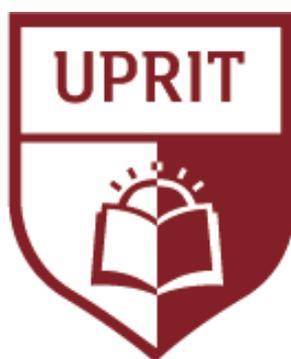


UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE
TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA DE
PADRE ABAD, REGION UCAYALI, 2020**

TESIS:

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

AUTOR:

Bach. Rene Oscar Lipa Mamani

Bach. Denys Padilla Lipa

ASESOR:

ING. Enrique Manuel Durand Bazán

TRUJILLO – PERÚ

2020



HOJA DE FIRMAS

MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE
TAHUAYO BAJO-URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA DE
PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020

Autores:

Bachiller. Rene Oscar Lipa Mamani

Bachiller. Dennys Padilla Lipa

Ing. Enrique Durand Bazán

PRESIDENTE

Ing. Guido Marín Cubas

SECRETARIO

Ing. Elton Javier Galarreta Malaver

VOCAL

DEDICATORIA

El presente trabajo de grado va dedicado a Dios, quien como guía estuvo presente en el caminar de nuestra vida, bendiciéndonos y dándonos fuerzas para continuar con nuestras metas trazadas sin desfallecer. A nuestros padres que con su apoyo incondicional, amor y confianza permitieron lograr culminar nuestra carrera profesional.

Rene Oscar Lipa Mamani

Denys Padilla Lipa

AGRADECIMIENTO

El presente trabajo agradecemos a Dios por ser nuestro guía y acompañarnos en el transcurso de nuestra vida, brindándonos paciencia y sabiduría para culminar con éxito nuestras metas propuestas.

A nuestros padres por ser nuestro pilar fundamental y habernos apoyado incondicionalmente, pese a las adversidades e inconvenientes que se presentaron en el transcurso de aprendizaje.

Los autores.

INDICE DE CONTENIDOS

HOJA DE FIRMAS	2
RESUMEN	10
ABSTRACT	11
1.1. Realidad Problemática	12
1.2. Formulación del Problema	13
1.3. Justificación.....	13
1.4. Objetivos.....	16
1.4.1. Objetivo General.....	16
1.4.2. Objetivos Específicos.....	16
1.5. Antecedentes	16
1.6. Bases Teóricas.....	20
1.6.1. Elementos de un puente.....	21
1.6.2. Conceptos Básicos	21
1.7. Definición de Términos Básicos.....	48
1.7.1. Puente	48
1.7.2. Propietario.	48
1.7.3. Puente	48
1.7.4. Rehabilitación.....	49
1.7.5. Deterioro Estructural	49
1.8. Formulación de Hipótesis.....	49
1.9. Propuesta de aplicación profesional	50
II. MATERIALES Y METODOS	50
2.1. Material de Estudio	50
2.2. Técnicas, procedimiento e instrumentos	51
2.2.1. Para recolectar datos.....	51
2.2.2. Para procesar datos.....	51
2.3. Operacionalización de variable	51
III. RESULTADOS.....	53
3.1. Aspectos Generales.....	53
3.1.1 Ubicación Geográfica.....	53
3.1.2. Accesibilidad	55
3.1.3. Climatología.....	55
3.1.4. Topografía y Tipo de Suelo.....	56
3.1.5. Aspectos Socio Económicos	56
3.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	56
3.2.1. Generalidades.....	56

3.3.	Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación	57
3.4.	INFORMACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	58
3.4.1.	DESCRIPCION	58
3.4.2.	EXPLORACION DE CAMPO.....	58
3.5.	ENSAYOS DE LABORATORIO	59
3.5.1.	DESCRIPCION GEOTECNICA DE LA ZONA.....	60
3.5.2.	NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA.....	60
3.5.3.	PERFIL DEL SUELO	60
3.6.	GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA REGIONAL.....	61
3.6.1.	DESCRIPCION DE LAS AREAS:	61
3.7.	EVALUACION GEOTECNICA.....	63
3.8.	CRITERIOS TÉCNICOS FUNDAMENTALES Y RESULTADOS.....	64
3.9.	UBICACIÓN SISMICA DEL TERRENO.....	65
V.	DISCUSIÓN	96
VI.	CONCLUSIONES.....	97
VII.	RECOMENDACIONES.....	97
VIII.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	98
IX.	ANEXO: PANEL FOTOGRAFICO	100
X.	ANEXO: PREDIMENSIONAMIENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA.....	104
XI.	ANEXO: PRESUPUESTO.....	105
XII.	PLANOS.....	106



INDICE DE TABLAS

TABLA N° 01 Estudios respectivos	48
TABLA N° 02 Poblacion	49
TABLA N° 03 Operacionalizacion de la variable	50
TABLA N° 04 Ubicaci3n geografica de la localidad.....	51
TABLA N° 05 Rutas de acceso al distrito	54
TABLA N° 06 Ensayo de laboratorio de geotecnia.....	67
TABLA N° 07 Ensayo de laboratorio de geotecnia	68
TABLA N° 08 Ensayo de laboratorio de geotecnia	69
TABLA N° 09 Ensayo de laboratorio de geotecnia	70
TABLA N° 10 Ensayo de laboratorio de geotecnia	71
TABLA N° 11 Ensayo de laboratorio de geotecnia	72
TABLA N° 12 Ensayo de laboratorio de geotecnia	73
TABLA N° 13 Coordenadas de la quebrada	74
TABLA N° 14 Area de la cuenca	75
TABLA N° 15 Perimetro de la cuenca	75
TABLA N° 16 Altitud media de la cuenca	78
TABLA N° 17 Estacion metereologica.....	79
TABLA N° 18 Serie historica de precipitaciones maximas en 24 horas	80
TABLA N° 19 Caudales maximos en diferentes periodos de retorno	84
TABLA N° 20 Precipitaciones maximas	86
TABLA N° 21 Caudal maximo instantaneo.....	87
TABLA N° 22 Coeficiente de contraccion.....	90
TABLA N° 23 Valores x para suelos cohesivos y no cohesivos	90
TABLA N° 24 Valores del coheficiente b	91



TABLA N° 25 Valores del coeficiente correctivo p en funcion de a	93
TABLA N° 26 Valores del coeficiente correctivo p en funcion de Q/Q.....	93
TABLA N° 27 Valores del coeficiente correctivo p en funcion de R.....	94
TABLA N° 28 Presupuesto estimado	95

INDICE DE FIGURAS

FIGURA N° 01 Puentes de madera.....	28
FIGURA N° 02 Puentes metalicos	30
FIGURA N° 03 Puentes de hormigon.....	33
FIGURA N° 04 Puentes de basculantes.....	34
FIGURA N° 05 Puente levadizo	35
FIGURA N° 06 Puente giratorio.....	36
FIGURA N° 07 Puente de desplazamiento vertical	37
FIGURA N° 08 Puente transbordador	38
FIGURA N° 09 Puentes deslizantes.....	39
FIGURA N° 10 Puentes flotantes	40
FIGURA N° 11 Puentes tipo viga	41
FIGURA N° 12 Puente de estructura aporticada	42
FIGURA N° 13 Puente tipo arco.....	43
FIGURA N° 14 Puentes reticulados	43
FIGURA N° 15 Puentes colgantes	44
FIGURA N° 16 Puentes atirantados	45
FIGURA N° 17 Esquema basico de las partes de un puente	46
FIGURA N° 18 Ubicación del proyecto macro localizacion	52
FIGURA N° 19 Ubicación del proyecto.....	53
FIGURA N° 20 Socavacion de pie de estribo.....	92
FIGURA N° 21 Coeficiente de tirante	93

RESUMEN

En la elaboración del presente informe, damos a conocer desde el cometido, el planteamiento y la propuesta de soluciones; hasta la aprobación y ejecución de las mismas. Además hacemos un estudio de la concepción del proyecto de, ingeniería y detalles del mismo, así como el mejoramiento y rehabilitación propiamente dicha. La apreciación habitual de puentes permite comprobar las condiciones de funcionalidad y la capacidad de los elementos estructurales para soportar las demandas originadas por las cargas verticales y horizontales. Los resultados adquiridos permiten implementar medidas correctivas para prolongar su vida útil en condiciones óptimas de servicio.

Las fallas de puentes acontecidas hasta el momento se han debido a cargas de servicio, donde la socavación y las sobrecargas actuantes han estado presentes. La población de Tahuayo Bajo-Uruya, como la mayoría de los pueblos ubicados en zonas de selva, carecen de obras, básicas elementales; así como de proyectos de infraestructura vial que posibiliten el desarrollo sostenido de la zona de influencia del proyecto.

Los deterioros principales son ocasionados en general por carencia estructural (falta de capacidad de carga), descomposición, corrosión, infiltración y socavación.

Palabras Claves

- Rehabilitación
- Estructura
- Puente

ABSTRACT

In preparing this report, we make known from the mission, the approach and the proposed solutions; until their approval and execution. We also do a study of the project's design, engineering and details, as well as the improvement and rehabilitation itself.

The usual appreciation of bridges makes it possible to check the conditions of functionality and the capacity of the structural elements to withstand the demands caused by vertical and horizontal loads. The acquired results allow to implement corrective measures to extend its useful life under optimal service conditions.

The bridge failures that have occurred so far have been due to service loads, where undercutting and overloads have been present. The population of Tahuayo Bajo-Uruya, like most of the towns located in jungle areas, lack basic elementary works; as well as road infrastructure projects that enable the sustained development of the project's area of influence.

The main deteriorations are generally caused by structural deficiency (lack of load capacity), decomposition, corrosion, and infiltration and undermining.

Key Words.

-Rehabilitation

-Structure

-Bridge

I. INTRODUCCION

1.1. Realidad Problemática

El poder atravesar ríos, vaguadas, estrechos, desfiladeros, y valles ha retornado siempre un papel muy importante en la historia de los establecimientos de personas. Desde tiempos remotos, los puentes han sido el testimonio más visible del pensamiento de los ingenieros de cada época. En términos prácticos el puente ha sido el nexo comunicativo más elemental del hombre en su conquista de la naturaleza. Estudiar la historia de los puentes, significa adentrarnos en el estudio del propio hombre, de su idiosincrasia en cada época, en fin de los que los ingenieros que los han diseñado han aportado a la historia de la humanidad. El legado de los puentes significa que gran parte de lo que hoy se conoce en la ingeniería civil, se lo debemos a aquellos que en cada momento histórico tuvieron la oportunidad de realizar esas grandes obras que hoy admiramos.

Para la elaboración de este informe se revisó información física, virtual, y además se utilizaron instrumentos, métodos y técnicas en conjunto. La información sirvió de base para hacer el diseño, realizar los estudios, entre otros aspectos que se tuvieron en cuenta en el desarrollo del contenido

Con respecto a puentes, tema en cuestión, en la actualidad existe una diversidad de tipos de puentes para cruzar ríos y obstáculos, desde una simple losa hasta puentes colgantes de grandes luces, como también puentes con sistemas de tuberías metálicas corrugadas.

El presente informe está estructurado mediante capítulos, títulos y subtítulos, capítulo I problema de la investigación, capítulo II materiales y métodos, técnicas procedimiento e instrumentos, capítulo III resultados análisis e interpretación de la zona de estudio capítulo, IV discusión V conclusiones, VI recomendaciones, VII bibliografía.

En la actualidad, el distrito de Irazola Ucayali presenta carencia de obras que permitan el tránsito seguro de los pobladores, lo cual también perjudica enormemente la circulación de vehículos al existir el peligro de accidentes de tránsito. Por ello, la presente plantea el mejoramiento y rehabilitación del puente carrozable peatonal de 20.00 m de longitud con la finalidad de mejorar la calidad de vida y la seguridad de la población relacionada.

1.2. Formulación del Problema

Pregunta General

¿Cuál es la propuesta, de mejoramiento y rehabilitación del puente carróza le Tahuayo Bajo-Uruya distrito de Irazola provincia de Padre Abad Región Ucayali 2020?

Problema Específico

A. Problema Especifico

¿Cuáles son los estudios topográficos para el mejoramiento y rehabilitación del puente carrozable Tahuayo Bajo Uruya?

B. Problema Especifico

¿Cómo es el diseño hidráulico y estructural para la mejor alternativa de mejoramiento y rehabilitación del puente carrozable Tahuayo Bajo-Uruya?

C. Problema Especifico

¿Cuál es el costo estimado para el mejoramiento y rehabilitación del puente Tahuayo Bajo-Uruya?

1.3. Justificación

Justificación teórica

La elaboración de este proyecto de tesis contempla objetivos principales, en los cuales es poder dar al lector un conocimiento más amplio de las características,

condiciones y métodos que se emplean en el mejoramiento y rehabilitación de un puente de concreto armado, así como también todos y cada uno de los reglamentos, leyes y restricciones que se deberá tomar en cuenta y poder realizar el diseño respectivo.

Beneficios directos:

Servicios a la población: proporcionaría a las personas el acceso y por ende mejorar sus servicios sociales, culturales y comercialización.

- Mejorar la transitabilidad que existe en las épocas de lluvia debido al cargue del río, ya que se contaría con puente que no limitaría el acceso entre los anexos Tahuayo Bajo-Uruya.

Beneficios indirectos:

- Mejorar el medio ambiente.

Justificación metodológica

El presente trabajo está dirigido a plantear, seleccionar y diseñar el mejoramiento y la rehabilitación del puente sobre un río, previo a los resultados de los estudios preliminares. Con el presente trabajo se pretende conocer e incentivar en el diseño de subestructura y superestructura de un puente, con la aplicación de la normativa vigente nacional e internacional y bibliografía existente referente a puentes.

Justificación practica

Desde el punto de vista socio económico la construcción de vías de transporte constituye una de las principales actividades de integración y desarrollo de cualquier sociedad.

Justificación legal

Ley General N° 27181 de Transportes y Tránsito Terrestre.

Artículo 3.- Del objetivo de la acción estatal

La acción estatal en temas de transporte y tránsito terrestre se orienta a la satisfacción de las necesidades de los usuarios y al resguardo de sus condiciones de estabilidad y salud, así como a la custodia del ambiente y la sociedad en su grupo.

Artículo 4.- De la independiente competencia y papel del Estado

4.2 El Estado focaliza su acción en esos mercados de transporte que muestran distorsiones o restricciones a la independiente competencia. En especial lidera su atención a los mercados que se desarrollan en zonas de baja demanda de transporte con el propósito de mejorar la competitividad en los mismos y a los existentes en zonas urbanas de alta densidad de ocupaciones con el objetivo de arreglar las distorsiones generadas por la congestión vehicular y la contaminación.

Artículo 7.- De la racionalización del uso de la infraestructura

7.1 El Estado promueve la implementación de técnicas modernas de administración de tránsito para optimizar la utilización de la infraestructura que existe. Para tal impacto impulsa la definición de estándares por medio de reglamentos y reglas técnicas nacionales que garanticen el desarrollo coherente de sistemas de control de tránsito.

Artículo 15.- De las autoridades a quienes compete el asunto

Son autoridades a quienes compete el asunto respecto del transporte y tránsito terrestre según corresponda

- a) El Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Casa y Creación;
- b) Las Municipalidades Provinciales;
- c) Las Municipalidades Distritales;

d) La Policía Nacional del Perú; y

e) El Instituto Nacional de Protección de la Competencia y de la Defensa de la Propiedad Intelectual - INDECOPI.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Diseñar la mejor alternativa de mejoramiento y rehabilitación del puente carróza sobre el río Tahuayo, que mejorará la integración de la localidad de Tahuayo Bajo-Uruya distrito de Irazola provincia de Padre Abad.

1.4.2. Objetivos Específicos

A. Objetivo Especifico

Desarrollar estudios topográficos para plantear adecuadas alternativas de mejoramiento y rehabilitación de puentes.

B. Objetivo Especifico

Diseñar los estudios hidráulicos y estructurales del puente sobre el río Tahuayo, y elaborar los planos de detalle

C. Objetivo Especifico

Determinar el Costo de la solución propuesta, para mejorar la transitabilidad vehicular y peatonal en la población de Tahuayo Bajo-Uruya?

1.5. Antecedentes

Antecedentes Nacionales

Ernesto Seminario Manrique, UNIVERSIDAD DE PIURA. (2004). En su tesis presentada para optar el grado de Ingeniero Civil, denominada, “Guía para el diseño de puentes con vigas y losas”

- El Manual de Diseño de Puentes del MTC - DGCF es una habituación de AASHTO – Standard Specifications for Highway Bridges. Asimismo, puede decirse que la regla peruana tiene las primordiales especificaciones primordiales para el diseño de los puentes más frecuentes.

- La regla nacional muestra ciertos vacíos relevantes. Dichos casos se muestran con más frecuencia en el diseño de las subestructuras y de los sistemas de juntas y apoyos.

- Se concluye existente una tendencia de AASHTO a diseñar las cimentaciones por el procedimiento LRFD. No obstante este procedimiento no fue incorporado en el Manual de Diseño de Puentes. Es por ello, que en el capítulo 6 “Subestructuras” se han presentado ambas metodologías de diseño: ASD y LRFD utilizadas para cimentaciones. Sin embargo, ya no se ha llegado a un verdadero desarrollo del procedimiento LRFD para cimentaciones y estribos, por lo cual Barker (1997) confirma que se obtienen resultados semejantes diseñando por el procedimiento ASD ó LRFD.

- Asimismo, como se observa en el “Manual de diseño de Puentes” los valores de los componentes de carga y resistencia son los mismos de AASHTO. No obstante, las condiciones de nuestra realidad son diferentes a la verdad norteamericana donde se tiene un más grande control de las cargas y de los procesos constructivos de puentes, por lo cual se concluye que debe investigarse cómo se hizo el análisis de fiabilidad de dichos componentes de la regla peruana.

Frecuentemente, la incertidumbre en dichos campos de análisis influye de manera negativa en el efecto psicológico poblacional. Este antecedente es considerado para la investigación ya que, nos señala que un diseño de puentes que garantice un correcto funcionamiento necesita el estudio de diversos campos como hidrología, hidráulica, topografía, geología, estudio de tránsito, sismo, etc.

Roberto Mosqueira Ramírez (2011), Universidad Católica del Perú, en su tesis para optar el grado de Magister, evalúa las obras de infraestructura vial dañados por el Fenómeno del Niño, teniendo un especial cuidado en los puentes de la Red Vial Norte y concluye mencionando que la mayor parte de los puentes colapsados con apoyos intermedios se debieron a la socavación a los efectos del crecimiento de caudal, que provocaron el mecanismos locales de vortis de Estela y vortis de Herradura, provocando erosión y socavamiento de la cimentación, produciendo en algunas ocasiones el asentamiento del pilar y la inestabilidad frente a la sobre presión del cauce de los ríos. Este antecedente es considerado para la investigación ya que, nos indica que las lluvias extraordinarias, de gran duración e intensidad que incrementaban los caudales de riachuelos, quebradas y ríos, los mismos que han ocasionado inundaciones, deslizamientos y fallas en las estructuras de puentes y de defensas ribereñas, tanto por socavación por erosión general del cauce, por erosión por contracción y por erosión local en la cimentación.

Antecedentes Internacionales

Edén Richelieu Cuellar Jaramillo y Ernesto Hernández Cruz, UNIVERSIDAD POLITÉCNICO NACIONAL DE MEXICO (2009). En su tesis presentada para optar el grado de Ingeniero Civil, denominada, Proyecto del puente vehicular El Bejuco de la carretera TEPICMAZATLÁN, tramo Entre San Blas-Villa Unión, Km 62 + 745.00, Origen TEPIC, NAYARIT.

Conclusiones de la tesis de investigación ya antes mencionada:

- El tramo carretero pertenece a uno de los ejes troncales de la República Mexicana; como tal, es de importancia esencial para la generación del desarrollo económico del país por lo que, es imprescindible su modernización y construcción

Inmediata.

- El puente “El Bejuco” se localiza en los límites de los estados de Nayarit y Sinaloa, cruza de forma esviada al río del mismo nombre, el cual cuenta con una corriente de carácter perenne con un caudal igual a 350 m³/s y velocidad media de 1.5 m/s; cuenta con una longitud total de 57.22m y ancho total de 12.80m.

- El puente se compone de dos claros de 28.61m a ejes de la estructura, su estructura se compone de la siguiente manera:

Cuenta con una superestructura a base de vigas pre coladas, pretensadas del tipo AASHTO tipo IV que reciben a una losa de concreto armado de 18cm de espesor con guarnición sobre la losa tipo II y parapeto de acero para calzada; la subestructura se conoce de dos caballetes constituidos por cabezal apoyados en pilotes de concreto armado de 1.20m de diámetro y una pila central a base de pilotes de concreto hechos en el sitio de 1.20m de diámetro para soportar una zapata de concreto armado que recibirá la columna rectangular con tajamares y cabezal volado. Este antecedente es considerado para la investigación ya que, supone de mucha importancia

- La geometría del puente se diseñó para cumplir con las características geométricas del tramo carretero, el cual es de tangente; y se ajustó a una curva vertical de tipo cresta para cumplir con la separación mínima entre el lecho inferior de la superestructura y el NAME de diseño a la corriente, recomendado por los estudios de campo igual a 1.50m.

