tabla, se ha extraído del Manual de diseño geométrico de Carreteras DG - 2001, concluimos que para los accesos del puente carrozable, se adoptará una velocidad directriz de 50 KPH.

TABLA N°26 Clasificación de la red vial en el Perú

CLASIFICACIÓN DE LA RED VIAL PERUANA Y SU RELACION CON LA VELOCIDAD DEL DISEÑO																				
CLASIFICACIÓN	SUPERIOR								PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE			
TRAFICO VEH/DIA	> 4000								4000 - 2001				2000-400				< 400			
CARACTERÍSTICA	Autopista				Multicarril				Dos carriles				Dos carriles				Dos carriles			
OROGRAFÍA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
VELOCIDAD DE DISEÑO																				
30 KPH																				
40 KPH																				
50 KPH																				
60 KPH																				
70 KPH																				
80 KPH																				
90 KPH																				
100 KPH																				
110 KPH																				
120 KPH																				
130 KPH																				
140 KPH																				
150 KPH																				

3.6.4. Sección transversal

La sección transversal de una carretera en un punto de ésta, es un corte vertical normal al alineamiento horizontal, el cual permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman la carretera en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

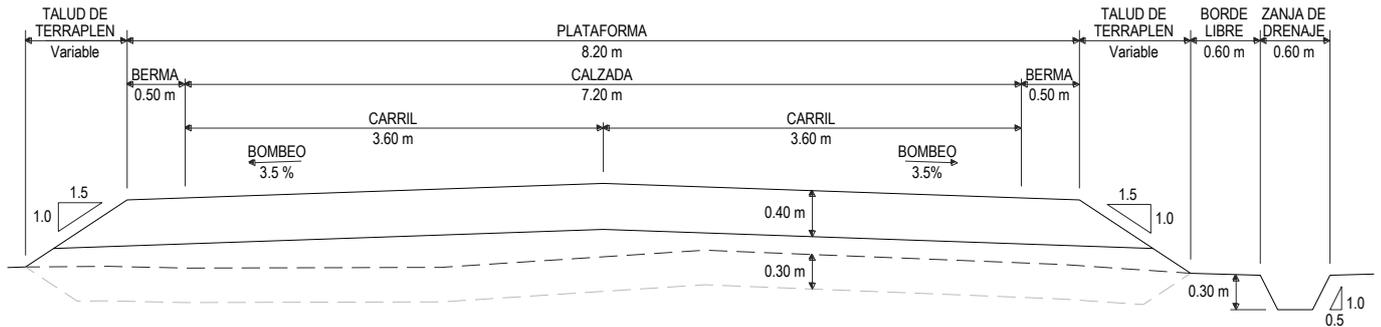
Los elementos que integran y definen la sección transversal son: ancho de zona o derecho de vía, calzada ó superficie de rodadura, bermas, carriles, cunetas, taludes y elementos complementarios.

Actualmente la carretera existente es de afirmado de una sola vía con ancho de calzada variable de 3.5 a 4.5 m conformados de material de préstamo, el puente se ha proyectado con una sección de dos carriles con ancho de calzada de 7.20 m, veredas de 0.90 m a ambos lados y capa de concreto como superficie de rodadura, a fin de lograr la integración del proyecto geométrico de la carretera existente con el proyecto del puente, se ha proyectado para los accesos del puente una sección transversal de un solo carril de 3.60 m de ancho y bermas de 0.50 m a ambos lados, salvo 50 m a ambos lados del puente en donde la sección transversal será de dos carriles, la transición de la sección transversal, de uno carril a dos carriles, tendrá una longitud de 20 metros.

La sección transversal 50 m ambos lados del puente, desde la progresiva 163+700 hasta la progresiva 163+840, será de una calzada de dos carriles, uno para cada sentido de circulación, de ancho de la calzada de 7.20 m, con bermas a ambos lados de 0.50 m y con bombeo de 3.5%, el material de relleno para el terraplén de los accesos será material de préstamo de no más de 5 m de altura, por lo tanto, el talud del terraplén será de 1:1.5 (V:H), además, se proyectó la construcción de una zanja de drenaje a lo largo del pie del talud de relleno que desembocará en el río Quirishari.