- El análisis y diseño de los distintos elementos estructurales que forman el puente se basan en las normas AASHTO para puentes carreteros.

- La carga viva de proyecto considerada en el diseño de la superestructura es la correspondiente al vehículo T3-S2-R4 tipo 1, a excepción de las losas que se diseñaron con el vehículo HS20.

- El diseño de las trabes se basa en las propiedades de acero de pre esfuerzo y son del tipo pretensadas, por lo que su construcción debe acatar las especificaciones y resistencias que se mencionan en el análisis correspondiente.

- En los planos se presenta a detalle la geometría de cada elemento estructural, su armado correspondiente, la lista de varillas y las cantidades de obra así como las notas y referencias alusivas a cada sección del puente.

CALVA PÉREZ, Fabricio Wladimir, Quito- Ecuador. (2013).En su tesis presentada para optar el grado de Ingeniero Civil, denominada, Diseño de Tableros Tipo Hormigón Armado para Puentes Vehiculares por el Método de los Coeficientes de Carga y de Resistencia.

Se realiza el diseño de los tableros de hormigón con armadura principal perpendicular al tráfico. Correspondientes a puentes de carretera de 3, 4, 5 y 6 vigas longitudinales, se presenta el análisis de los resultados y se identifican parámetros de aplicación práctica en diseños preliminares. Se adjunta el análisis económico de los diseños ejecutados y anexos con el diseño de las protecciones laterales, el cálculo de líneas de influencia de momentos flectores para vigas continuas, los planos de diseño y presupuestos de cada tablero. Este antecedente es considerado para la investigación ya que, supone de mucha importancia, ya que En este trabajo de se estudia el procedimiento del diseño de tableros de hormigón armado en puentes de vigas longitudinales con aplicación del criterio de los estados límite por el método de los coeficientes de carga y resistencia, propuesto por las especificaciones de la Asociación Americana de Carreteras (AASHTO-LRFD).

(SAM/CONAMET 2007). Evaluación del Estado del Hormigón de 7 puentes ubicados en el bajo San José, sobre la Ruta Provincial N° 51 (Buenos Aires), (SAM/CONAMET 2007). Se hizo una evaluación visual y muestreo a medida que se estaban realizando trabajos de remediación y puesta en servicio de la ruta. Se analizó el hormigón que constituye los puentes, se relevaron bases, pilas, vigas, área de rodamiento y estribos. Se vio un fundamental deterioro en dichos últimos, pérdida de secciones de acero por corrosión producida por la circulación de agua perteneciente de los drenajes, merma en secciones útiles de hormigón gracias a la delaminación del recubrimiento, rotura de las placas de pavimento gracias a los procesos mecánicos desarrollados por el tránsito (SAM/CONAMET 2007). Este precedente es considerado para la indagación debido a que, implica de mucha trascendencia, la evaluación del hormigón en esta indagación se relacionó el deterioro producido por la circulación de agua perteneciente de los drenajes gracias a la delaminación del recubrimiento.

Bases Teóricas

1.5.1. Elementos de un puente

Las 3 piezas que estructuran un puente se diferencian según su funcionalidad. La superestructura comprende todos los elementos que permiten el tráfico. La Subestructura es la parte que aguanta la superestructura y el tráfico transfiriendo las cargas a partir del puente al suelo. Los accesos y defensas integran todos los recursos complementarios que no aportan capacidad resistente. Los recursos primordiales de un puente se observan en la Figura 1. (Martínez Jáenz y ayudantes 2005) La superestructura está compuesta por los próximos recursos (Tenias, 1995):

- Cubierta.
- Superficie de rodado.
- Elementos primarios.
- Elementos secundarios.
- Apoyos. La subestructura considera los siguientes elementos:
- Estribos.
- Cepas.

Los accesos y elementos complementarios cumplen propósitos distintos a soportar cargas, pero forman parte del sistema global que entrega funcionalidad a la estructura. Los principales elementos son:

- Protección de laderas:
- Subdrenaje.
- Accesos.
- Barreras.

1.5.2. Conceptos Básicos

Apoyo: Son los elementos a través de los cuales el tablero transmite las acciones que le solicitan a las pilas y/o estribos. El más común de los apoyos es el neopreno zunchado, está constituido por un caucho

sinéptico que lleva intercaladas unas chapas de acero completamente recubiertas por el material elastómero. Tiene impedido el movimiento vertical.

Colapso: Cambio significativo de la geometría del puente que hace que éste ya no sea apto para su uso.

Diseño: Dimensionamiento y detallado de los elementos y conexiones de un puente.

Ductilidad: Propiedad de un elemento o conexión que permite una respuesta inelástica.

Elemento: Elemento discreto o combinación de elementos del puente que requiere una consideración de diseño individual.

Estado Límite: Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos: Estados límites relacionados con eventos tales como sismos, cargas de hielo y colisiones de vehículos o embarcaciones, con períodos de recurrencia mayores que el período de diseño del puente.

Estados Límites de Resistencia: Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.

Estados Límites de Servicio: Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.

Estribos: Situados en los extremos del puente sostienen los terraplenes que conducen al puente. A diferencia de las pilas, los estribos reciben además de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de ingreso al puente, por lo cual trabajan además como muros de contención. Los estribos están formados por un muro frontal que aguanta el enumerador y muros en vuelta o muros-aletas que sirven para la contención del lote.

Composición con Diversas Recorridos de Cargas: Composición capaz de tolerar las cargas especificadas después de la pérdida de un componente o conexión portante primordial.

Evaluación: Decisión de la función de carga de un puente que existe.

Elemento de Carga: Componente que estima prácticamente la variabilidad de las cargas, la carencia de precisión de los estudios y

la posibilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, sin embargo que además se relaciona con puntos estadísticos de la resistencia por medio del proceso de calibración.

Componente de Modificación de las Cargas: Elemento que estima la ductilidad, redundancia e trascendencia operativa del puente.

Elemento de Resistencia: Elemento que estima prácticamente la variabilidad de las características de los materiales, las magnitudes estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, empero que además se relaciona con puntos estadísticos de las cargas por medio del proceso de calibración.

Modelo: Idealización de una estructura a los fines del análisis.

Período de Diseño: Período de tiempo en el cual se basa el cálculo estadístico de las cargas transitorias. Para estas Especificaciones el período de diseño es de 75 años.

Pilas: Son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos. Deben soportar la carga permanente y sobrecargas sin asientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales (viento, riadas, etc.)

Resistencia Nominal: Resistencia de un elemento o conexión a las solicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en la documentación técnica y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencias especificadas de los materiales.

Servicio Regular: Condición que excluye la presencia de vehículos que requieren permisos especiales, vientos superiores a los 90 km/h, y eventos extremos, incluida la socavación.

Solicitación: Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, esfuerzo de corte, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.

Subestructura: Es la parte del puente que se encarga de transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación y está constituida por:

- Estribos
- Pilas

Superestructura: Es la parte del puente en donde actúa la carga móvil y está conformada por:

- Enumerador
- Vigas longitudinales y transversales
- Aceras de rodadura
- Capa de rodadura
- Otras instalaciones

Contador: Aguanta de manera directa las cargas dinámicas (tráfico) y mediante las armaduras transmite sus tensiones a estribos y pilas, que, paralelamente, las realizan llegar a los cimientos, donde se disipan en la piedra o en el lote circundante. Sobre el tanteador y para ofrecer continuidad a la rasante de la vía viene la capa de rodadura. Los tableros van complementados por los bordillos que son el límite del ancho independiente de calzada y su tarea es la de eludir que los vehículos suban a las aceras que van destinadas al paso peatonal y al final al borde van los postes y pasamanos.

Paso a desnivel: Composición construida para cruzar una vía que existe. Si el alineamiento de la nueva carretera cruza sobre la vía que existe se llama paso preeminente, de lo opuesto se llama paso inferior (Manual de Inspección de Puentes 2007).

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

El manual de diseño de puentes (MTC, 2003, p.10) sugiere que los estudios topográficos poseen como fin hacer trabajos en campo que permiten hacer los planos topográficos, dar información de base para los estudios de hidrología, hidráulica, geología, geotecnia, así como para efectos ambiental, entendidos al menos a 100m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del flujo de agua u otro inconveniente a ser transpuesto); de igual manera apunta que en caso de puentes sobre curso de aguas tendrá que desarrollarse levantamiento descriptivo del fondo, señalando la dirección del curso

de agua y los límites aproximados de la zona inundable en condiciones de aguas máximas y mínimas

ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

El Manual de Diseño de Puentes (MTC, 2003, p.12), señala que los objetivos de estos estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río, permitiendo así establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de agua en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

Los estudios geológicos poseen por objetivo entablar las propiedades geológicas, tanto local como general de las diversas formaciones geológicas que se hallan identificando tanto su repartición como sus propiedades geotécnicas que corresponden, por otro lado los estudios geotécnicos poseen por objetivo entablar las propiedades geotécnicas, o sea, la estratigrafía, la identificación y las características físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables. (MTC, 2003, p.16) Del mismo modo en el Manual de diseño de Puentes (MTC, 2003, p.16), sugiere que los estudios geológicos y geotécnicos comprenderán:

- Revisión de información que existe y especificación de la geología a grado regional y local.
- Especificación geomorfológica.
- Zonificación geológica del área.
- Definición de las características físicas y mecánicas de suelos y/o piedras.
- Definición de regiones de deslizamientos, huaycos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- Recomendación de canteras para materiales de creación.
- Identificación y caracterización de fallas geológicas.
- Ensayos de campo en suelos y/o piedras.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o piedras extraídas del área.
- Especificación de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación correcta, así como fronteras geotécnicos preliminares para diseño del puente a grado anteproyecto.
- Dependiendo de la envergadura del plan y del tipo de suelo se deberán hacer sondajes (perforaciones) complementadas con refracción sísmica, o excavaciones de verificación.
- Presentación de los resultados y sugerencias sobre especificaciones constructivas y obras de custodia.

ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL En el Manual de Diseño de Puentes (MTC, 2003, p.23), señala que estos estudios tendrán como finalidad:

- Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñarán proyectos con mejoras ambientales y se evitará, atenuará o compensará los impactos adversos.
- Establecer las condiciones ambientales de la zona de estudio.

- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la subestructura y la superestructura del puente.
- Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

3.2 TIPOLOGÍA DE PUENTES

3.2.1 SEGÚN LA NATURALEZA DE LA VÍA SOPORTADA

- Puentes de carretera
- Puentes de ferrocarril
- Puentes-Canal
- Puentes-Acueductos

3.2.2 SEGÚN EL MATERIAL

PUENTES DE MADERA

La madera es el material que usó el ser humano para hacer sus primeras estructuras; un tronco de árbol sobre un flujo de agua ha sido seguramente el primer puente artificial. Los puentes de madera son más sencillos y más rápidos de edificar que los de roca, y han resultado constantemente más económicos; por esto, los primeros que construyó el ser humano fueron de madera, y durante la historia se han construido incontables puentes de este material, varios más que de roca.

Los puentes de madera han propuesto constantemente inconvenientes de durabilidad y por esto se han considerado constantemente de una categoría inferior que los de roca; principalmente se les dió carácter de obra provisional; se aspiraba a sustituirlos por uno de roca en cuanto hubiera dinero para eso.

Ambos inconvenientes básicos de durabilidad de los puentes de madera son los próximos:

A) Antes que nada el propio material, que se deteriora con el paso del tiempo si no se cuida en especial.

B) En segundo sitio su vulnerabilidad al impacto de las avenidas de los ríos. Cada avenida extraordinaria se llevaba varios puentes de madera, y por esto constantemente ha habido una clara consciencia de su postración ante las ocupaciones destructivas del propio flujo de agua.

En la actualidad se siguen creando pasarelas de madera, aun cuando únicamente en casos excepcionales, ya que resultan más caras que las metálicas o las de hormigón que son los materiales que se usan comúnmente en la actualidad para hacer puentes.

VILLARINO OTERO, ALBERTO, Diseño de Puentes. Pág. 193-233

FIGURA N°01 PUENTES DE MADERA



Fuente: elaboración propia.

PUENTES METÁLICOS

- De fundición
- De hierro forjado
- De acero

El trabajo del hierro representó una transformación extremista en la obra generalmente, y en los puentes en especial; sus maneras eran mucho más grandes que las de los materiales conocidos hasta el momento, y por esto

se produjo un desarrollo bastante veloz de las construcciones metálicas, que rápido superaron en magnitudes a cada una de las construidas previamente. En la actualidad todavía es el material de las monumentales obras, y en particular de los monumentales puentes, si bien el hierro que se usa ahora no es el mismo que se usó en los principios, pues el material además ha evolucionado de manera significativa; hay diferencia destacable de propiedades y de calidad entre los aceros recientes, y el hierro fundido que se usó en un inicio.

El veloz desarrollo a inicios del siglo XIX de los puentes metálicos se debió fundamentalmente a 2 razones primordiales

A) Antes que nada, el nuevo material poseía muchas más modalidades que los anteriores, pues su capacidad resistente era muchísimo más alta.

B) En segundo sitio, se inició a conocer con cierto rigor la conducta resistente de las estructuras, lo que permitió, en el instante de proyectar un puente, dimensionar sus varios recursos cuantificando su grado de seguridad, y con ello ajustar al más grande sus dimensiones.

Los materiales derivados del hierro que se han utilizado sucesivamente en la obra fueron, la fundición, el hierro forjado y el acero A pesar de su más enorme precio, el hierro fue sustituyendo progresivamente a la fundición en la obra de puentes de arco debido a sus mejores características mecánicas. Los gigantes arcos metálicos aportaron una solución subjetivamente económica y bastante impresionante para franquear a gran altura valles profundos y ríos anchos en los que las cimbras resultaban bastante difíciles y costosas (160 m. de luz).

Finalmente, la solución es el diseño metálica es la única a plantearse para los puentes móviles: giratorios y levadizos.

Los primeros puentes gigantes que se construyeron con hierro forjado fueron el de Conway, y el Britannia en los estrechos de Menai, 2 puentes en viga cajón de monumentales dimensiones para ferrocarril, a finales del

siglo XIX, cien años después de la iniciación de los puentes metálicos, se inició a utilizar el acero para construir puentes. Conseguir que los materiales de construcción sean dúctiles y no frágiles, es uno de los logros importantes de su tecnología.

El acero se conocía mucho anterior a que se empezara a edificar industrialmente a finales del siglo XIX, y de hecho se había utilizado en cualquier puente aislado; ejemplo de aquello son las cadenas del puente colgante sobre el Canal del Danubio en Viena, de 95 m de luz, terminado en 1828. Pero era un material caro hasta que en 1856 el inglés Henry Bessemer patentó un proceso para hacer acero económico y en cantidades industriales, mediante un convertidor donde se insuflaba aire en el hierro fundido que reducía las impurezas y el contenido de carbono.

El primer gran puente cuya estructura fundamental es de acero es el de San Luis sobre el río Mississippi en los Estados Unidos, proyecto de James B. Eads en 1874, con 3 arcos de 152+157+152 m de luz.

Los dos grandes puentes de finales del siglo XIX fueron además de los primeros que se hicieron con acero: el puente de Brooklyn y el puente de Firth of Forth. Desde finales de siglo XIX el acero se impuso como material de construcción sobre el hierro, y por ello, a partir de entonces, todos los puentes se hicieron de acero.

FIGURA N°02 PUENTES DE DISEÑO METALICOS



Fuente: elaboración propia.

PUENTES DE HORMIGÓN

- Armado
- Pretensado
- Mixtos

Armado

El hormigón armado es una colaboración del acero y el hormigón, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El hormigón es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de hormigón, en el borde que debería resistir las tracciones, y debido a la cohesión entre ambos materiales, las primeras resisten las tracciones y el segundo las compresiones. A lo largo de varios años las barras de acero eran lisas, empero debido a una secuencia de ensayos, se verificó que la adhesión entre el acero y el hormigón, uno de los mecanismos básicos para que el hormigón armado funcione, mejoraba de manera significativa realizando las barrascorrugadas, o sea, con resaltes transversales, y de esta forma son las barras recientes.

Se imponen 2 resoluciones clásicas: los de vigas de alma llena, que podían ser vigas en T unidas por la losa preeminente, o vigas de cajón para las luces

más grandes; y los arcos, solución correcta para el hormigón, que es un material correcto para resistir compresiones.

Hormigón Pretensado

El hormigón pretensado se puede tener en cuenta un nuevo material; su diferencia con el hormigón armado es que en éste la armadura es pasiva, o sea, entra en carga una vez que las ocupaciones exteriores trabajan sobre la composición; en el pretensado, sin embargo, la armadura es activa, o sea se tesa anteriormente a la actuación de las cargas que va a recibir la composición (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el hormigón, de manera que jamás tenga tracciones o que éstas tengan un costo limitado.

La composición se pone en tensión antes a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de allí su nombre de hormigón pretensado. En conclusión, es adelantarse a las actividades que van a actuar sobre la composición con unas contra-acciones que es el instante en que se tesan las armaduras; tienen la posibilidad de tesar antecedente de hormigonar la pieza, o sea, pretesarlas, o se les puede ofrecer carga luego de hormigonada la pieza, o sea, postesarlas. El puente de Bendorf sobre el Rin; el de Castejón de 101 m de luz de 1967; el puente de Dorénaz sobre el Ródano, Suiza, de 45 m de luz central, 1933; el puente de Esbly, 74 m de luz, 1951 sobre el río Marne; etc. son ejemplos de puentes de hormigón pretensado.

Mixtos

La composición mixta es una totalmente nueva forma de participación del acero y el hormigón, en esta situación yuxtapuestos, no mezclados como en el hormigón armado y pretensado, empero sí conectados entre sí para que trabajen conjuntamente.

Una de los esfuerzos de los puentes metálicos ha sido a lo largo de un largo tiempo la materialización de la plataforma de rodadura de las carreteras. Al inicio la más grande parte de los tableros de los puentes metálicos eran de

madera; una vez que apareció el hormigón armado se usaron a menudo losas de hormigón; además había puentes con ábaco abierto, elaborado con una rejilla de pletinas metálicas ortogonales colocadas verticalmente para lograr rigidez a flexión; esta clase de ábaco se empleaba mucho en los puentes móviles, sin embargo es incómodo para el tráfico. Pese a ello se ha usado en puentes bastante actuales.

Parte de la plataforma de rodadura del puente colgante de Lisboa sobre el Tajo, construido en 1966, es de esta clase. La innovación de la composición mixta fue integrar la losa de hormigón de la plataforma a la composición resistente.

Una de las primordiales ventajas de los puentes mixtos, y por esto sustituyen a los puentes pretensados, inclusive en luces pequeñas, es que su creación se puede hacer igual que la de un puente metálico con los beneficios que esto representa por su mayor ligereza.

Es más simple montar un cajón metálico de 30 ó 40 m de luz que uno de hormigón; una vez montado el cajón metálico solamente queda hacer el tanteador de hormigón, bien in situ, o bien prefabricado. Esta solución es típica en pasos mejores sobre autopistas funcionando.

El problema singular de las construcciones mixtas es la conexión entre el hormigón y el acero para garantizar que los dos materiales trabajen conjuntamente; para eso se debería transmitir el esfuerzo rasante que se realiza en la alianza de un material a otro. Esta conexión se hace comúnmente con recursos metálicos, los conectores, que van militares al acero y embebidos en el hormigón, al que se integran por cohesión.

Entre los gigantes puentes mixtos tienen la posibilidad de citar los próximos: puente Merstla sobre el río Meuse y sobre el canal Albert, el puente de Tortosa sobre el río Ebro, el puente sobre el río Caroní en Ciudad Guyana, Venezuela, para ferrocarril y carretera, tiene una luz máxima de 213 m; se terminó en 1992 y es actualmente el puente viga mixto de mayor luz.

FIGURA N°03 PUENTE DE HORMIGÓN



Fuente: elaboración propia.

3.2.3 SEGÚN EL TABLERO

–FIJOS

–MÓVILES

Los puentes móviles son esos en que el ábaco o parte de él es móvil, con tal de permitir el paso alternativo a 2 tipos de tráfico bastante distinto, principalmente el terrestre y el marítimo. De esta modalidad una vez que permanecen cerrados permiten el paso de los vehículos rodados o trenes y una vez que permanecen abiertos permiten el paso de los barcos.

La virtud de los puentes móviles radica en que no se necesita edificar un puente de gran elevación para permitir el pasaje de los buques. Por otro lado, una vez que la magnitud de tránsito sobre el puente es moderada o alta se generan largas colas de vehículos a la espera de que el puente vuelva a estar habilitado al tránsito. Otra desventaja es la espera que se crea en el tránsito de buques cuyas maniobras se dificultan en condiciones de mal tiempo o escasa visibilidad.

BASCULANTES

Un puente basculante es un tipo de puente móvil que se hace sobre canales navegables con la intención de facilitar el paso de embarcaciones por abajo sin necesidad de elevar la traza de la carretera. Están formados por 2 secciones que se abren en dirección perpendicular al plano del puente mediante contrapesos situados bajo la plataforma. Son los más tradicionales de los móviles y los que más se usan en la actualidad.

El puente de la Torre de Londres, con una luz de 79 m, todavía es uno de los puentes basculantes mayores de todo el mundo; su desplazamiento se debería al giro del grupo tablero-contrapeso sobre una rótula fácil situada en el interior de gravedad del sistema, y se acciona por medio de un sistema hidráulico. Este sistema es el que se usa actualmente en la mayor parte de los puentes basculantes. El grupo del puente es una composición bastante singular, pues sobre las pilas del tramo móvil hay unas torres neogóticas que aguantan una pasarela preeminente que sirve para ofrecer paso a los peatones con el puente abierto y para indemnizar los tramos colgados asimétricos laterales, cuya composición resistente es dura. Su singularidad hace de este puente una de las estampas más típicas de Londres, y el puente móvil más popular de todo el mundo. Este puente, con 100 años de vida, sigue aún en servicio, aun cuando la maquinaria fue renovada en algunas situaciones; la última vez en 1972.

FIGURA N°04 PUENTES DE BASCULANTES



Fuente: elaboración propia.

LEVADIZOS

Un puente levadizo es un tipo de puente móvil que se puede levantar con la ayuda de una instalación mecánica para así permitir la entrada a través de un portón, o bien para permitir el tráfico marítimo a través de un cuerpo de agua. La parte que se mueve se gira a través de un eje horizontal o a modo de bisagra.

FIGURA N°05 PUENTE LEVADIZO



Fuente: elaboración propia.

GIRATORIOS

En los puentes giratorios de eje vertical caben dos posibilidades de apertura: o bien girar dos vanos simétricos sobre una pila situada en el centro del canal de navegación, aunque en algún caso excepcional puede estar situada en un borde; o bien girar dos semivanos con sus compensaciones, sobre dos pilas situadas en los bordes del canal.

La maquinaria para el giro es siempre parecida; consiste en una cremallera circular sobre la que se mueve un piñón al que se aplica la fuerza motriz. El movimiento del piñón por la cremallera circular es lo que hace girar el puente. Generalmente toda la maquinaria está alojada en una gran pila circular. La estructura de la mayoría de los puentes giratorios de dos vanos simétricos es una viga continua de dos vanos con el puente cerrado, y un doble voladizo con el puente abierto.

El puente de Firdan sobre el canal de Suez en Egipto, es también de dos semivanos compensados, tiene 168 m de luz y es el mayor puente giratorio del mundo.

FIGURA N°06 PUENTE GIRATORIO



Fuente: elaboración propia.

DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL

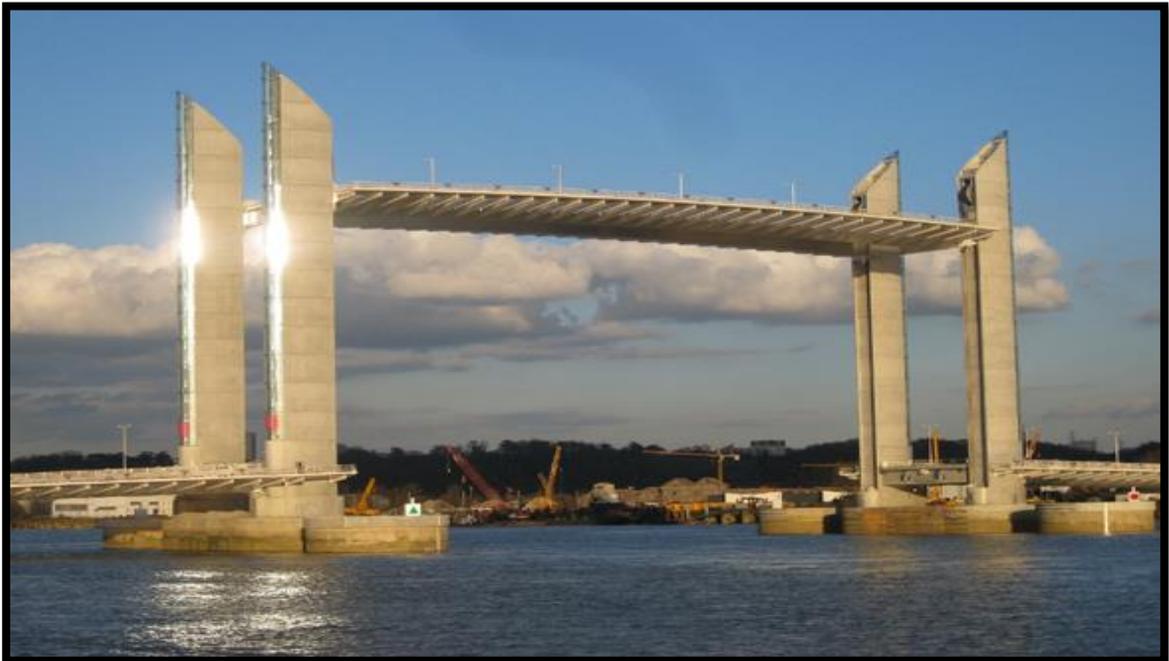
Los puentes de desplazamiento vertical son tableros simplemente apoyados, cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la cota que requiere el gálibo de navegación.

Normalmente se elevan tirando de sus cuatro esquinas, y por ello requieren dos o cuatro torres, en las que se aloja la maquinaria de elevación y los contrapesos necesarios para equilibrarlos durante la maniobra de desplazamiento vertical. En algún puente de pequeña luz se han evitado las torres y los contrapesos, accionándolo mediante gatos hidráulicos situados bajo el tablero, y por ello, a puente cerrado nada evidencia su condición de móvil.

El puente de desplazamiento vertical es adecuado y resulta más económico que los demás para luces grandes y por ello los mayores puentes móviles son de este sistema.

El mayor de todos ellos es el Arthur Kill cerca de Nueva York, de 170 m de luz, y un gálibo de navegación de 41 m con el puente levantado; se terminó en 1959 y sustituyó a uno giratorio dos vanos de 76 m de luz.

FIGURA N°07 PUENTES DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL



Fuente: elaboración propia.

PUENTE TRANSBORDADOR

Un puente transbordador consiste en una viga fija, situada a la altura requerida por el gálibo, de la que se cuelga una plataforma móvil, generalmente mediante cables, que transporta los vehículos de una orilla a la opuesta; con esta solución se puede llegar a luces análogas a los puentes colgantes porque no se plantean problemas en la estructura fija, diferentes a los de los puentes normales. Este tipo de puentes son más económicos que un puente convencional para un mismo gálibo para el tráfico marítimo.

Los puentes transbordadores han estado y estarán siempre unidos al nombre del ingeniero francés Ferdinand Arnodin, porque fue el primero que patentó la idea, e intervino en la mayoría de los que se han construido. Sin embargo, realmente, quien inició este sistema fue el arquitecto español A. del Palacio en el transbordado sobre la ría del Nervión en Portugalete, cerca de Bilbao.

El puente transbordador es una forma diferente al móvil de resolver el conflicto que plantean dos corrientes de tráfico incompatibles: un tráfico de vehículos entre dos orillas situadas a poca altura sobre el agua, y un tráfico de barcos en el río o ría a salvar, que requiere un gálibo de navegación de gran altura. La solución que se ha utilizado normalmente para resolver este problema es el puente móvil de cualquiera de los tipos ya estudiados, pero si la luz es muy grande esta solución puede resultar difícil o imposible de hacer, y por ello surgieron los transbordadores.

En todo el mundo se conservan 8 ejemplares de los 20 que se construyeron, 3 de ellos en Reino Unido, concretamente en (Newport, Middlesbrough y Warrington), dos en Alemania (entre Osten y Hemmoor y entre Osterrönfeld y Rendsburg), uno en Francia (Rochefort), el Puente Transbordador Nicolás Avellaneda en el barrio bonarense de La Boca y finalmente el puente de Vizcaya, entre Portugalete y Guecho. Este último, que data de 1893, y aún está en servicio, es el más antiguo del mundo y, desde 2006, Patrimonio de la humanidad de la UNESCO.

FIGURA N°08 PUENTE TRANSBORDADOR



Fuente: elaboración propia.

DESLIZANTES (DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL)

Un puente retractable, deslizante o de movimiento horizontal es un puente móvil con una calzada que se mueve en sentido horizontal. La calzada se retira en dirección longitudinal para dejar paso a los navíos. Esta clase de puentes tienen la posibilidad de hallarse en Suecia y Noruega. Un caso muestra es el Ultunabron al sur de Uppsala en Suecia. Recientemente se ha construido en el puerto de Cardiff un puente de esta clase con una luz entre apoyos de 30,5 m y una indemnización de 14 m; el voladizo de 30,5 m que se genera. A lo largo de el desplazamiento, se equilibra con un relleno de hormigón alojado en las prolongaciones de las vigas laterales metálicas en cajón que aguantan el puente. El desplazamiento se hace elevando el puente por medio de gatos y trasladándolo sobre ruedas.

FIGURA N°09 PUENTES DESLIZANTES (DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL)



Fuente: elaboración propia.

FLOTANTES

Se secundan sobre flotadores que tienen la posibilidad de tener diferentes tamaños. Consisten prácticamente en un enumerador secundado sobre una secuencia de recursos flotantes que sirven para mantenerlo en una situación más o menos fija. Dichos recursos flotantes resultan muy diferentes como por ejemplo barcas, pontones cerrados, etcétera. Los primeros puentes flotantes fueron de odres o barcas y datan del Siglo V previo a Cristo. Ya a partir de esta fecha a nuestros propios días se vienen usando esta clase de puentes flotantes en ríos profundos o donde resulta difícil cimentar.

FIGURA N°10 PUENTES FLOTANTES



Fuente: elaboración propia.

3.2.4 SEGÚN EL TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL

PUENTES TIPO VIGA

Los puentes tipo viga son los más frecuentes. Estructuralmente, además son los más simples, tienen la posibilidad de dividirse en:

–Puentes de tramos sencillamente apoyados (una o numerosas luces sencillamente apoyadas), tienen la posibilidad de ser los de losa maciza o de losas y vigas. Su desventaja está en el más grande número de juntas y dispositivos de apoyo.

–Puentes isostáticos con voladizos, hay vigas Gerber con apoyo interno y vigas Gerber con apoyo externo. Generalmente, tiene las mismas ventajas y desventajas de las vigas sencillamente apoyadas. Actualmente, esta clase de puentes se ha dejado de usar.

– Puentes de vigas continuas, esta clase de puentes conforman estructuralmente la solución más eficiente. Un tipo particular de dichos puentes son los formados por vigas parcialmente sucesivas, se componen por vigas prefabricadas, que se colocan entre los apoyos y luego se integran con una losa vaciada en el lugar.

FIGURA N°11 PUENTES TIPO VIGA



Fuente: elaboración propia.

PUENTES DE ESTRUCTURA APORTICADA

La principal característica de estos puentes es la unión rígida entre la superestructura y los pilares y/o estribos. Existen diversos esquemas de pórticos, entre los principales tipos tenemos:

- Pórtico con las vigas conectoras
- Pórtico de sistema continuo
- Pórtico de modelo con vigas ligadas en voladizo
- Pórticos de modelo en T
- Puente de moldelo acaballado simple
- Puente de acaballado con tirantes
- Arco tri articulado tipo de modelo Maillart

FIGURA N °12 PUENTE DE ESTRUCTURA APORTICADA



Fuente: elaboración propia.

PUENTES TIPO ARCO

En esta situación la composición primordial es el arco. La característica primordial del arco es que debido a su forma transmite parte importante de las cargas en compresión.

Debería tenerse presente que los arcos más isostáticos son los más primordiales de examinar empero sus magnitudes resultan más grandes. Además, debería considerarse que las articulaciones son generalmente costosas. Sin embargo los arcos empotrados acostumbran conseguir luces más grandes con el problema de hacerse más críticos los efectos de contracción de fragua, alteración térmica y eformaciones. Los primordiales tipos de arco son:

- Arco tri articulado
- Arco biarticulado
- Arco biarticulado con movimiento independiente
- Arco empotrado

FIGURA N°13 PUENTES TIPO ARCO



Fuente: elaboración propia.

PUENTES RETICULADOS

La estructura principal de este tipo de puentes está conformada por dos reticulados planos paralelos. El reticulado está formado por el ensamblaje triangular de elementos rectos, que por lo general son estructuras metálicas.

FIGURA N°14 PUENTES RETICULADOS



Fuente: elaboración propia.

PUENTES COLGANTES

Esta clase de composición se usa para cubrir monumentales luces. En el puente colgante la composición primordial la conforman los cables curvos que aguantan las cargas que transmiten las fuerzas a las torres y a los macizos de anclaje. Los cables sostienen el contador mediante tirantes denominados péndolas. Estructuralmente, un puente colgante es un “arco” invertido en el cual la composición primordial (el cable) está sometida primordialmente a tracción.

FIGURA N°15 PUENTES COLGANTES



Fuente: elaboración propia.

PUENTES ATIRANTADOS

Los puentes atirantados son una variedad de puente colgante. El esquema consiste de una viga colgada de tirantes que van directamente hacia las torres. Estos puentes son más rígidos y tienen menos problemas de inestabilidad aerodinámica.

FIGURA N°16 PUENTES ATIRANTADOS



Fuente: elaboración propia.

3.3 PARTES QUE CONSTITUYEN UN PUENTE

En general, los puentes constan de las siguientes partes:

Barandal, es la estructura ubicada generalmente en los bordes más extremos de la cubierta de un puente, cuya función principal es proteger a vehículos y peatones.

Capa de rodamiento, es la capa superficial del puente que absorbe el desgaste producido por el paso de automóviles y peatones, y que a la vez protege al tablero. Puede ser revestido de asfalto o concreto.

Tablero, es la parte horizontal del puente, que recibe directamente y principalmente las cargas del tráfico por el paso de los vehículos.

Vigas longitudinales, son vigas que se encargan de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura y que siguen la dirección del tráfico del puente, soportan la losa o tablero principal.

Diafragmas, son los elementos transversales que unen lateralmente a las vigas longitudinales entre sí y contribuyen a rigidizar la superestructura, de tal manera, que ésta trabaje como un todo y controlan el pandeo lateral de las vigas longitudinales (principalmente vigas esbeltas y de gran peralte, de acero) y el alabeo; y en general, las distorsiones longitudinales y laterales u otras debidas a cargas dinámicas incidentes. Ayudan a reducir el efecto de concentración de esfuerzos a lo largo del centro de las vigas largueros así como el control de deflexiones o efectos locales localizados en cualquier punto alma o canto de largueros.

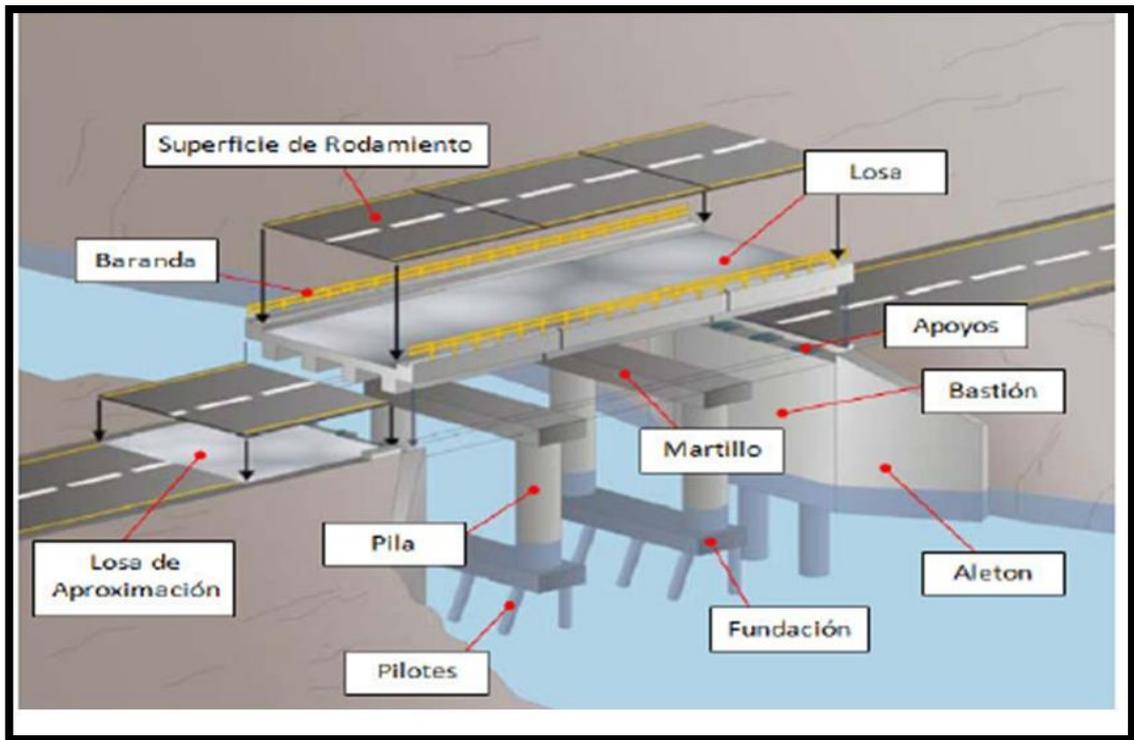
Apoyo, es el elemento que se coloca entre las vigas y la superficie sobre la que descansa el canto extremo de las losas y vigas, generalmente está integrado formando en el cabezal del estribo.

Estribos, son los soportes del puente, que se encuentran en los extremos del claro a vencer; generalmente, tienen función adicional de actuar como muros de retención.

Pilas, son los soportes intermedios de la superestructura de un puente, cuando este posee más de un claro al sobrepasar longitudes posibles de cumplir con un solo tramo.

Cimentaciones y obras de protección. Las obras de protección, pueden ser taludes, muros, emplantillados, que protegen de la erosión e impactos.

FIGURA N°17 ESQUEMA BASICO DE LAS PARTES DE UN PUENTE



Fuente: elaboración propia.

1.6. Definición de Términos Básicos

1.6.1. Puente

Los puentes son estructuras que proporcionan una vía de paso sobre el agua, una carretera, o una vía férrea, pero también pueden transportar las tuberías y líneas de distribución de energía, y tienen que contar por lo 4 menos, con un carril para circulación del tráfico u otras cargas rodantes y que tenga un claro, medido a lo largo del centro de la vía, que exceda de 6.00 metros entre los apoyos en los estribos o entre arranques de los arcos, o los extremos de las aberturas exteriores en cajas múltiples (Martínez Jáenz y colaboradores 2005).

1.6.2. Propietario: Persona o agencia con jurisdicción sobre el puente.

1.6.3. Puente: Cualquier estructura que tiene una abertura de no menos de 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

Puente Fijo: Puente con luz vehicular o navegacional fija.

Puente Móvil: Puente con luz vehicular o navegacional variable.

1.6.4. Rehabilitación: Proceso mediante el cual se restablece o incrementa la resistencia del puente.

1.6.5. Deterioro Estructural: El deterioro de las estructuras de concreto se puede dividir en dos grupos dependiendo de si se presenta en el concreto o en el acero que conforman la estructura. En el concreto, los diferentes tipos de agrietamiento, el descascaramiento, el ataque químico, los huecos y los estallamientos son la causa principal de su deterioro. En el acero estructural, la corrosión es la causa ' ' más importante de la merma en sus propiedades y, consecuentemente, de las de la estructura.

1.7. Formulación de Hipótesis

Hipótesis General

Mediante el diseño de rehabilitación del puente carrózaie Tahuayo Bajo Uruya se mejorara la transitabilidad vehicular y peatonal en el distrito de Irazola provincia de Padre Abad Región Ucayali.

.TABLA N°01 ESTUDIOS RESPECTIVOS

	ESTUDIOS RESPECTIVOS	Antecedentes informativos del sector.
ESTUDIO TOPOGRÁFICO	Geografía del area	Levantamiento topográfico y ubicación etc.
ESTUDIO DE SUELOS.	Diseño de cimentación	Informes tomados de campo mediante calicatas.
ESTUDIO DE CAUDALES	Socavacion general	linformes de máximas avenidas
COSTO DE LA PROPUESTA	Presupuesto	Metrados ,Planos

Fuente: elaboración propia.

1.8. Propuesta de aplicación profesional

DESCRIPCION DEL PLAN

El plan se apoya en el mejoramiento y rehabilitación de un puente carróza de 20.00 mt de luz independiente por 3.60 mt de ancho. Con parte viga losa. Estribos de concreto armado. Paralelamente, se colocaran barandas de f°g° de Ø 2" y 3" sobre las veredas a todo lo extenso del puente, para ofrecer estabilidad al tránsito peatonal los cuales al final van a ser pintadas con esmalte, previa base de anticorrosivo.

Para el Proyecto de Desempeño Ambiental se adjunta análisis aparte donde es considerada la defensa de las riberas del flujo de agua Tahuayo con plantaciones para eludir la erosión.