Las dimensiones adoptadas para la sección transversal de los accesos proyectados se tomaron de los cuadros siguientes extraídos del Manual de diseño geométrico de Carreteras DG – 2001:

FIGURA N°28 Detalle de la sección transversal de la vía



FUENTE: Elaboración propia

TABLA N°27 Ancho de calzada de dos carriles

ANCHO DE CALZADA DE DOS CARRILES																				
CLASIFICACIÓN	SUPERIOR								PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE			
VEH/DIA	> 4000								4000 - 2001				2000-400				< 400			
CARACTERÍSTICA	Autopista				Multicarril				Dos carriles				Dos carriles				Dos carriles			
OROGRAFÍA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
VELOCIDAD DE DISEÑO																				
30 KPH																			6.00	6.00
40 KPH															6.60	6.60	6.60	6.60		
50 KPH										7.00	7.00			6.60	6.60	6.60	6.60			
60 KPH					7.20	7.20	7.00	7.00	7.20	7.20	7.00	7.00	7.00	7.00	6.60	6.60	6.60	6.60		
70 KPH			7.20	7.20	7.20	7.20	7.00	7.00	7.20	7.20	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00		7.00		
80 KPH	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20			7.00	7.00			7.00		
90 KPH	7.20	7.20			7.20	7.20	7.20			7.20	7.20			7.00						
100 KPH	7.20	7.20			7.20	7.20	7.20			7.20				7.00						
110 KPH	7.30	7.30			7.30															
120 KPH	7.30	7.30			7.30															
130 KPH	7.30																			
140 KPH	7.30																			
150 KPH																				

FUENTE: Elaboración propia

TABLA N°28 Ancho de bermas

ANCHO DE BERMAS																				
CLASIFICACIÓN	SUPERIOR								PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE			
IMPORTANCIA	> 4000								4000 - 2001				2000-400				< 400			
CARACTERÍSTICA	Autopista				Multicarril				Dos carriles				Dos carriles				Dos carriles			
OROGRAFÍA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
VELOCIDAD DEDISEÑO:																				
30 KPH																			0.50	0.50
40 KPH																1.20	0.90	0.90	0.50	
50 KPH											1.20	1.20			1.20	1.20	0.90	0.90	0.90	
60 KPH					1.80	1.80	1.50	1.50	1.50	1.50	1.20	1.20	1.50	1.50	1.20	1.20	0.90	0.90		
70 KPH			1.80	1.80	1.80	1.80	1.50	1.50	1.50	1.50	1.20	1.50	1.50	1.50			1.20	1.20		
80 KPH	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.50		1.50	1.50			1.20			
90 KPH	1.80	1.80			1.80	1.80	1.80			1.80	1.80			1.50						
100 KPH	2.00	2.00			2.00	2.00	1.80			1.80				1.50						
110 KPH	2.00	2.00			2.00	2.00														
120 KPH	2.50	2.50			2.00															
130 KPH	2.50																			
140 KPH	2.50																			
150 KPH																				

FUENTE: Elaboración propia

TABLA N°29 Bombeos de la calzada

BOMBEO DE LA CALZADA		
TIPO DE SUPERFICIE	BOMBEO (%)	
	PRECIPITACIÓN: < 500 mm/año	PRECIPITACIÓN: > 500 mm/año
PAVIMENTO SUPERIOR	2.0	2.5
TRATAMIENTO SUPERFICIAL	2.5	2.5 – 3.0
AFIRMADO	3.0 – 3.5	3.0 – 4.0

FUENTE: Elaboración propia

TABLA N°30 Taludes para terraplenes

TALUDES PARA TERRAPLENES			
MATERIALES	TALUD (V : H)		
	ALTURA (m)		
	< 5.00	5.00 – 10.00	> 10.00
MATERIAL COMÚN (LIMOS ARENOSOS)	1 : 1.5	1 : 1.75	1 : 02
ARENAS LIMPIAS	1 : 2	1 : 2.25	1 : 2.5
ENROCADOS	1 : 1	1 : 1.25	1 : 1.5

FUENTE: Elaboración propia

3.6.5. Alineamiento horizontal y vertical

El alineamiento horizontal de los accesos del puente carrozable, se integra a la carretera Arq. Fernando Belaunde Terry en una longitud de 260.0 m en la margen izquierda y de 330.0 m en la margen derecha, desde la progresiva 163+490 hasta la progresiva 164+120 tramo en el cual se permite la operación continua de los vehículos, conservando las características de la carretera existente y previendo las solicitudes que soportara la vía en un futuro.