HIDROLOGIA

Se tiene los niveles de agua mínima y máxima así como el perfil del lecho del flujo de agua, que se indican en los planos, datos hidrológicos necesarios para el diseño del puente.

II. MATERIALES Y METODOS

2.1. Material de Estudio

2.1.1. Población

La población es un conjunto reducido o ilimitado con características similares para los cuales. Esta queda limitada por los objetivos y el problema de la investigación. Para el presente proyecto, el universo poblacional estará conformado por la población que será beneficiada con la ejecución del proyecto.

TABLA N°02: POBLACION

ZONA	POBLADORES
TAHUAYO BAJO-URUYA	300
Total de Familias	70
Total de pobladores	300

Fuente: elaboración propia.

2.1.2. Muestra

Un subconjunto específico y limitado que se separa de la población es definido como una muestra. En la presente tesis se ha tomado como muestra transitabilidad vehicular y peatonal en el distrito de Irazola provincia de Padre Abad Región Ucayali el cual beneficiara a un promedio de 10.000 habitantes.

2.2. Técnicas, procedimiento e instrumentos

2.2.1. Para recolectar datos

- Revisión de documentos: a través de esta práctica se han revisado normas, manuales, libros, tesis, etc.
- Observación: Esta práctica ha permitido recolectar información vista en campo.
- Ensayos de laboratorio de suelos: Análisis granulométrico por tamizado; límites de Atterberg, contenido de humedad.

2.2.2. Para procesar datos

- Se hizo el reconocimiento de campo.
- Se llevó a cabo el estudio de mecánica de suelos.
- Se hizo el cálculo de los estribos de 3.60 m verificando la resistencia al volteo y al deslizamiento.

2.3. Operacionalización de variable

a. Variable única

Rehabilitación del puente Tahuayo Bajo Uruya.

TABLA N°03: OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE

variables	definición conceptual	definición operacional	dimensiones	indicadores	Items
Rehabilitación del puente Bajo Uruya	Acorde con la investigación el distrito de Irazola no cuenta con ninguna intromisión por parte del gobierno, la localidad se hace más endeble y vulnerable debido a la falta de medios de transitabilidad.	Se encomienda manejar los estudios convenientes y utilizar los instrumentos adecuados y que la investigación plasme su correcta operación.	Recaudo de información	Transitabilidad vehicular y peatonal de la zona	Rutas y accesos

Fuente: Elaboración propia.

III. RESULTADOS

3.1. Aspectos Generales

3.1.1 Ubicación Geográfica

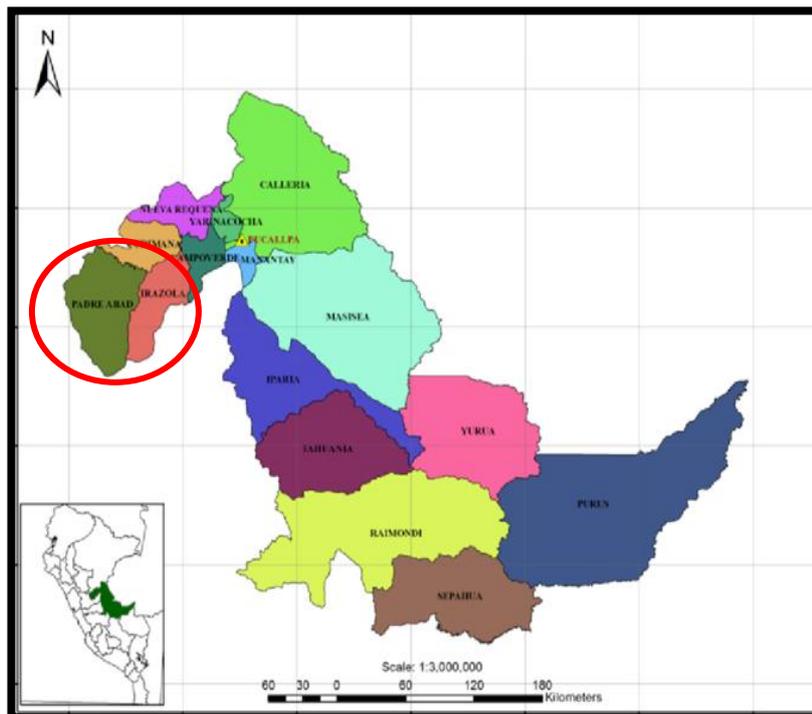
Región : Ucayali
 Provincia : Padre Abad
 Distrito : Irazola
 Localidad : Tahuayo Bajo – Uruya

TABLA N°04: UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA LOCALIDAD

Localidad	Coordenadas UTM		Rango Altitudinal	
	ESTE (m)	NORTE (m)	m.s.n.m.	Región
Tahuayo Bajo - Uruya	9051900	499520	150.00	Selva

Fuente: elaboración propia.

FIGURA N°18: UBICACIÓN DEL PROYECTO – MACRO LOCALIZACIÓN



Fuente: elaboración propia.

FIGURA N°19 UBICACIÓN DEL PROYECTO



Fuente: elaboración propia.

3.1.2. Accesibilidad

Vías de Comunicación

La localidad de Tahuayo - Bajo Uruya cuenta con una vía de acceso que penetra a partir del km 60 de la Carretera Federico Basadre (Neshuya). Y de ahí, en la carretera que conduce a Curimana, en el km 9+200, a la derecha; se encuentra el ingreso al lugar de ubicación del puente. Para lo cual hay que recorrer exactamente 1,100.00 ml. En el que se encontrara la estaca 0+000 cuya cota sobre el nivel del mar es 150.00m.

TABLA N°05: RUTAS DE ACCESO AL DISTRITO

INICIO	FIN	KILOMETRAJE	CONDICION DE CARRETERA
Pucallpa	Km. 60	60+ 000	Asfaltado - Afirmado
Km. 60	Km. 9.2	9 +200	Afirmado
Km. 9.2	Puente	1 +100	Trocha Carrozable

Fuente: elaboración propia.

3.1.3. Climatología

Clima y Temperatura

El clima es cálido, lluvioso y tropical. La temperatura media anual es de 24.6°C, sin embargo, hay que indicar que con frecuencia y durante varias horas del día se presentan temperaturas que oscilan de 20°C a 30°C.

Precipitación

La estación de lluvias se presenta en el periodo comprendido entre los meses de noviembre a abril, donde la precipitación media anual oscila entre 1200 y 1400 mm.

Ecología

El lugar donde se ejecutara el proyecto se encuentra enmarcado en la zona ecológica denominado "Bosque Húmedo Tropical". Habiendo existido anteriormente vegetación exuberante y tupida la cual ha sido

explotada intensamente por empresas dedicadas a la comercialización de madera.

3.1.4. Topografía y Tipo de Suelo

La localidad de Tahuayo Bajo - Uruya, nos muestra una topografía accidentada en la ubicación exacta del puente, producto de la erosión del río. En las zonas aledañas al proyecto la topografía es ondulada con pequeños accidentes geográficos. La construcción del puente carróza se proyectara sobre el río Tahuayo que finalmente desemboca en el río Neshuya en Ucayali.

- **Permeabilidad del Suelo:**

El tipo de suelo que presenta en su primer estrato areno limoso con bastante presencia de restos orgánicos (raíces vegetales), cuyo espesor promedio es de 0.30 cm., luego presenta un segundo estrato de grava, arcilla y limo.

3.1.5. Aspectos Socio Económicos

- **Población Actual y beneficiarios**

Las localidades de Tahuayo Bajo - Uruya cuentan con una población aproximada de 300 habitantes y 70 familias, quienes vienen a significar los directamente beneficiarios. Por otro lado los beneficiarios indirectos se estiman en 10,000 habitantes. Puesto que se integrará a una red vial nacional, mediante acceso al km 60 de la Carretera Federico Basadre.

3.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

3.2.1. Generalidades

El levantamiento topográfico tiene como objetivo:

- Elaboración de planos Topográficos.
- Proporcionar informes básicos para los estudios de Hidrología e Hidráulica y Geotecnia
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

Los estudios topográficos de esta zona comprenden lo siguiente:

- Demarcación de la zona del Proyecto.
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal.

Las geolocalizaciones del área fueron realizadas con Estación Total marca Leica TS06 Power con el cual se garantiza la eficiencia del trabajo

3.3. Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación

Conjuntamente con las autoridades y beneficiarios se determinó los accesos a construir dicho Proyecto de acuerdo con la propuesta de Reglamento Nacional de Puente Versión 4.0 aprobado por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción que menciona los aspectos de diseño, siendo una adaptación de las especificaciones de la American association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) siendo las más utilizadas por profesionales Peruanos dedicados al diseño y construcción de puentes.

El presente informe tiene por objetivo el Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de evaluación de Cimentación del Proyecto Construcción Puente Carrozable Tahuayo-Bajo Uruya, establecer los caracteres Geológicos tanto regionales y locales en las diferentes formaciones presentes en la zona, identificando sus características.

El estudio comprende trabajos de campo mediante sondeos por calicatas y ensayos de laboratorio, que sirven para establecer el perfil estratigráfico y la capacidad portante del terreno donde se edificara el proyecto.

El informe concluye con el análisis de las condiciones de cimentación consistente en Capacidad Admisible del Suelo, Profundidad de cimentación, Tipo de cimentación, asentamientos y otras consideraciones complementarias.

En el presente se considera como alcance general la revisión existente y exploración de campo, descripción geomorfológica, zonificación del lugar, definiciones de deslizamientos, huaycos y aluviones que ocurrieron en el pasado asimismo tener el potencial de ocurrencia en el futuro.

3.4. INFORMACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El terreno del presente estudio se encuentra ubicado en las márgenes del río siendo de topografía: Plana con clima templado, lluvioso y con una amplitud térmica, siendo la media anual de temperatura máxima y mínima de 35.5 °C y 18.7°C respectivamente, lo que se tendrá en cuenta al momento de proyectar la plataforma de cimentación; que estará en función al tipo, dimensiones y forma de drenaje.

Las máximas precipitaciones en estas zonas se presentan en los meses de Octubre a Marzo, con intensidades máximas registradas en los últimos 10 años entre 45.00 a 50.80 mm/día.

Se conoce el tipo de suelo, sus características y fundaciones para ser determinados su capacidad admisible del terreno mediante las fórmulas de Terzaghy y otros.

3.4.1. DESCRIPCION

El terreno en Proyecto topográficamente presenta pequeñas ondulaciones con explanaciones en las orillas del cauce del río y terrenos de cultivo, respecto a los niveles de los estribos se encuentran en desnivel, siendo necesario realizar trabajos de relleno y corte para la construcción del puente y los accesos a ella.

3.4.2. EXPLORACION DE CAMPO

Para la exploración de campo se estableció el programa de investigación mínimo, según la propuesta de Reglamento de Construcción de Puentes aprobado en 1996, por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Este Reglamento será de aplicación en todo el informe por constituir la base legal vigente.

Numero “n” de puntos a investigar.

Se fijó en función al tipo de edificación y del área de la superficie:

Tipo de Estructura : por tipos de concreto

Tipo de edificio : B

Para el tipo “B” y por la dimensión del terreno se realizó 02 calicatas, en todo caso “n” no debe ser menor que 02; optándose por 02 por cumplimiento de las normas legales.

Profundidad P mínima a alcanzar en cada calicata

Para cimentación superficial la norma E-020 establece:

$$P = D_f + Z$$

Donde:

D_f = Profundidad de desplante (se tiene 4.00 m)

$Z = 1.5 B$ siendo B ancho de cimentación previa de mayor radio en nuestro caso B es 1.50. Entonces Z es 6.25, luego:

$P = 6.25 > 3$ que es el mínimo requerido.

Considerándose que en estas profundidades se desarrollan las fuerzas que desarrollan las zonas de falla (activa, transición y pasiva) establecido por Terzaghy y otros autores.

Distribución de los puntos

Las calicatas fueron distribuidas uniformemente dentro de la zona del proyecto considerando que no existan fallas de los estratos durante y después de la excavación de las calicatas.

Número y tipo de muestras a extraer

De cada estrato de calicata se ha tomado muestras tipo Mab según sea el caso las mismas que fueron conducidas al laboratorio para los ensayos respectivos

3.5. ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizaron los ensayos típicos con las muestras extraídas

ASTM D 422	ANALISIS GRANULOMETRICO
ASTM D 1557	CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM D 4643	CONTENIDO DE AGUA
ASTM D 854	PESO ESPECIFICO
ASTM D 2487	CLASIFICACION SUCS y AASHTO

ASTM D 2488

CLASIFICACION VISUAL-MANUAL

Descripción visual de los estratos y comportamientos geodinámicos.

3.5.1. DESCRIPCION GEOTECNICA DE LA ZONA

En el reconocimiento visual de campo para la descripción Geotécnica se pudo observar que el suelo se encuentra constituido por depósitos Fluviales de la era Cenozoica, sistema Cuaternario serie Holoceno constituidos por gravas gruesa a fina , además de arenas y limo arcillosa, los que se encuentran afectados por la acción física, química y mecánica del medio ambiente y procesos geológicos.

3.5.2. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

En la zona la napa freática se encuentra a 0.50 mts. Por lo que considerando el tipo de cimentación superficial, se tendrá que realizar bombeo para efectos de construcción de los cimientos de los estribos.

3.5.3. PERFIL DEL SUELO

La estratigrafía del suelo se puede considerar uniforme con algunas variaciones puntuales, tal como se evidencia en los sondeos efectuados. Se sigue las siguientes secuencias de arriba hacia abajo en cada una de las calicatas.

Calicata N° 01

Margen Izquierda

La superficie hasta 1.50 m de profundidad se encuentra un suelo limoso de baja plasticidad con mezcla de desechos y rocas en descomposición. En el segundo estrato de espesor 0.50 m. de profundidad se encuentra un suelo limoso de gris claro, completamente saturado con presencia de gravas ocasionales.

Calicata N° 02

Margen derecha

En la superficie hasta 1.60m de profundidad se encuentra un suelo arenoso con mezcla de desechos y rocas en descomposición de color gris claro medianamente compacto con presencia de raíces.

En el segundo estrato de espesor 0.40 m. se encuentra un suelo limoso de color gris con presencia de gravas ocasionales

3.6. GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGIA REGIONAL

El presente estudio tiene la finalidad de resaltar las características geomorfológicas y estratigráficas del área con la ubicación de las quebradas y río en sus alrededores.

- ANTECEDENTES

Estudios específicos de Geología y para objetivos del proyecto o similares, realizados en las áreas de estudio si existen, habiéndose recorrido a la información general emitida por el Instituto Geológico Minero y Metalúrgico INGEMMET que a continuación se citan:

- En noviembre 1998, INGEMMET emite el Boletín con el título “ Aguaytia” hoja 19-I,

- OBJETIVOS

Los propósitos del presente son:

- Describir las características morfológicas y Geomorfológicos del terreno.
- Definir y describir las unidades lito-estratigráficos existentes en las áreas de estudio.
- Definir las características del subsuelo para la cimentación respectiva.

3.6.1. DESCRIPCION DE LAS AREAS:

MORFOLOGÍA

El lugar denominado Tahuayo se encuentra en la Hoja del cuadrángulo perteneciente a la Era Cenozoica, sistema Cuaternario serie Holoceno (Qh- fl) constituidos por gravas gruesa a fina , además de arenas y

limoarcillosa, el cual está separada por la falla longitudinal del Eratema de Mesozoico, el sistema Triásico Jurásico que está conformado por el Grupo Pucara, Grupo Mitu, secuencias del Granito de Paucartambo como roca plutónica granítica presente en los alrededores de la localidad.

REGIONES NATURALES GEOGRAFICAS

El área de estudio y su influencia está conformado por la región Geográfica en sentido transversal a los ríos.

Esta unidad está ubicada en la margen derecha del río orientado de Sur a Norte, se caracteriza por presentar una superficie con cumbres onduladas, perfiles asimétricos con pendientes moderadas cortado por quebrada con mucha vegetación, en ella se puede observar el desarrollo de valles y meandros.

REGIONES NATURALES

De acuerdo a la clasificación realizada el área comprende la región, los cuales se describen a continuación:

SELVA BAJA U OMAGUA

El curso de Río corresponde a esta región, cuya planicie constituye el curso de río en mención, alcanza altitudes desde 330 msnm, y que ha permitido el desarrollo de un curso meandroforme en todo el valle.

En esta región existe una flora abundante debido al clima tropical, alta húmeda relativa donde proliferan aun especies silvestres de animales y generalmente esta región presenta nubosidad en las primera horas matinales.

GEOMORFOLOGÍA

El área de estudio y en sentido transversal a la quebrada está conformado por unidades morfo estructurales principales estas unidades son: Etribaciones de la Cordillera Oriental, Valle y la faja Subandina.

VALLE DE LA UBICACIÓN DEL PROYECTO

El área de la carretera a construir, corresponde a esta unidad geomorfológico y se caracteriza por ser la más importante en la región,

las quebradas en formación es un agente principal modelador, conforma una gran llanura con pendiente mínima menos de 1 %, cuya amplitud del valle alcanza varios Kilómetros ., entre las localidades de la Región Ucayali.

En esta gran llanura se puede observar el desarrollo sucesivo del curso que a través del tiempo fue cambiado su recorrido dejando numerosos meandros abandonados.

Faja Sub Andina

Esta unidad está ubicada en la margen derecha y limitando al valle.

Se caracteriza por su morfología variada, desde suave, moderado hasta abrupto, con altitudes de hasta 330 msnm, y la presencia de los ríos existentes.

ESTRATIGRAFIA

En el área de estudio se ha identificado unidades estratigráficas cuyas edades corresponden desde el Paleozoico hasta el cenozoico, las cuales se indica en la Columna Estratigráfica.

La unidad más antigua corresponde al sistema sermico y representada por el grupo Mitu, ubicada en los alrededores del tramo.

3.7. EVALUACION GEOTECNICA

Para la evaluación geotecnia, se realizó en el campo el estudio de los suelos del suelo, que comprendió el estudio del suelo existente y el subsuelo, para lo cual se efectuó 02 calicatas cada uno (1) en un estribo, con la finalidad de establecer la variación del tipo de suelo en la zona del proyecto, tomándose como referencia el cauce de la quebrada. Las calicatas se realizaron con una profundidad promedio de 2.00 metros, esto por la uniformidad de los estratos del subsuelo.

Los materiales constituyentes del tramo en general, están constituidos por suelos arcillosos, limosos y areno arcillosos de mediana y alta plasticidad, conforme se describe en el informe de Mecánica de suelos, lo que se sustenta en los ensayos de laboratorio.

Las secuencias estratigráficas encontradas, son homogéneas en todos los tramos en estudio, intercalada esporádicamente con otro tipo de materiales, como areniscas y gravas.

3.8. CRITERIOS TÉCNICOS FUNDAMENTALES Y RESULTADOS

Las características de los suelos determinan la estabilidad y calidad de la carretera, estas características se basan en las propiedades físicas y mecánicas que han sido determinados al analizar las muestras del suelo en el laboratorio mediante los ensayos correspondientes.

Es estudio del subsuelo a través de las excavaciones efectuadas (calicatas), permite seleccionar las muestras más representativas para realizar la exploración del terreno de fundación y de esta forma conocer la estratigrafía, características, propiedades y su clasificación; siendo indispensable este conocimiento para garantizar la estabilidad del puente, de tal manera que no se presenten fallas y presten servicio en óptimas condiciones

3.8.1. TIPO DE CIMENTACION

El tipo de cimentación se ha de realizar con una falsa zapata para alcanzar la profundidad necesaria de terreno compacto de mayor consolidación.

La cimentación se ha de realizar en el terreno compuesto por grava arenoso con estribos.

3.8.2. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

La profundidad de cimentación se define en base a los siguientes criterios. Se descartó la primera capa por ser suelo de carácter no consolidado y con presencia de material orgánico en su componente. La Segunda capa se usara como suelo de cimentación en toda las zonas, es decir que ($D_f=2.00$ m.) por presentar mejores características mecánicas, propiciando una falsa zapata de 2.00m espesor.

3.8.3. ASENTAMIENTO TOLERABLE

Al tratarse de construcciones de peso considerable, importancia y seguridad de la obra con el criterio de diseño que predomina es el de "Asentamiento Tolerable" para los estribos que no fallara en los momentos de un sismo de importancia durante y después del movimiento sísmicos.

3.8.4. DISTORSIÓN ANGULAR TOLERABLE

Según la tabla 3.2.0 de las Normas E-020 del R. N. C., la distorsión angular (α) permisible para el tipo de edificación es 1/500.

3.8.5. ASENTAMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE

Para luces mayores a 10.00 m., con la distorsión angular anterior, se obtiene un asentamiento diferencial (δ) tolerable de 0.02 m.

3.8.6. ASENTAMIENTO TOTAL TOLERABLE

Según los criterios de diseño de la Norma, el asentamiento total (δ) se puede estimar como el 133% del asentamiento diferencial para suelos finos. Por lo tanto en este caso resulta un asentamiento total tolerable de 0.0266 m. es decir (1.05").

3.8.7. ASENTAMIENTO PROBABLE

Por la magnitud de la carga y por las características del suelo de cimentación (grava arenosa suelta), el asentamiento posible debe ser menor que el máximo tolerable (1").

3.9. UBICACIÓN SISMICA DEL TERRENO

Por estudio del sitio similares a la micro zonificación, este terreno está ubicada en la Zona 2, con factor de zona 0.35, con el cual serán calculados los parámetros de diseño.

CALCULO DE CAPACIDAD ADMISIBLE.

3.9.1. CAPACIDAD ADMISIBLE (Qa)

Para calcular la capacidad admisible del suelo de cimentación se utilizará la teoría de Terzaghi para falla general.

$$Q_{ult} = C \times N'_c + (D_1 \times \gamma_{m1} + D_2 \times \gamma_{m2}) N'_q + 0.5 \times B \times \gamma_{m2} \times N'_y$$

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

Donde:

Qult = Capacidad ultima

C = Cohesión de suelo

D = Profundidad de desplante

γ_m = Peso específico volumétrico del suelo (cada estrato)

B = Ancho de cimentación

N_c, N_q, N_y = Factores de capacidad de carga que depende de la fricción (ϕ).
F.S. = Factor de seguridad

ESTRIBO DERECHO

C = 0.00 Kg/cm²

ϕ = 25°

γ_1 = 1.60 ton/m³, Df= 2.00 m.

F.S. = 3.00, B= 1.00 m.

Resultado: para (ϕ) = 25°

N'_c = 19.0

N'_q = 9.2

N'_y = 6.2

$$Q_{ult} = 0.0 \times 19.0 + 2.0 \times 1.6 \times 9.2 + 0.5 \times 0.8 \times 1.60 \times 6.2$$

$$Q_{ult} = 0.00 + 29.44 + 3.97$$

$$= 33.41 \text{ ton/m}^2 = 3.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_a = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$$

ESTRIBO IZQUIERDO

$$C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$\gamma_1 = 1.65 \text{ ton/m}^3, D_f = 2.00 \text{ m.}$$

$$F.S. = 3.00, B = 1.00 \text{ m.}$$

Resultado: para $(\phi) = 25^\circ$

$$N'_c = 19.0$$

$$N'_q = 9.2$$

$$N'_y = 6.2$$

$$Q_{ult} = 0.0 \times 19.0 + 2.0 \times 1.65 \times 9.2 + 0.5 \times 0.8 \times 1.60 \times 6.2$$

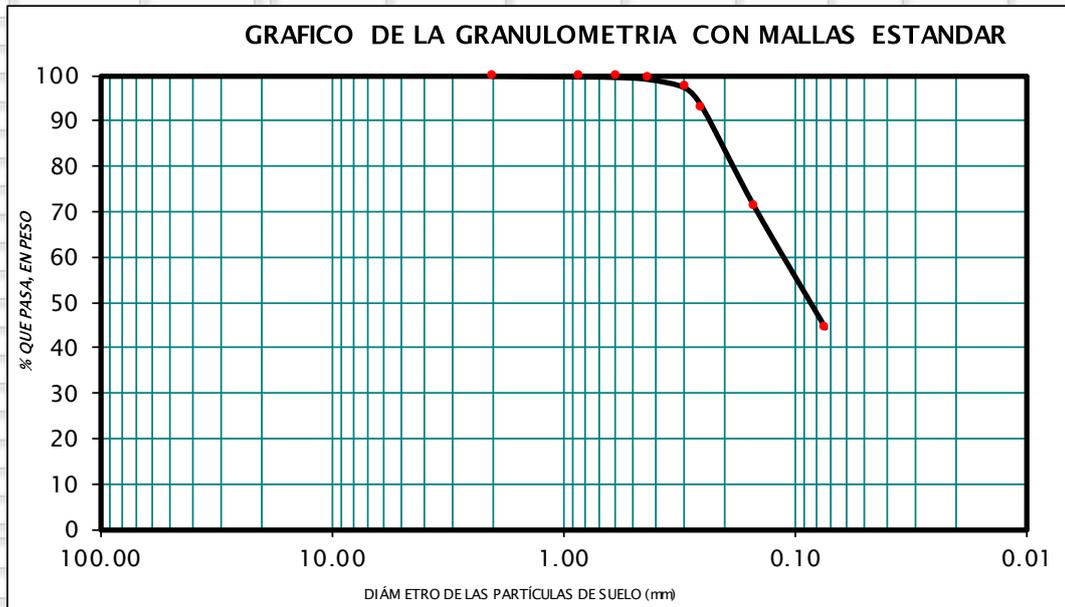
$$Q_{ult} = 0.00 + 30.36 + 3.97$$

$$= 34.33 \text{ ton/m}^2 = 3.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_a = 1.14 \text{ Kg/cm}^2$$

TABLA N°06 ENSAYO DE LABORATORIO

LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS Y MECANICA DE MATERIALES						
PROYECTO	: REHABILITACION PUENTE TAHUAYO-BAJO URUYA					
UBICACIÓN	: Tahuayo - Bajo Uruya - IRAZOLA - PADRE ABAD - UCAYALI					
SOLICITA	: Rene Oscar Lipa Mamani-Dennys Padilla Lipa					
CALICATA	: MARGEN IZQUIERDA					
PROFUNDIDAD	: 0,00 a 1,50m				MUESTRA	1
FECHA	: JULIO DEL 2019					
TAMIZ No	DIÁMETRO (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	TAMAÑO MÁXIMO
3"	76.200					DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA Suelo limoso con material granular equivalente a: 55.56%
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
1/4"	6.350					
No 4	4.760					
No 10	2.000				100.00	
No 20	0.840	0.8	0.15	0.15	99.85	LIMITES DE CONSISTENCIA LIMITE LIQUIDO = 17.7 %
No 30	0.590	0.6	0.11	0.27	99.73	LIMITE PLÁSTICO = N.P.
No 40	0.426	2.5	0.48	0.74	99.26	ÍNDICE PLÁSTICO = N.P.
No 50	0.297	10.0	1.90	2.64	97.36	COEFICIENTE DE CURVATURA = N.P.
No 60	0.250	23.0	4.37	7.01	92.99	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD = N.P.
No 100	0.149	115.5	21.95	28.96	71.04	CLASIFICACIÓN SUCS : ML
No 200	0.074	140.0	26.60	55.56	44.44	AASHTO : A - 4 (4)
CAZOLETA	0.000	233.9	44.44	100.00	0.00	OBSERVACIONES Humedad Natural = 21.30%
TOTAL		526.3	100.00			Pasa Tamiz N° 200 = 44.44%

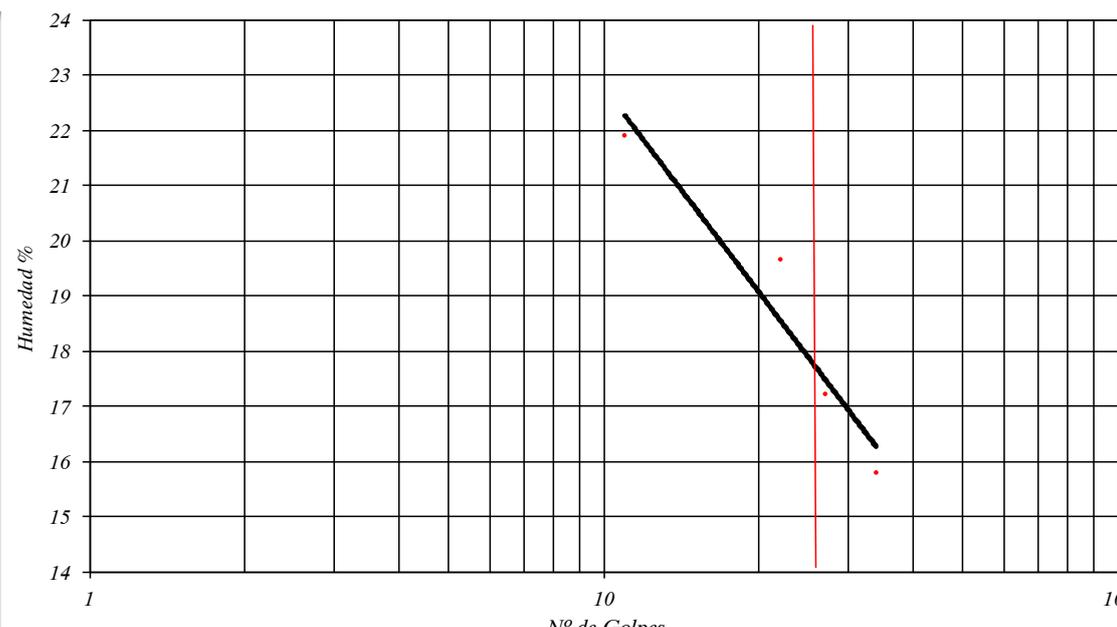


Fuente: laboratorio de geotecnia

TABLA N°07 ENSAYO DE LABORATORIO

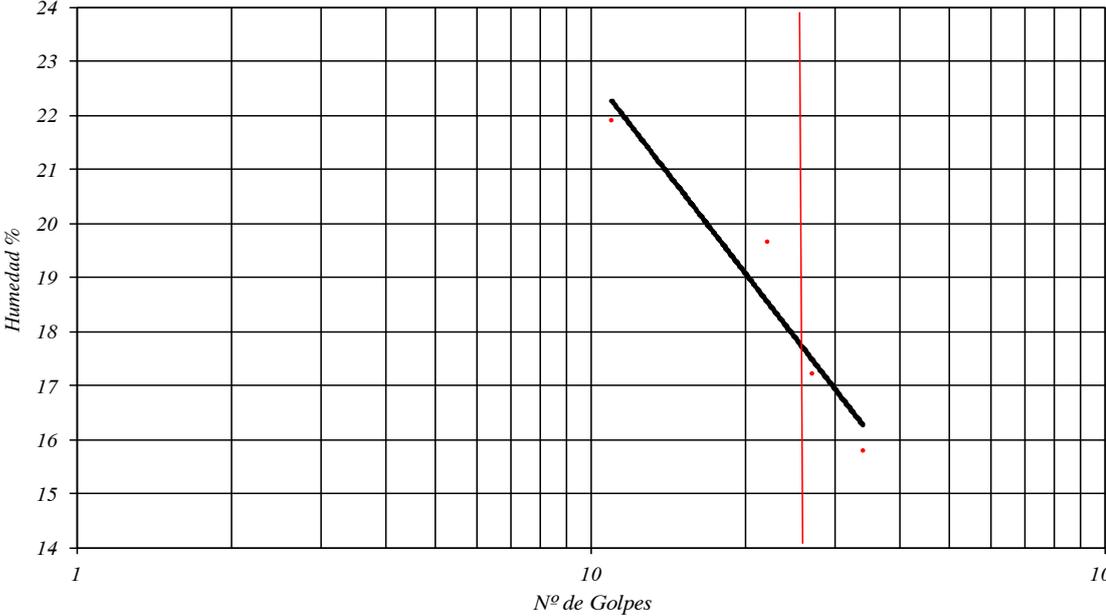
LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS Y MECANICA DE MATERIALES					
PROYECTO	: REHABILITACION PUENTE TAHUAYO-BAJO URUYA				
UBICACIÓN	: TAHUAYO - BAJO URUYA - IRAZOLA - PADRE ABAD - UCAYALI				
CALICATA	: MARGEN IZQUIERDA				
SOLICITA	: Rene Oscar Lipa Mamani-Dennys Padilla Lipa				
PROFUNDIDAD	: 0,00 a 1,50m				
FECHA	: JULIO DEL 2019				
LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D - 423					
N° DE GOLPES	11	22	27	34	
Suelo Humedo + Tarro	16.325	18.245	17.326	17.248	LIMITE LIQUIDO : 17.8
Suelo seco + Tarro	13.864	15.684	15.168	15.264	LIMITE PLASTICO : N.P.
Peso de Tarro	2.625	2.654	2.635	2.695	
Peso del Agua	2.461	2.561	2.158	1.984	INDICE PLASTICO : N.P.
Peso de Suelo Seco	11.239	13.030	12.533	12.569	
HUMEDAD %	21.897	19.655	17.219	15.785	
LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM - 424					
MUESTRA	✓	✓	✓		
Suelo Humedo + Tarro				 <i>Ing. Responsable</i>
Suelo seco + Tarro					
Peso de Tarro				 <i>Nilson Osorio Flores</i> Operador
Peso del Agua					
Peso de Suelo Seco					
HUMEDAD %					

CURVA DE FLUIDEZ



Fuente: laboratorio de geotecnia

TABLA N°08 ENSAYO DE LABORATORIO

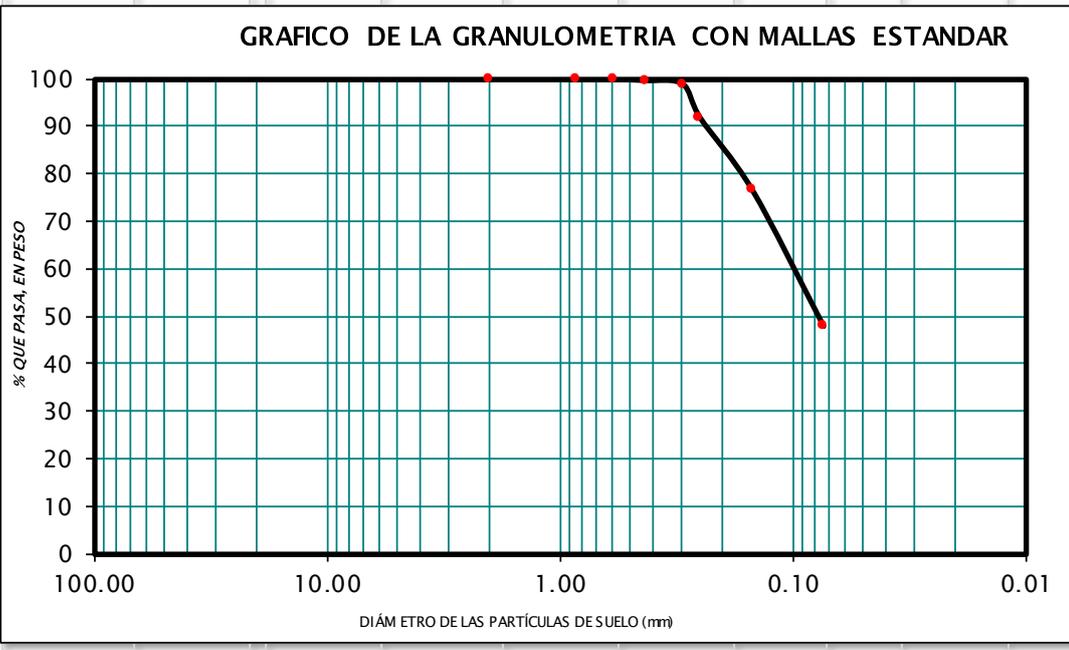
LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS Y MECANICA DE MATERIALES					
PROYECTO	: REHABILITACION PUENTE TAHUAYO-BAJO URUYA				
UBICACIÓN	: TAHUAYO - BAJO URUYA - IRAZOLA - PADRE ABAD - UCAYALI				
CALICATA	: MARGEN IZQUIERDA				
SOLICITA	: Rene Oscar Lipa Mamani-Dennys Padilla Lipa				
PROFUNDIDAD	: 0,00 a 1,50m				
FECHA	: JULIO DEL 2019				
LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D - 423					
N° DE GOLPES	11	22	27	34	
Suelo Humedo + Tarro	16.325	18.245	17.326	17.248	LIMITE LIQUIDO : 17.8
Suelo seco + Tarro	13.864	15.684	15.168	15.264	
Peso de Tarro	2.625	2.654	2.635	2.695	LIMITE PLASTICO : N.P.
Peso del Agua	2.461	2.561	2.158	1.984	
Peso de Suelo Seco	11.239	13.030	12.533	12.569	INDICE PLASTICO : N.P.
HUMEDAD %	21.897	19.655	17.219	15.785	
LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM - 424					
MUESTRA	✓	✓	✓		
Suelo Humedo + Tarro					NO PRESENTA
Suelo seco + Tarro					
Peso de Tarro					
Peso del Agua					
Peso de Suelo Seco					
HUMEDAD %					
CURVA DE FLUIDEZ					
24					
23					
22					
21					
20					
19					
18					
17					
16					
15					
14					
1					
10					
100					
Humedad %					

Fuente: laboratorio de geotecnia

TABLA N°09 ENSAYO DE LABORATORIO

LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS Y MECANICA DE MATERIALES						
PROYECTO	: REHABILITACION PUENTE TAHUAYO-BAJO URUYA					
UBICACIÓN	: Tahuayo - Bajo Uruya - IRAZOLA - PADRE ABAD - UCAYALI					
SOLICITA	: Rene Oscar Lipa Mamani-Dennys Padilla Lipa					
CALICATA	: MARGEN IZQUIERDA					
PROFUNDIDAD	: 1,50 a 2,00m				MUESTRA	2
FECHA	: JULIO DEL 2019					
TAMIZ No	DIÁMETRO (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO CUMULADO	% QUE PASA	TAMAÑO MÁXIMO
3"	76.200					DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA Suelo limoso con material granular equivalente a: 52.20%
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
1/4"	6.350					LIMITES DE CONSISTENCIA LIMITE LIQUIDO = N.P. LIMITE PLÁSTICO = N.P.
No 4	4.760				100.00	
No 10	2.000					ÍNDICE PLÁSTICO = N.P.
No 20	0.840	0.5	0.09	0.09	99.91	COEFICIENTE DE CURVATURA = N.P.
No 30	0.590	0.9	0.15	0.24	99.76	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD = N.P.
No 40	0.426	1.1	0.19	0.43	99.57	CLASIFICACIÓN SUCS: ML AASHTO : A - 4 (4)
No 50	0.297	4.5	0.77	1.19	98.81	
No 60	0.250	42.0	7.14	8.33	91.67	OBSERVACIONES Humedad Natural = 31.90% Pasa Tamiz N° 200 = 47.80%
No 100	0.149	90.0	15.30	23.64	76.36	
No 200	0.074	168.0	28.57	52.20	47.80	
CAZOLETA	0.000	281.1	47.80	100.00	0.00	
TOTAL		588.1	100.00			