Los ejes de los estribos izquierdos y derecho del puente carrozable, están en las progresivas 163+752.5 y 163+787.5 respectivamente

TABLA N°31 Radios y peraltes máximos para el diseño de carreteras

RADIOS MÍNIMOS Y PERALTES MÁXIMOS PARA DISEÑO DE CARRETERAS			
UBICACIÓN DE LA VÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO KPH	PERALTE MÁXIMO %	RADIO MÍNIMO m
Área Rural Tipo 1.2 ó 3	30	8.00	30
	40	8.00	50
	50	8.00	85
	60	8.00	125
	70	8.00	175
	80	8.00	230
	90	8.00	305
	100	8.00	395
	110	8.00	505
	120	8.00	670
	130	8.00	835
	140	8.00	1030
150	8.00	1265	

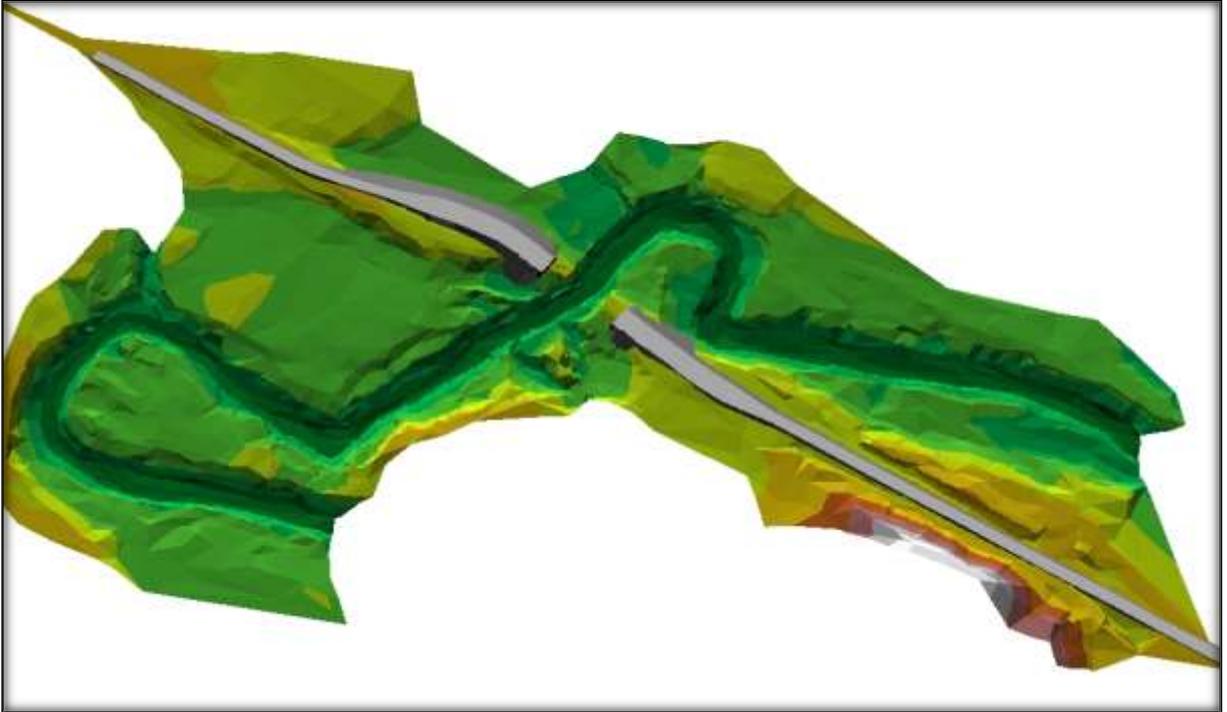
FUENTE: Elaboración propia

En los accesos del puente, se ha considerado radios horizontales mínimos de 80 m.

El Manual de diseño Geométrico de Carreteras permite en zonas de terraplén usar pendientes horizontales para la rasante siempre y cuando se dote de una adecuado bombeo a la plataforma y un buen sistema de drenaje, en este caso se ha adoptado 3.5 % de bombeo y

zanjas de drenaje al pie del talud de relleno que descargaran hacia el río Quirishari.

FIGURA N°29 Vista 3D de los accesos al puente



FUENTE: Elaboración propia

IV. DISCUSIÓN

Contrastación de hipótesis

a. Hipótesis General

Se determinará la propuesta de diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez.

Respuesta a la hipótesis general

El proyecto es reemplazar el actual puente de madera que es considerado como provisional, el cual no se adapta a los requerimientos de tráfico de vehículos de la zona, ni a las dimensiones de la carretera actual. Los accesos al puente existente, tanto izquierdo como derecho se encuentran en buen estado

b. Hipótesis específicas: Ha

HE1: Se ejecutará es el estudio de TOPOGRAFÍA, para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez

Respuesta a la hipótesis específica HE1: mediante el estudio de topografía se determino

Proporcionar información de base para los estudios de hidrológica e hidráulica, geología, geotecnia y de impacto ambiental.

Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

HE2: Se ejecutará es el estudio de GEOLOGICO Y GEOTECNICO, para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez

Respuesta a la hipótesis específica HE2: Se determinó tres (03) sondajes por el sistema de posteadora manual IWAN AUGER + SPT (penetración estándar) + Cono Peck, con ensayos realizados cada metro de profundidad, contando con tuberías de perforación de la línea AW con Trípode y Motor WISCONSIN de 8 H.P. Este sistema de exploración es adecuado y nos

permite evaluar directamente las características principales del suelo y los parámetros de resistencia y deformación.

HE3: Se ejecutará el estudio de HIDRAULICA E HIDRAULICA FLUVIAL, para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez.

Respuesta a la hipótesis específica HE3: Se determinó que La descarga máxima para la propuesta de construcción el puente carrozable, aplicando el Método Triangular, es de 90 m³/s.

El nivel de aguas máximas extraordinarias NAME en la zona del puente es 261.00 msnm.

HE4: Se ejecutara el estudio de DISEÑO VIAL, para el diseño de construcción del puente carrozable tramo Von Humboldt Puerto Bermúdez

Respuesta a la hipótesis específica HE4: se determinó el diseño geométrico de los accesos del puente carrozable se realizó empleando como referencia el “Manual de diseño Geométrico de Carreteras” (DG - 2001) del MTC aprobado con R.D. N°1146-2000-MTC/15.17 del 27 de Diciembre del 2000.

V. CONCLUSIONES

OE1:

El Punto de control PB-01 se monumento al lado derecho de la Carretera Arq. Fernando Belaunde Terry, Tramo Von Humboldt - Puerto Bermudez, a 5.9 m del eje de la vía existente, en la margen derecha del río referenciado desde una esquina del local comunal a 21.96 m con azimut magnético 24° y desde el puente existente de madera a 24.67 m con azimut magnético 198°. Ubicado a 6.249 metros a la derecha del eje proyectado del camino de acceso en la progresiva 163+802.130, siendo este un hito de concreto de 30 cm. de diámetro y 50 cm. de profundidad con una varilla de acero corrugado de Ø3/4" x 30 cm empotrada en el medio y la descripción PB1.

El Punto de control PB-02 se monumento al lado derecho de la carretera Arq. Fernando Belaunde Terry, Tramo Von Humboldt - Puerto Bermúdez, a 2.9 m del eje de la vía existente, en la margen izquierda del río referenciado desde una esquina de una vivienda a 60.5 m con azimut magnético 176° y desde el puente existente de madera a 59.12 m con azimut magnético 333°. Ubicado a 9.134 metros a la derecha del eje proyectado del camino de acceso en la progresiva 163+701.731, siendo este un hito de concreto de 30 cm de diámetro y 50 cm. de profundidad con una varilla de acero corrugado de Ø3/4" x 30 cm. empotrada en el medio y la descripción PB2.

PUNTOS DE CONTROL	COORDENADA UTM		
	ESTE	NORTE	COTA
PB-01	501764.000	8870272.000	264.000
PB-02	501743.581	8870366.597	264.039

OE2:

En la etapa de evaluación del proyecto se ejecutaron tres (03) sondajes por el sistema de posteadora manual IWAN AUGER + SPT (Penetración Estándar) + Cono Peck, con ensayos realizados cada metro de profundidad,

contando con tuberías de perforación de la línea AW con Trípode y Motor Wisconsin de 8Hp. Este sistema de exploración ha sido el adecuado y nos ha permitido evaluar directamente las características principales del suelo y los parámetros de resistencia y deformación.

Además se realizó una (1) calicata o pozo de exploración a cielo abierto designado como C-1, hasta una profundidad de 1.75m.

Paralelamente a la perforación con la posteadora IWAN AUGER, se realizaron ensayos de Penetración Estándar (S.P.T.) en cada metro hasta la profundidad explorada. Además se realizaron ensayos de penetración con el Cono Peck en los sondajes P-1, P-2 y P-3

Las excavaciones alcanzaron las siguientes profundidades:

PROFUNDIDADES DE EXPLORACIÓN		
Pozo	Profundidad a cielo abierto (m)	Ubicación
P-1	6.05	Estribo derecho
P-2	10.20	Estribo izquierdo
P-3	7.60	Estribo derecho
C-1	1.75	Estribo derecho

OE3:

La baja pendiente del río origina velocidades mínimas, por consiguiente, no presenta huellas de socavación del cauce, pero sí de erosión por inundación, como consecuencia de la elevación del nivel del agua ante la presencia de avenidas máximas.

La descarga máxima para el puente, aplicando el Método Triangular, es de 90 m³/s.

El nivel de aguas máximas extraordinarias NAME en la zona del puente es 261.00 msnm.

Dadas las características hidráulicas del cauce como son baja pendiente, velocidades bajas no erosionables y suelos arcillosos, la socavación será nula o en todo caso mínima.

OE4:

De acuerdo al Estudio para el Mejoramiento Vial Carretera Tingo María – Pucallpa del Sector Aguaytía – Pucallpa, TRAMO ‘PUERTO BERMÚDEZ – VON HUMBOLT, de Octubre del año 2020, el tramo en estudio presenta un IMD de 77 veh/día, se ha proyectado que en un futuro la demanda de la vía este entre los 400 y 2000 veh/día, por lo que se la ha clasificado como de 2da clase.

Por lo anterior se ha adoptado una velocidad de diseño de 50 KPH, a partir del cual se ha obtenido las siguientes características de la vía de dos carriles:

CARACTERISTICAS	ACCESO DEL PUENTE
VELOCIDAD DISEÑO	50 Km/h
RADIO MÍNIMO NORMAL	80.0 m
PENDIENTE MÍNIMA EN ZONAS DE TERRAPLEN	0.00 %
PENDIENTE MÁXIMA NORMAL	8.00 %
ANCHO DE CALZADA (Dos carriles)	7.20 m
ANCHO DE BERMAS	0.50 m
BOMBEO EN TRAMOS EN TANGENTE	3.50 %
PERALTE MÍNIMO (%)	3.50 %
PERALTE MÁXIMO (%)	8.00 %
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO	AFIRMADO
ESPESOR DEL AFIRMADO	0.40 m

VI. RECOMENDACIONES

Se recomienda ampliar más el área para el estudio topográfico de modo que se tenga una mayor visión sobre la geografía de la zona.

Obtener estaciones de aforo del río en el que se hará el puente para tener una mayor exactitud en cuanto al caudal de diseño.

Realizar más puntos de SPT para una investigación más profunda del tipo de suelo y la capacidad portante.

Incluir otras normas internacionales respecto al diseño de superestructuras de maderas

Ampliar los estudios geotécnicos en los que se va cimentar la infraestructura teniendo mayor información sobre el tipo de suelo y sus características.

Dadas las características del río Quirishari, que transporta durante la avenida, ramas y troncos, se recomienda un gálibo de 2.50 metros por encima del NAME, altura más que suficiente para dejar pasar los troncos y ramas que pueda transportar el río. Por otro lado el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras (DG-2001), recomienda un gálibo mínimo de 2.5 metros sobre corrientes de agua que en algunos períodos transportan desechos, troncos y otros objetos voluminosos..

Tomando consideraciones hidráulicas y geomorfológicas, se recomienda ubicar el puente entre las progresivas Km 0+370 al Km.0+400 del perfil del río, con una luz mínima de 30 metros.

De acuerdo a la socavación estimada, la profundidad de cimentación estará dada por las características geotécnicas de los suelos y por la capacidad de soporte de los mismos.

Tomando en cuenta la velocidad de la corriente, estimada para el caudal máximo, menor a 0.80 m/s, y dado que se ha incrementado la capacidad

hidráulica de la sección donde se ubica el puente, no se recomienda obras de protección.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Vargas, E. (2015). *Elección y diseño de alternativa de puentes sobre el rio Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos del proyecto constancia (Tesis de pregrado). Universidad Católica del Perú, Lima.*

Meza y Sánchez (2015). *Diseño de un puente sobre el rio Olichoco km. 27+000 entre los anexos de Yanasara y Pallar, distrito de Curgos- Sánchez Carrión – La Libertad” en la Universidad Privada Antenor Orrego.*

Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Dirección General de Caminos y Ferrocarriles (2013). *"Guía para inspección de Puentes":*

Aronés A. & Cortés C. (2018). *“Evaluación estructural del puente Huaracane con las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2012 y Norma Técnica Peruana Sismorresistente E.030 2016.”*

Reyes, Uriel (2013). *“Evaluación de la capacidad de carga de la superestructura de puentes tipo.”,*

Macedo, Katerin (2018). *“Evaluación Estructural Mediante el Método LRFR en Puentes de Concreto y Reforzamiento en el Puente Chancay”*

VIII. ANEXOS

IX. ANEXO: PLANOS