GRAFICO DE LA GRANULOMETRIA CON MALLAS ESTANDAR

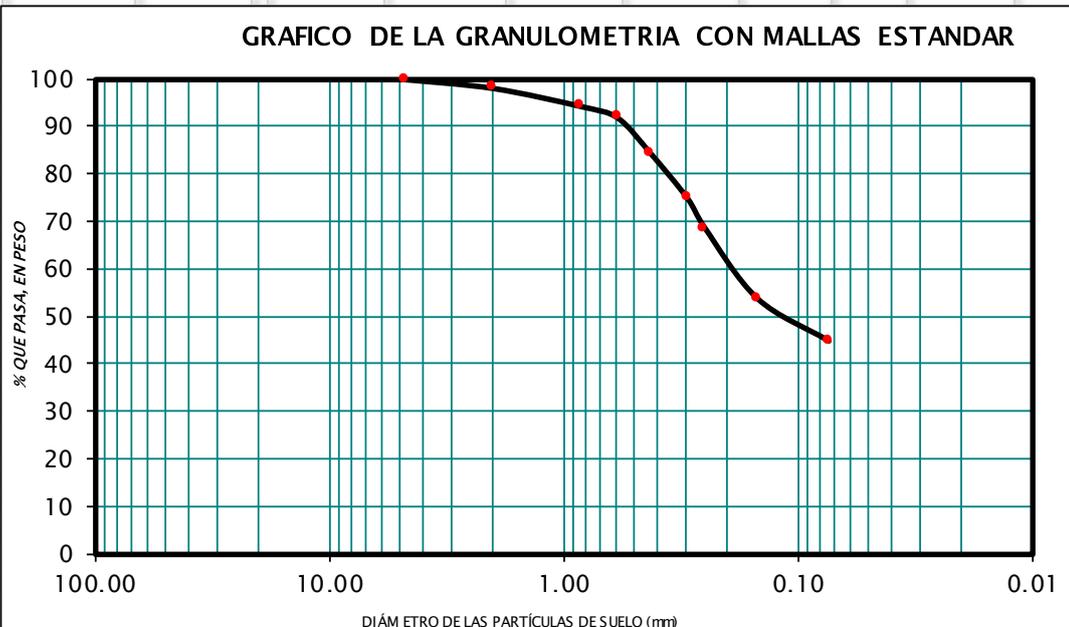


Fuente: laboratorio de geotecnia

TABLA N°10 ENSAYO DE LABORATORIO

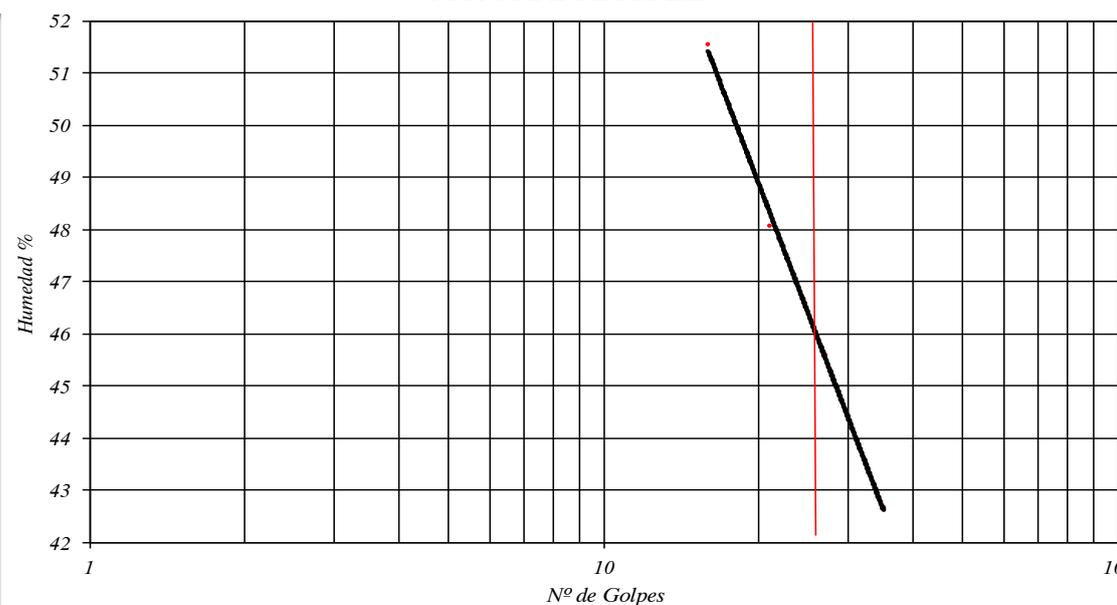
LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS Y MECANICA DE MATERIALES						
PROYECTO	: REHABILITACION PUENTE TAHUAYO-BAJO URUYA					
UBICACIÓN	: Tahuayo - Bajo Urúya - IRAZOLA - PADRE ABAD - UCAYALI					
SOLICITA	: Rene Oscar Lipa Mamani-Dennys Padilla Lipa					
CALICATA	: MARGEN DERECHA					
PROFUNDIDAD	: 0,00 a 1,60m				MUESTRA	3
FECHA	: JULIO DEL 2019					
TAMIZ No	DIÁMETRO (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	TAMAÑO MÁXIMO
3"	76.200					DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA Suelo arenoso con material granular equivalente a: 55.36%
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
1/4"	6.350					LIMITES DE CONSISTENCIA LIMITE LIQUIDO = 46.0 % LIMITE PLÁSTICO = 22.5 % ÍNDICE PLÁSTICO = 23.5 %
No 4	4.760				100.00	
No 10	2.000	9.5	1.88	1.88	98.12	COEFICIENTE DE CURVATURA = N.P.
No 20	0.840	19.5	3.86	5.73	94.27	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD = N.P.
No 30	0.590	12.0	2.37	8.11	91.89	CLASIFICACIÓN SUCS : SC AASHTO : A - 7 (6)
No 40	0.426	38.2	7.55	15.66	84.34	
No 50	0.297	47.9	9.47	25.13	74.87	OBSERVACIONES Humedad Natural = 25.40% Pasa Tamiz N° 200 = 44.64%
No 60	0.250	31.9	6.31	31.44	68.56	
No 100	0.149	75.7	14.97	46.40	53.60	
No 200	0.074	45.3	8.96	55.36	44.64	
CAZOLETA	0.000	225.8	44.64	100.00	0.00	
TOTAL		505.8	100.00			

GRAFICO DE LA GRANULOMETRIA CON MALLAS ESTANDAR



Fuente: laboratorio de geotecnia

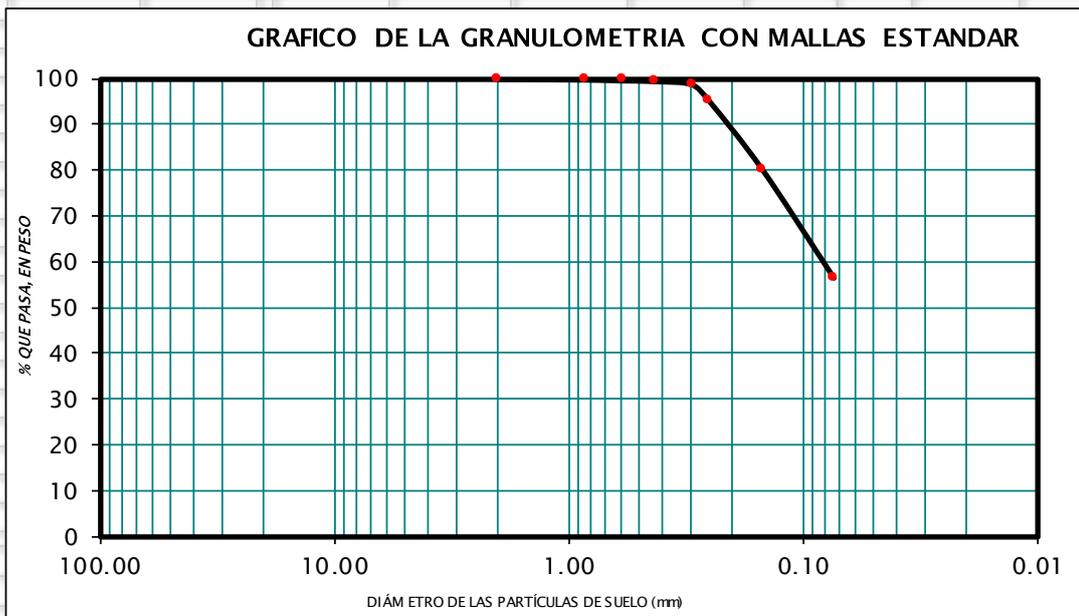
TABLA N°11 ENSAYO DE LABORATORIO

LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS Y MECANICA DE MATERIALES					
PROYECTO	: REHABILITACION PUENTE TAHUAYO-BAJO URUYA				
UBICACIÓN	: <i>Tahuayo - Bajo Uruya - IRAZOLA - PADRE ABAD - UCAYALI</i>				
CALICATA	: MARGEN DERECHA				
SOLICITA	: <i>Rene Oscar Lipa Mamani-Dennys Padilla Lipa</i>				MUESTRA 3
PROFUNDIDAD	: 0,00 a 1,60m				
FECHA	: JULIO DEL 2019				
LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D - 423					
N° DE GOLPES	16	21	27	35	
<i>Suelo Humedo + Tarro</i>	<i>19.658</i>	<i>21.326</i>	<i>21.548</i>	<i>21.854</i>	LIMITE LIQUIDO : 46.0
<i>Suelo seco + Tarro</i>	<i>13.864</i>	<i>15.264</i>	<i>15.624</i>	<i>16.124</i>	
<i>Peso de Tarro</i>	<i>2.625</i>	<i>2.654</i>	<i>2.635</i>	<i>2.695</i>	LIMITE PLASTICO : 22.5
<i>Peso del Agua</i>	<i>5.794</i>	<i>6.062</i>	<i>5.924</i>	<i>5.730</i>	
<i>Peso de Suelo Seco</i>	<i>11.239</i>	<i>12.610</i>	<i>12.989</i>	<i>13.429</i>	INDICE PLASTICO : 23.5
HUMEDAD %	51.553	48.073	45.608	42.669	
LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM - 424					
MUESTRA	01	02	03		
<i>Suelo Humedo + Tarro</i>	<i>5.326</i>	<i>5.624</i>	<i>5.854</i> <i>Ing. Responsable</i>	
<i>Suelo seco + Tarro</i>	<i>4.836</i>	<i>5.086</i>	<i>5.268</i>		
<i>Peso de Tarro</i>	<i>2.654</i>	<i>2.695</i>	<i>2.654</i> <i>Nilson Osorio Flores</i> <i>Operador</i>	
<i>Peso del Agua</i>	<i>0.490</i>	<i>0.538</i>	<i>0.586</i>		
<i>Peso de Suelo Seco</i>	<i>2.182</i>	<i>2.391</i>	<i>2.614</i>		
HUMEDAD %	22.456	22.501	22.418		
CURVA DE FLUIDEZ					
Humedad %					
	1	10			100
	Nº de Golpes				

Fuente: laboratorio de geotecnia

TABLA N°12 ENSAYO DE LABORATORIO

LABORATORIO DE GEOTECNIA, PAVIMENTOS Y MECANICA DE MATERIALES						
PROYECTO	: REHABILITACION PUENTE TAHUAYO-BAJO URUYA					
UBICACIÓN	: Tahuayo - Bajo Uruya - IRAZOLA - PADRE ABAD - UCAYALI					
SOLICITA	: Rene Oscar Lipa Mamani-Dennys Padilla Lipa					
CALICATA	: MARGEN DERECHA					
PROFUNDIDAD	: 1,50 a 2,00m				MUESTRA	4
FECHA	: JULIO DEL 2019					
TAMIZ No	DIÁMETRO (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO CUMULADO	% QUE PASA	TAMAÑO MÁXIMO
3"	76.200					DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA Suelo limoso con material granular equivalente a: 43.70%
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.050					
1/2"	12.700					
3/8"	9.525					
1/4"	6.350					
No 4	4.760					
No 10	2.000	0.2			100.00	
No 20	0.840	0.8	0.14	0.14	99.86	LIMITES DE CONSISTENCIA LIMITE LIQUIDO = N.P. LIMITE PLÁSTICO = N.P. ÍNDICE PLÁSTICO = N.P.
No 30	0.590	1.1	0.19	0.32	99.68	COEFICIENTE DE CURVATURA = N.P.
No 40	0.426	0.9	0.15	0.48	99.52	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD = N.P.
No 50	0.297	4.2	0.71	1.19	98.81	CLASIFICACIÓN
No 60	0.250	22.0	3.74	4.93	95.07	SUCS : ML
No 100	0.149	88.0	14.96	19.89	80.11	AASHTO : A - 7 (13)
No 200	0.074	140.0	23.81	43.70	56.30	OBSERVACIONES
CAZOLETA	0.000	330.9	56.27	99.97	0.03	Humedad Natural = 36.90%
TOTAL		588.1	99.97			Pasa Tamiz N° 200 = 56.30%



Fuente: laboratorio de geotecnia

Consideraciones Básicas del Diseño

ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO

3.9.2. HIDROLOGIA

La quebrada Tahuayo, es afluente del río Aguaytia, el cual pertenece al sistema hidrográfico del Atlántico, la naciente del río se encuentra a una altitud aproximada de 150 m.s.n.m.

El Estudio de la cuenca se realizó a partir del lugar donde se construirá el puente, el cual tiene aproximadamente las siguientes coordenadas UTM:

TABLA N°13 COORDENADAS DE LA QUEBRADA

Coordenada Norte	Coordenada Este
9`051,900	499,520

Fuente: Elaboración propia

3.9.2.1. PARÁMETROS FISIOGRÁFICOS

La compleja función hidrológica de una cuenca depende de sus características físicas y climáticas que ejercen efectos determinantes en su comportamiento, dichas características influirán en el reparto de la escorrentía superficial a lo largo de los cursos de agua, siendo la responsable del comportamiento y magnitud de las avenidas que se presentan en la cuenca.

A continuación se presentan los principales parámetros hidrofisiográficos de la cuenca del río Tahuayo:

3.9.2.2. AREA DE LA CUENCA (A)

Se ha determinado y medido la superficie de la cuenca desde el punto del Puente, considerando solo un brazo de la quebrada Tahuayo obteniéndose:

TABLA N°14 AREA DE LA CUENCA

Cuenca	Área (en km ²)
Quebrada Tahuayo	2.39

Fuente: Elaboración propia

3.9.2.3. PERÍMETRO DE LA CUENCA (*P*)

El perímetro o contorno de la cuenca es:

TABLA N°15 PERIMETRO DE LA CUENCA

Cuenca	Perímetro (km)
Quebrada Tahuayo	7.5

Fuente: Elaboración propia

3.9.2.4. ANCHO MEDIO DE LA CUENCA (*W*)

El resultado de dividir el área de la cuenca, entre la longitud del curso más largo que contenga la misma. Su relación es:

$$W = \frac{A}{L},$$

Donde:

W : Ancho medio de la cuenca en Km

A : Área de la cuenca, en Km².

L : Longitud del curso más largo, en Km

Reemplazando: $W = 0.48$

3.9.2.5. COEFICIENTE DE COMPACIDAD

El coeficiente de Compacidad nos indica la relación que existe entre el perímetro de la cuenca y de un círculo de área similar al de la cuenca en estudio.

Si el valor de K_c es igual a la unidad indica que la cuenca tiene forma circular, la que permite mayor oportunidad de crecientes, ya que los tiempos de concentración serán iguales para todos los puntos, si por el contrario el valor de K_c supera la unidad se trata de una cuenca que tiende a ser alargada.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

Reemplazando: $K_c = 1.37$

Este resultado nos indica que la cuenca presenta una forma alargada, por lo tanto será gradual su respuesta hidrológica a las fuertes precipitaciones.

3.9.2.6. FACTOR DE FORMA (F_f)

El comportamiento de la tendencia mayor o menor de las avenidas extraordinarias en la cuenca es representado por la relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo. Los valores que se aproximen a la unidad reflejan la mayor tendencia de la cuenca a la presencia de avenidas extraordinarias de gran magnitud.

Su relación:

$$F_f = \frac{A}{L^2} = 0.10$$

Este valor indica que la quebrada Tahuayo, al producirse fuertes precipitaciones, el incremento de las aguas sería gradual.

3.9.2.7. DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)

Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua perennes e intermitentes de una cuenca (curso principal y tributario) y el área de la misma.

Este parámetro nos indica la capacidad que tiene la cuenca para drenar las aguas de escorrentía. Su relación es:

$$Dd = \frac{\sum Li}{A}$$

Donde:

Dd : Densidad de drenaje.

Li : Longitudes de los cursos de agua, en Km

A : Área de la cuenca, en Km².

Reemplazado valores: $Dd = 2.09$

3.9.2.8. PENDIENTE DEL CURSO PRINCIPAL (S)

Es un factor que influye en la velocidad del escurrimiento superficial, determinado por lo tanto el tiempo que el agua de lluvia demora en escurrir en los lechos fluviales que forman la red de drenaje.

La pendiente del curso principal se determina considerando el desnivel entre el punto más alto del río y el más bajo (punto de Puente) dividido por la longitud de dicho tramo. Realizando la evaluación correspondiente tenemos:

$$S = 0.3\%$$

3.9.2.9. ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA (Z_c)

Se elaboró la curva hipsométrica de la cuenca y se calculó la altitud media de la siguiente manera:

TABLA N°16 ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA

	Area (Km2)	Area Acum (Km2)	Porcentaj e (%)	Altitud Media	Area * Altura Media
Men.a 150	0.05	0.050	2.09	150	7.500
150 - 200	0.90	0.950	39.75	175	157.500
200 - 250	0.89	1.840	76.99	225	200.250
May. A 250	0.55	2.390	100.00	250	137.500
	2.39				
Altitud Media de la cuenca					210.356

Fuente: Elaboración propia

$$Z_c = \frac{\sum_{i=1}^n A_i x Z_i}{A} = 210.356 \text{ m.s.n.m.}$$

Donde:

Z_c : Altitud media de la cuenca en estudio.

A_i : Área comprendida entre un intervalo de curvas de nivel (se consideró desniveles de 200m).

Z_i : Altitud media del área comprendida por cada intervalo.

A : Área de la cuenca en estudio, en Km².

Además podemos mencionar que la distribución de áreas es homogénea, lo cual nos indica que los tiempos de concentración entre niveles serán diferentes.

3.9.3. HIDROMETEOROLOGIA

Dada la escasez de estaciones en la cuenca en estudio, se emplearon métodos indirectos para determinar precipitación máxima diaria y

tomándose información de la más cercana que es la estación de Aguaytía operada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), que presenta registros de precipitaciones máximas de 24 horas para el periodo 2009-2018.

Bajo el criterio de similitud de cuencas, respaldado en aspectos ecológicos hidrometeorológicos y parámetros geomorfológicos, se utiliza la información meteorológica procedente de la estación de Aguaytía para la evaluación hidrológica:

El siguiente cuadro describe sus principales características:

TABLA N°17 ESTACION METEREOLÓGICA

Estación	Tipo	Lat. sur	Long. Oeste	Altitud (m.s.n.m)	Cuenca
Aguaytía	CO	09° 02'	75° 30'	338 m	Aguaytía

Fuente: Elaboración propia

3.9.3.1. ANALISIS DE LA INFORMACION HIDROMETEOROLOGICA

La información meteorológica analizada nos permite determinar que el régimen de precipitaciones presenta sus mayores magnitudes entre los meses de noviembre a marzo con niveles de registros cercanos a los 250 mm, es decir que el periodo de las avenidas comprende un amplio espacio de cerca de 5 meses dentro del año.

3.9.3.2. PRECIPITACIONES MAXIMAS

Para la información de los datos de precipitación se utilizó de la estación de Aguaytía, tomando como base la serie histórica de precipitaciones máximas, esta estación es del tipo climatológico que presentan registros pluviométricos.

En la tabla N° 17 se muestran las precipitaciones máximas en la estación Aguaytía de 2009-2018.

TABLA N°18 SERIE HISTORICA DE PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS

Año	Precipitaciones Máximas En 24 Horas (mm)
2009	138.9
2010	226.1
2011	163.0
2012	152.0
2013	143.5
2014	177.1
2015	120.2
2016	95.9
2017	131.0
2018	102.9

Fuente: Elaboración propia

Aplicando la distribución de la ley de Gumbel se realizó los análisis de frecuencias para diferentes periodos de retorno como se muestra en el siguiente cuadro, las fórmulas para la estimación de las precipitaciones máximas son:

$$X = x - K \sigma_x$$

Donde:

X : Precipitación con una probabilidad dada.

x : Media de la serie histórica.

σ_x : Desviación estándar de la serie

K : Factor de frecuencias definido para cada tiempo de retorno cuya fórmula es:

$$K = 0.45 + 0.7797 * \ln [\ln T - \ln (T-1)].$$

T : Tiempo de retorno

$$x = 141.20 \text{ mm}$$

$$\sigma_x = 38.03$$

MAXIMAS EN 24 PRECIPITACIONES HORAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

3.9.4. ESTIMACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

3.9.4.1. METODO DEL HIDROGRAMA SINTETICO (SCS)

Para determinar la avenida de diseño se ha utilizado el método del Hidrograma Unitario Sintético formulado por la Sociedad de Ciencias del Suelo de los Estados Unidos de Norte América (SCS); ha sido cuantificado con los valores de precipitaciones máximas diarias correspondientes a los periodos de retorno ya descritos.

La ecuación correspondiente a este método es la siguiente:

$$Q \text{ max} = 0.28 * A * P_e$$

T_p

Donde:

Q Max : Caudal de diseño en m³/s

A : Área de la cuenca de drenaje en Km²

Tc : Tiempo de concentración en horas.

Tomando en consideración las características fisiográficas de la cuenca se aplica las siguientes fórmulas según los siguientes criterios:

Según Kirpich:

$$T_c = 0.06628 * L^{0.77} * S^{0.385}$$

Donde:

L : Longitud interesada del curso principal, en Km

S : Pendiente media del curso principal (0.003).

Reemplazando:

$$T_c = 0.34 \text{ hras.}$$

Según José R. Témez:

$$T_c = 0.3 [L / S^{0.25}]^{0.76}$$

Reemplazando:

$$T_c = 4.18 \text{ hras.}$$

Según Hathaway:

$$T_c = 0.606 [L n]^{0.467} S^{-0.243}$$

n : Factor de rugosidad (0.80)

Reemplazando:

$$T_c = 5.74 \text{ hras.}$$

Para el diseño se considera el valor de 5.74 horas.

D : Duración de la precipitación en horas.

$$D = T_c / (1 + T_c)^{0.2}$$

Reemplazando:

$$D = 4.85 \text{ hras.}$$

T_p : Tiempo al pico en horas.

$$\mathbf{T_p = 0.6 T_c + 0.5 D}$$

Reemplazando:

$$T_p = 3.92 \text{ hras.}$$

P_e : Precipitación efectiva en mm.

$$\mathbf{P_e = (P - 0.2 S)^2 / (P + 0.8 S)}$$

$$\mathbf{S = (1000 - 10N) / N}$$

Reemplazando:

$$S = 6.67 \text{ pulgs.}$$

P : Precipitación con una probabilidad dada.

N : Número de curva

**TABLA N°19 CAUDALES MAXIMOS PARA DIFERENTES PERIODOS DE
RETORNO**

Tiempo de Retorno T (Años)	Caudal Máximo (m3/seg)
5	94.23
10	113.63
20	132.66
50	157.76
100	176.84

Fuente: Elaboración propia

De los cálculos realizados tomamos el caudal de diseño para un tiempo correspondiente a 50 años. Por lo tanto:

$$Q_{\text{diseño}} = 157.76 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{tr} = 50 \text{ años})$$

3.9.4.2. METODO SIMPLIFICADO DE LAS HUELLAS MÁXIMAS

Mediante el método simplificado de las huellas máximas se ha efectuado la estimación del caudal con la siguiente fórmula:

$$Q=A*V$$

Donde:

Q = Caudal máximo de avenida (m³/seg)

A = Área hidráulica de la sección (m²)

V = Velocidad del flujo (m/seg)

Observando las huellas dejadas por los máximos escurrimientos en la zona de estudio se ha recopilado la siguiente información:

$$A = 57.92 \text{ m}^2$$

$$P = 22.72 \text{ m.}$$

$$S = 0.003$$

$$n = 0.040$$

$$R = 2.55 \text{ m.}$$

Se calcula la velocidad con la siguiente fórmula:

$$V = R^{2/3} S^{1/2} / n$$

Reemplazando:

$$V = 2.55 \text{ m/s}$$

$$Q = 148.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para el diseño consideramos:

$$Q_{\text{diseño}} = 148.00 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{tr} = 50 \text{ años})$$

METODOLOGIA

La carencia de información de la cuenca en estudio hace que se realicen métodos indirectos como el propuesto por el Instituto – Latino Americano (IILA)

Este método propuesto en el “Estudio de la Hidrología en el Perú”, el que fue elaborado por el Instituto Ítalo – Latino Americano (IILA) en convenio con el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).

Conforme a los mapas elaborados en dicho Estudio, la cuenca de la Quebrada. Tahuayo se halla en el cuadrante G-9, Zona Pluviométrica 2, subzona pluviométrica 1233 en la que se cumple la siguiente relación para el cálculo de la precipitación máxima:

$$H_{t,T} = a (1 + K' \log T) t^n$$

Donde:

$H_{t,T}$: Precipitación máxima para un período de t horas, una vez cada T años (mm).

t : Intervalo de tiempo en la cual se presenta la precipitación (hr).

T : Período de retorno del evento (años).

K' : 0,553 para la subzona 123₃

n : 0,405 para la subzona 123₃

$$a = 37,85 - 0,0083Y = 5,56 \text{ para la subzona } 123_3$$

Y : Altura media de la cuenca (210 m.s.n.m.)

Los valores de los parámetros a y n junto con K' definen las curvas de probabilidad pluviométrica en la zona 123₃ Entonces:

$$H_{t,T} = 5,56(1+0,553\log T) t^{0.405}$$

TABLA N°20 PRECIPITACIONES MAXIMAS

Tiempo de Retorno	Precipitación Máxima	Intensidad Máxima	Caudal Máximo
T(años)	H _{t,T} (24hr)	i (mm/hr)	Qmax (m ³ /s)
5	95.43	3.98	110.45
10	106.88	4.45	123.71
20	118.34	4.93	136.97
50	133.49	5.56	154.50
100	144.94	6.04	167.76

Fuente: Elaboración propia

TABLA N°21 CAUDAL MAXIMO INSTANTANEO

Tiempo de Retorno	Tr = 50 años
Caudal Máximo Instantáneo	154.50

Fuente: Elaboración propia

3.9.5. ESTUDIO DE SOCAVACION PUENTE TAHUAYO - BAJO URUYA

3.9.7.1. SOCAVACION :

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno tales como:

- El caudal.
- Tamaño y conformación del material del cauce.
- Cantidad de transporte de sólidos.

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río.

Las mismas están en función del material del cauce.

SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE:

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para la determinación de la socavación general se empleará el criterio de Lischtván - Levediev :

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por las siguientes expresiones:

		suelos
	$V_e = 0.60 g_d^{1.18} b H_s^x$	m/seg cohesivos
1.74	$V_c = 0.68 b d_m^{0.28} H_s^x$	suelos no cohesivos

En donde:

- V_e = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/seg.
- g_d = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

- b =** Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico g_s del material seco (Ton/m³)
 Tirante considerado, a cuya profundidad se desea
- x =** conocer qué valor de v y se requiere para arrastrar y levantar al material (m)
- H_s =** Es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.
- d_m =** $0.01 S d_i p_i$

En el cual

- d_i =** Diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza
- p_i =** Peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra.

(1) - Perfil antes de la erosión.

(2) - Perfil después de la erosión

Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos

homogéneos:

Suelos cohesivos:

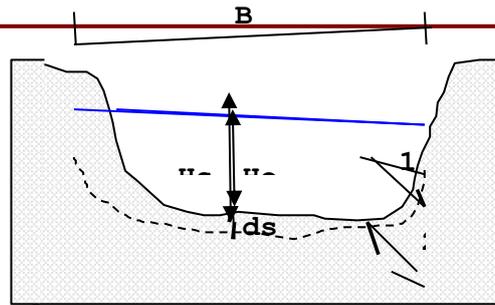
$$H_s = a H_o^{5/3} \quad 1 / (1 + x)$$

$$0.60b g_d^{1.18}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = a H_o^{5/3} \quad 1 / (1 + x)$$

$$0.68b d_m^{0.28}$$



Donde: $a = Q_d / (H_m^{5/3} B_e m)$

Q_d = caudal de diseño

(m³/seg)

B_e = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

m = coeficiente de contracción.

H_m = profundidad media de la sección = Area / B_e

x = exponente variable que depende del diámetro del material.

d_m = diámetro medio (mm)

TABLA N°22 COEFICIENTE DE CONTRACCION, m

Velocidad media en la sección, en m / seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TABLA N° 23
VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

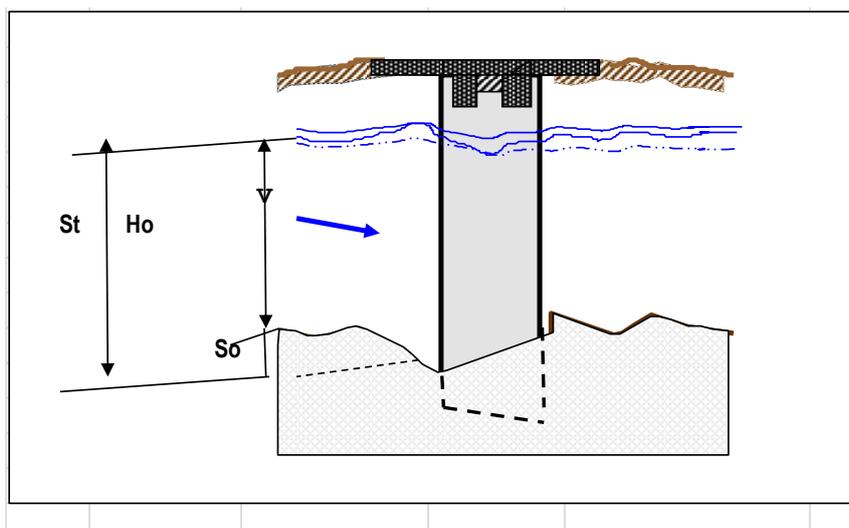
SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. específico gd (T/m ³)	x	dm (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

**TABLA N°24 VALORES DEL
COEFICIENTE b**

Periodo de retorno del gasto de diseño (años)	Coeficiente b
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

Fuente: Elaboración propia

FIGURA N°20 SOCAVACION DE PIE DE ESTRIBO



Fuente: Elaboración propia

El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones

estribos, Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río , del talud que tienen

los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente está dada por:

$$St = P_a P_q P_R H_o$$

Donde:

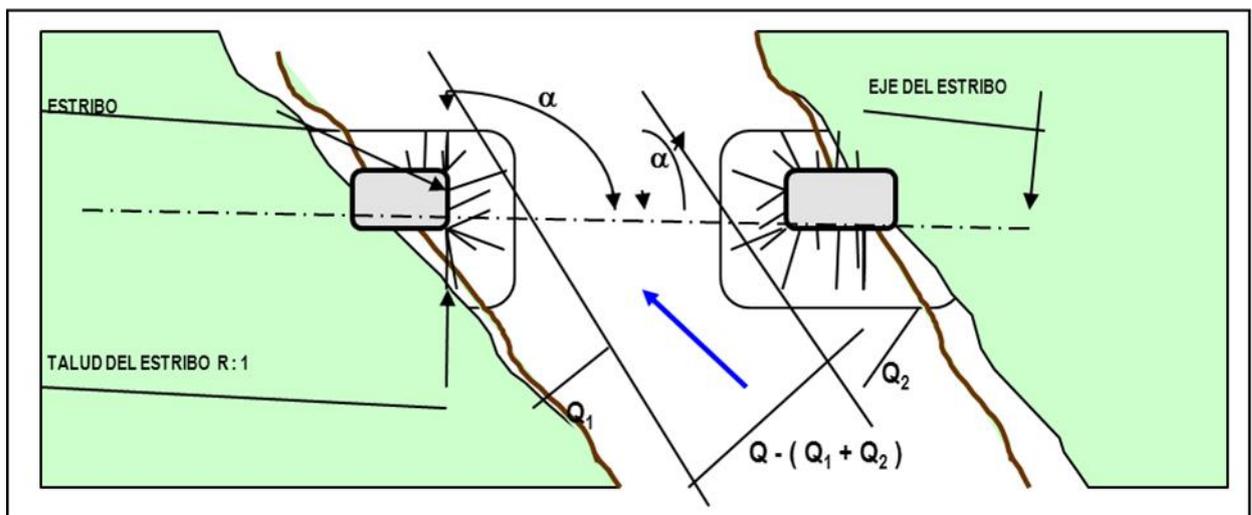
P_a = coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura siguiente:

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera y Q , es el gasto total que escurre por el río.

P_R = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo.

H_o = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

FIGURA N°21 COHEFICIENTES DE TIRANTE



Fuente: Elaboración propia

TABLA N° 25
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_a EN FUNCION DE a

a	30°	60°	90°	120°	150°
P_a	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

TABLA N° 26
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_q EN FUNCION DE Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

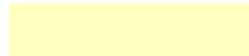
TABLA N° 26
VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_R EN FUNCION DE R

TALUD R	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
P_R	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: Elaboración propia

DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

TIPO DE CAUCE



CAUCE

TIPO

SUELO
COHESIVO 1
SUELO NO
COHESIVO 2

A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:

Hs = profundidad de socavación (m)

Qd = caudal de diseño

150.00 m³/seg

Be = ancho efectivo de la superficie de agua

15.00 m

Ho = tirante antes de la erosión	3.86	m
Vm = velocidad media en la sección	2.55	m/seg
m = coeficiente de contracción.	0.96	
gd = peso específico del suelo del cauce	1.70	Tn/m ³
dm = diámetro medio	0.50	mm
x = exponente variable.	0.300	
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño	50.00	años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño.	0.97	
A = área de la sección hidráulica	58.82	m ²
Hm = profundidad media de la sección	3.922	m
a =	1.068	
Entonces,		

$$H_s = 5.57 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$d_s = 1.71 \text{ m}$$

Asumimos $d_s = 1.80 \text{ m}$

En Anexo XII se muestra resultados de los planos de detalle

3.10. PRESUPUESTO ESTIMADO : 397,461.95 NS

TABLA N° 27 PRESUPUESTO ESTIMADO

COSTO DIRECTO	334,070.93	11,548.16	345,619.09
GASTOS GENERALES (15%)	50,110.64	1,732.22	51,842.86
TOTAL PRESUPUESTO	384,181.57	13,280.38	397,461.95

Fuente: Elaboración propia

IV. DISCUSIÓN

- Las estructuras de puentes son fundamentales dentro de la red vial nacional, ya que son necesarios para el transporte de mercancías y personas, y en efecto necesarios para el desarrollo de los pueblos. Por tal motivo, en nuestros días preservar estas estructuras en buen estado es de suma importancia para nuestro país.
- Existe la necesidad de realizar trabajos de conservación o en caso dado, de rehabilitación de las estructuras que conforman los puentes carreteros de nuestro país, y así, preservar la inversión realizada en la construcción de estas estructuras y salvaguardar la seguridad de los usuarios.
- El suelo en estudio es de origen transportado fluvial de carácter suelto con presencia de algunas gravas de manera aislada.
- Los suelos están formados por la acción y eventos geológicos presentes en el valle en ambas márgenes del río.
- El suelo en su mayoría está formado por varios estratos, en algunos casos presenta mayores cantidades de arcillas los que se encuentran por debajo de los 050m.
- Se deberá cimentar en el suelo limoso con una profundidad mínima de 2.00 metros con respecto al nivel más bajo del lecho del río.
- Se tendrá en consideración para el diseño el arrastre de finos y la socavación.
- Se tendrá en consideración para el diseño el arrastre de las máximas palizadas en épocas de máximas avenidas.
- En los 100 metros aguas arriba y aguas debajo se deberá realizar plantaciones de árboles con raíces profundas para evitar la erosión o cambio de curso del río.

V. CONCLUSIONES

Este proyecto de Rehabilitación del puente Tahuayo Bajo-Uruya alcanzó todas las metas proyectadas obteniendo nuevas condiciones de servicios. La poca información hidrometeorológica existente en la cuenca en estudio, planteó la necesidad de utilizar métodos indirectos para la generación de información pluviométrica e hidrométrica en función a información cercana al área de interés. De acuerdo a la información que se obtuvo, fue posible generar registros de caudales.

De acuerdo a la forma de la cuenca y a la vegetación observada podemos mencionar que su respuesta ante la presencia de fuertes precipitaciones será de un incremento desigual, como se evidencia de los resultados de la curva hipsométrica.

La capacidad admisible para diseño será considerado 1.1 Kg/cm^2 . Para ambos estribos.

Para el diseño de la cimentación se considera $a=2.0\text{kg/cm}^2$. Por estar considerando una falsa zapata de 2.00m de espesor.

El presupuesto estimado para la rehabilitación y reconstrucción del puente Tahuayo Bajo Uruya es de 397,461.95 nuevos soles esto en función a la variación de costos de materiales y personal.

VI. RECOMENDACIONES

Se considera muy importante el registro de los niveles que el agua alcanzará en la zona de Puente, para dar mayor consistencia a los resultados, de este modo se podrá caracterizar mejor el comportamiento hidrológico de la quebrada Tahuayo. Adicionalmente se realizarán aforos que permitan definir una curva de descarga en la zona de la Puente.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Calva Pérez, Fabricio Wladimir (2013). Diseño de tableros tipo de hormigón armado para puentes vehiculares por el método de los coeficientes de carga y de resistencia.

Ernesto Seminario Manrique,(2004).Guía para el diseño de puentes con vigas y losas,diseño estructural del Puente Lima sobre el canal vía, Sullana.

Edén Richelieu Cuellar Jaramillo y Ernesto Hernández Cruz, (2009).Proyecto del puente vehicular El Bejuco de la carretera TEPICMAZATLÁN, tramo Ent. San Blas-Villa Unión, Km 62 + 745.00, Origen TEPIC, NAYARIT.

INGEMMET,(1998).Boletín “ Aguaytia“

MTC,(2003). Manual de diseño de puentes

NORMA DE PUENTES AASHTO LRFD,(2004).Refined Methods of Analysis Suspension Bridges,

SAM/CONAMET, (2007).Evaluación del Estado del Hormigón de 7 puentes ubicados en el bajo San José, sobre la Ruta Provincial N° 51 (Buenos Aires),

VILLARINO OTERO, ALBERTO, (2011).Diseño de Puentes.



ANEXOS



ANEXO: PANEL FOTOGRAFICO



Figura N°01 Se observa en la imagen la falta de mantenimiento de la estructura



Figura N°01 Se observa en la imagen el mal estado de la estructura



Figura N°03 Se observa en la imagen medios de transporte desviando el puente debido al mal estado



Figura N°04 Se observa en la imagen medios de transporte desviando el puente debido al su mal estado



Figura N°05 Se observa en la imagen vehiculoos de transporte de gran capacidad desviando el puente debido al su mal estado



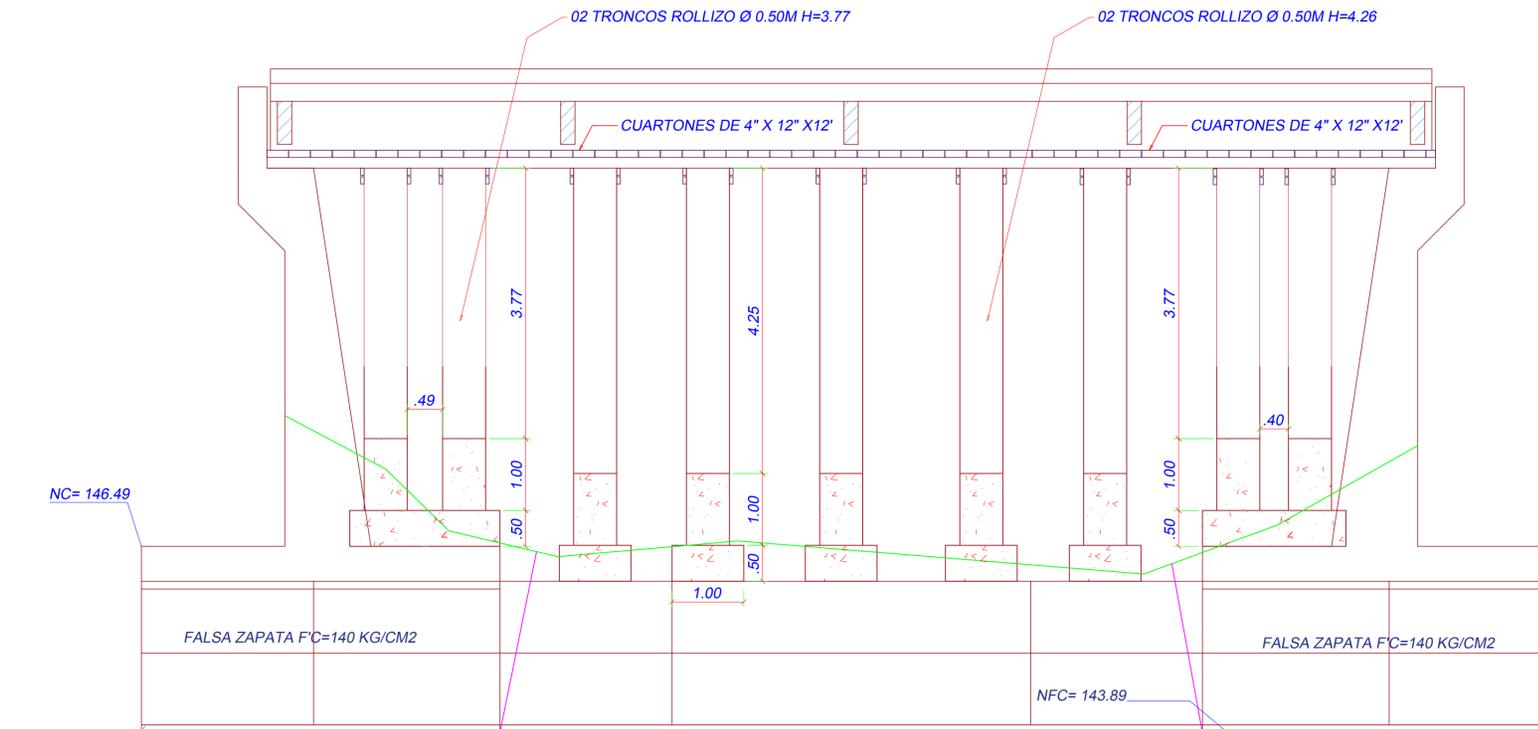
ANEXO: PREDIMENSIONAMIENTO PARA EL DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA



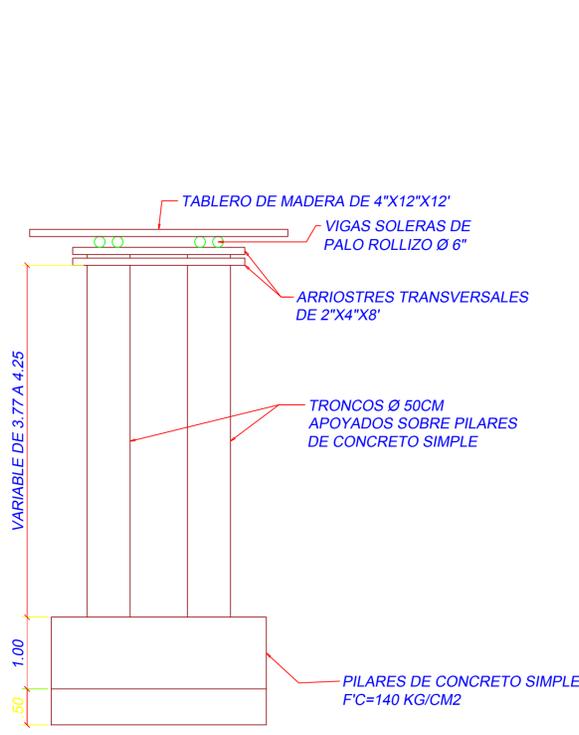
ANEXO: PRESUPUESTO



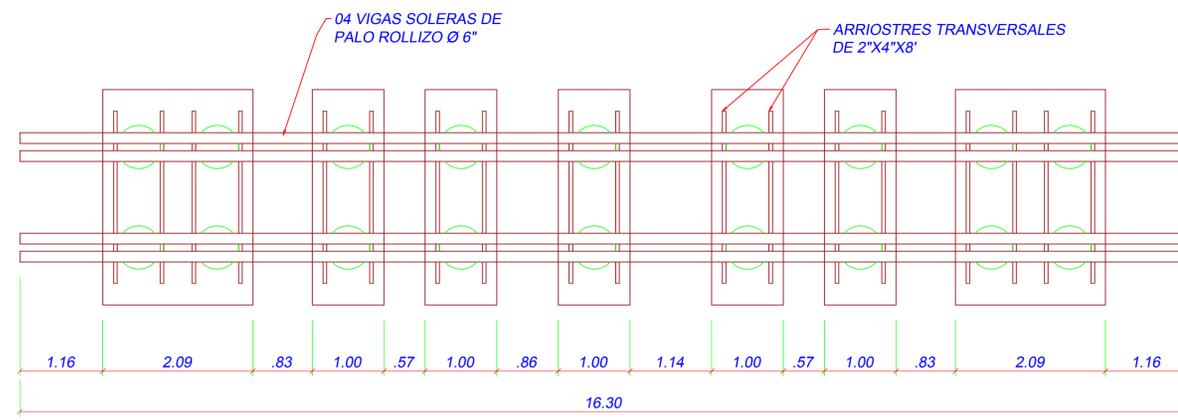
PLANOS



ELEVACION FALSO PUENTE
ESCALA 1:100

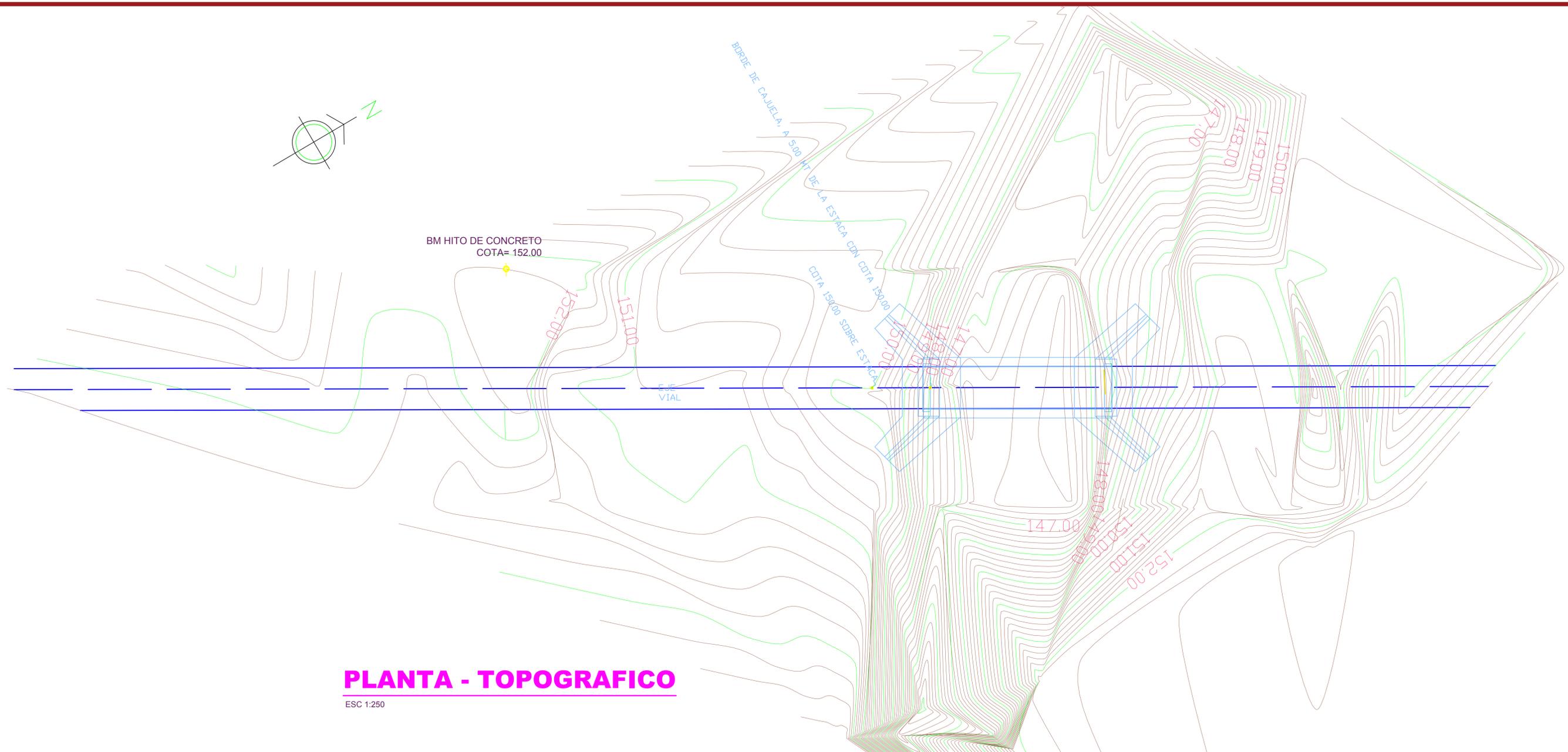


SECCION TRANSVERSAL
ESCALA 1:100



PLANTA FALSO PUENTE
ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
PROYECTO DE INVESTIGACION: MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020	
PLANO: PLANTA ELEVACIONES	AUTORES: RENE OSCAR LIPA MAMANI DENYS PADILLA LIPA
	LAMINA: E-06



PLANTA - TOPOGRAFICO
ESC 1:250



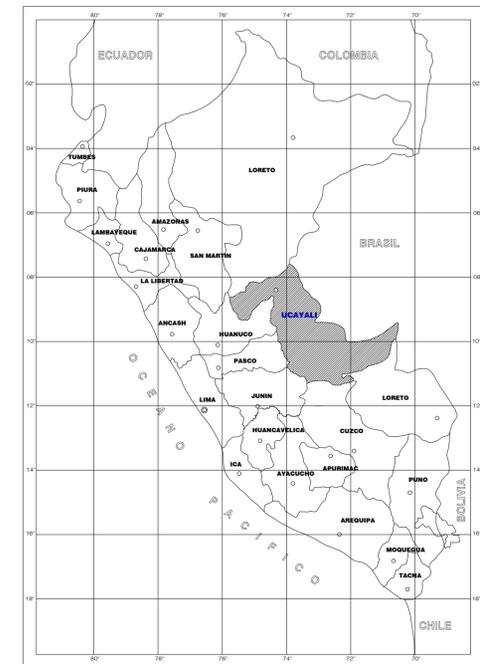
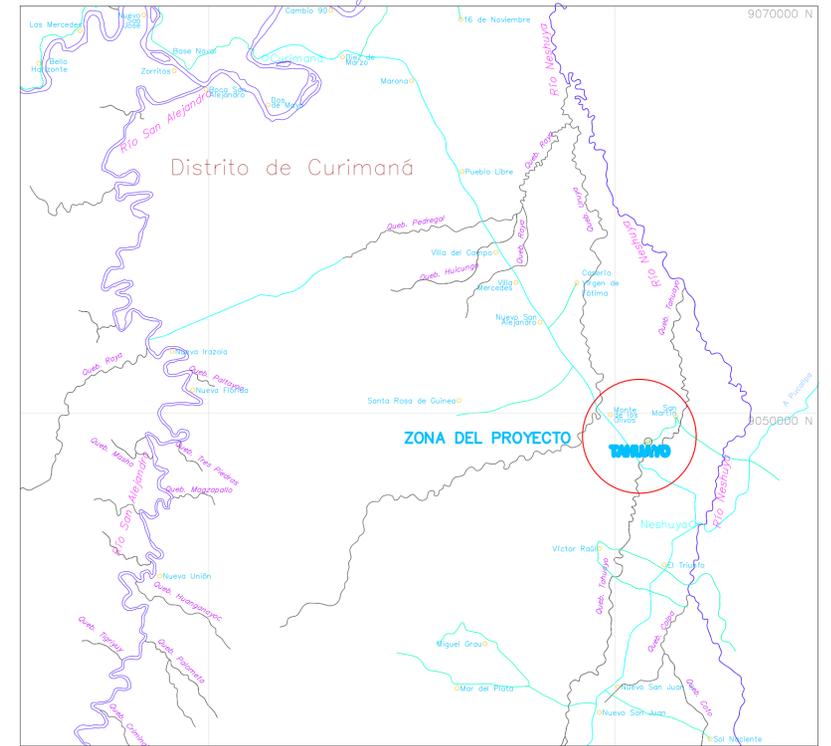
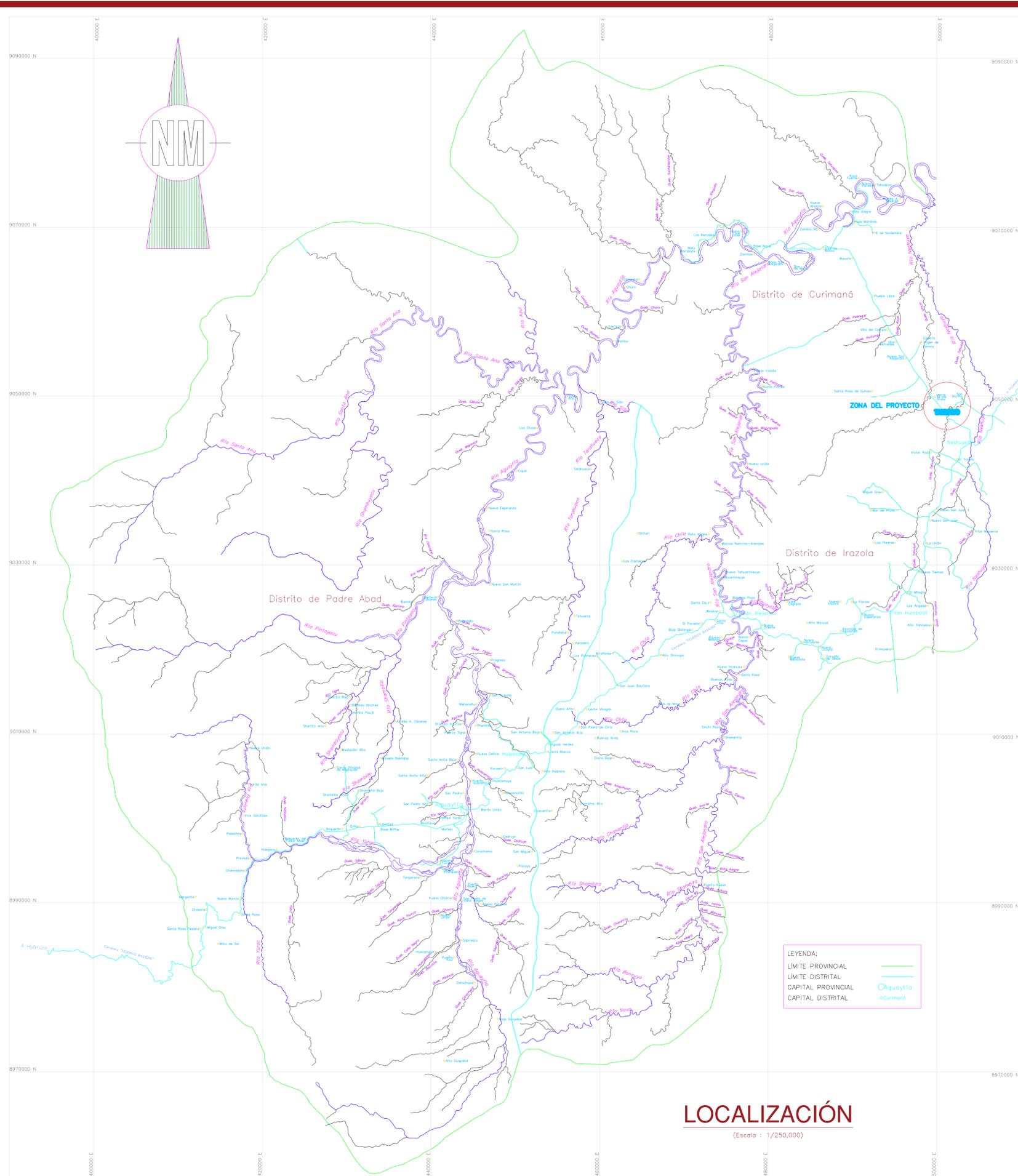
PERFIL - LONGITUDINAL
ESC 1:250

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACION:
**MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE
 TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA
 DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020**

PLANO: PLANTA PERFIL LONGITUDINAL
 AUTORES: **RENE OSCAR LIPA MAMANI
 DENYS PADILLA LIPA**

LAMINA:
TP-01



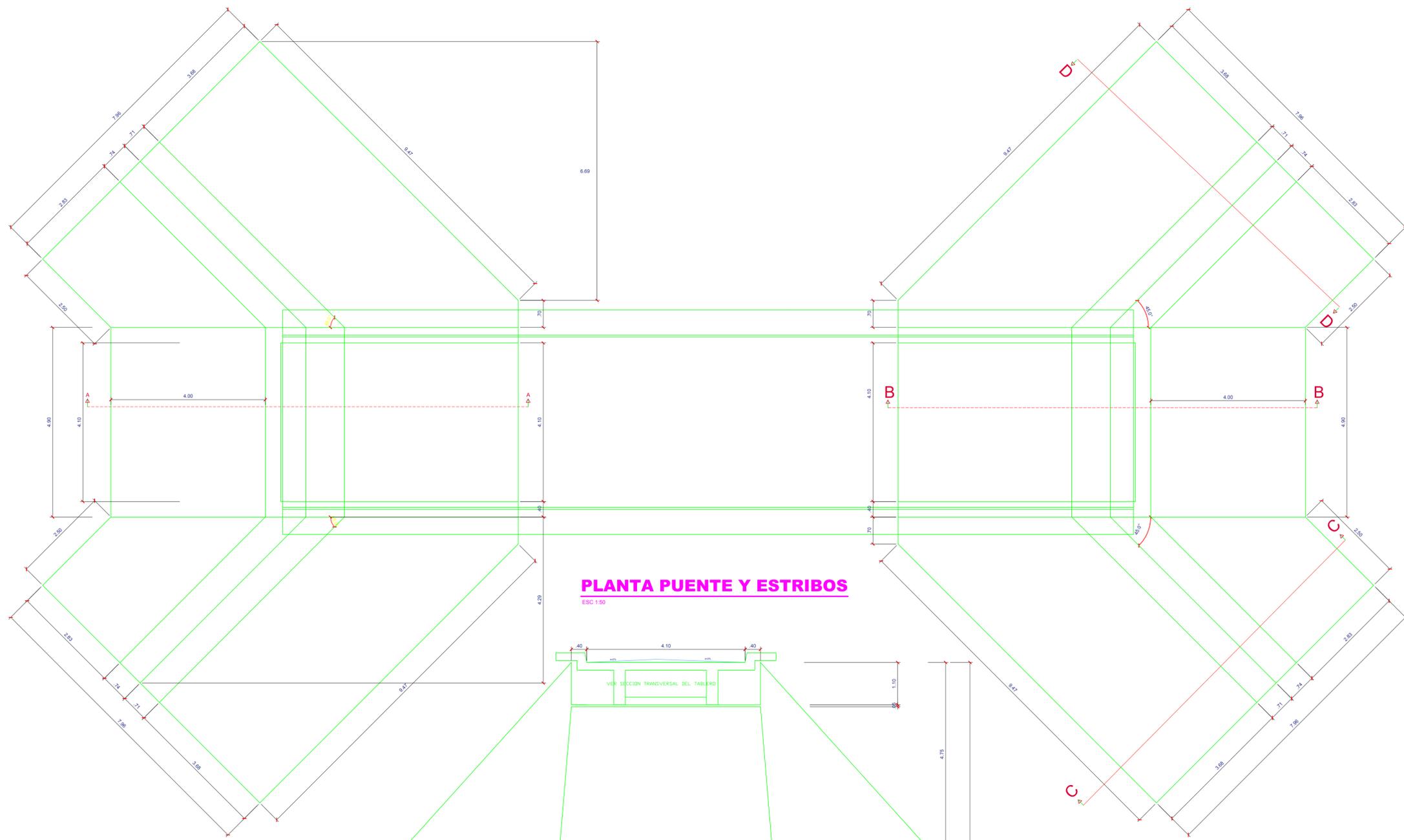
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN:
MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020

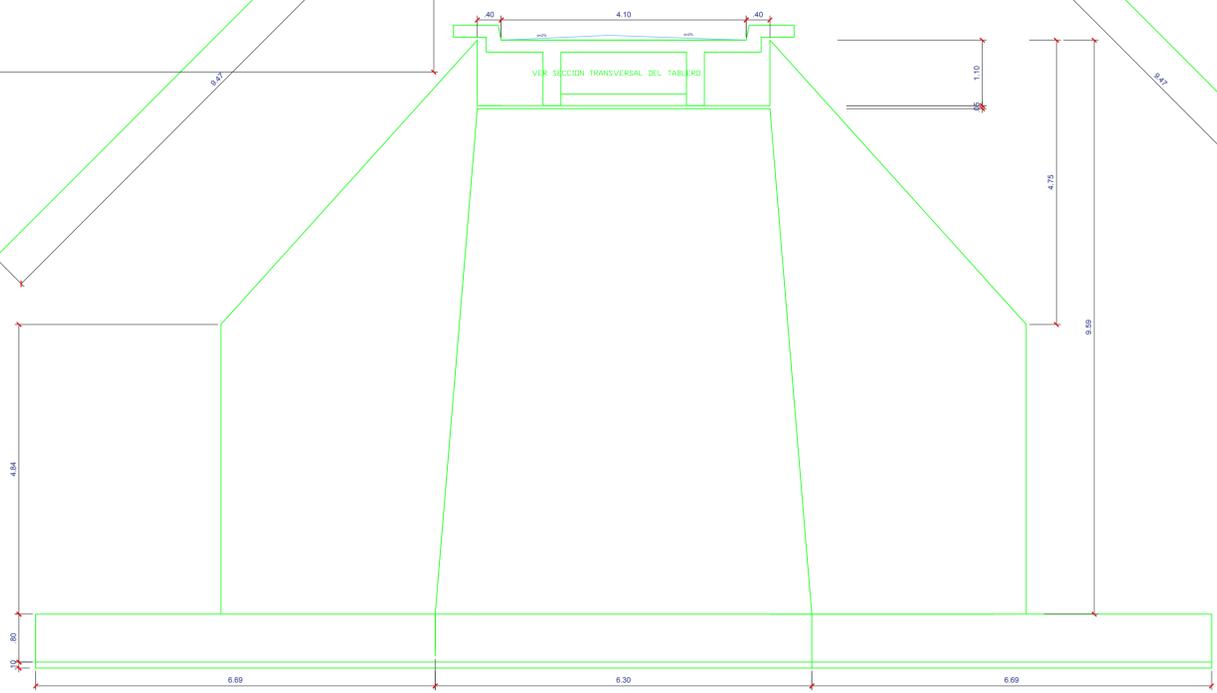
PLANO: **UBICACION Y LOCALIZACION**

AUTORES: **RENE OSCAR LIPA MAMANI
DENYS PADILLA LIPA**

LAMINA: **UL-01**

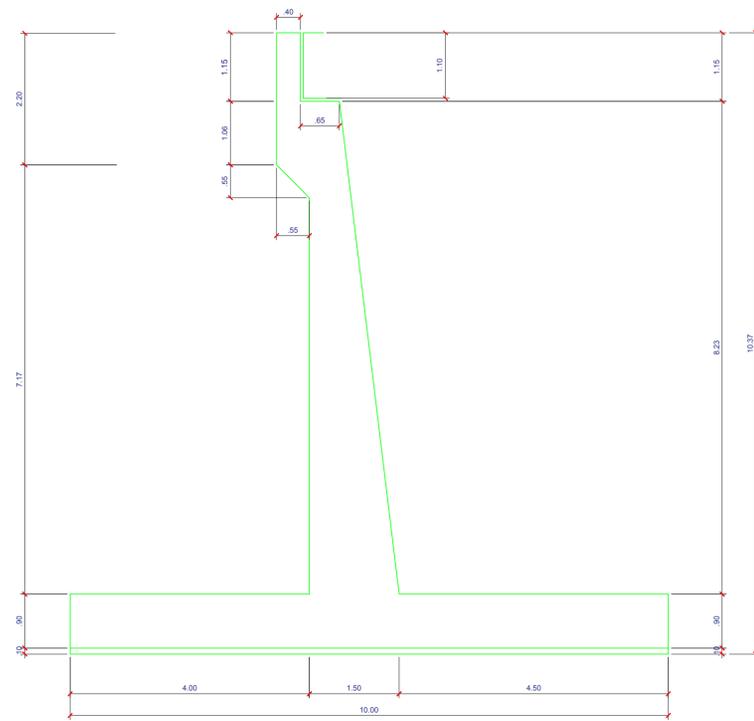


PLANTA PUENTE Y ESTRIBOS
ESC 1:50

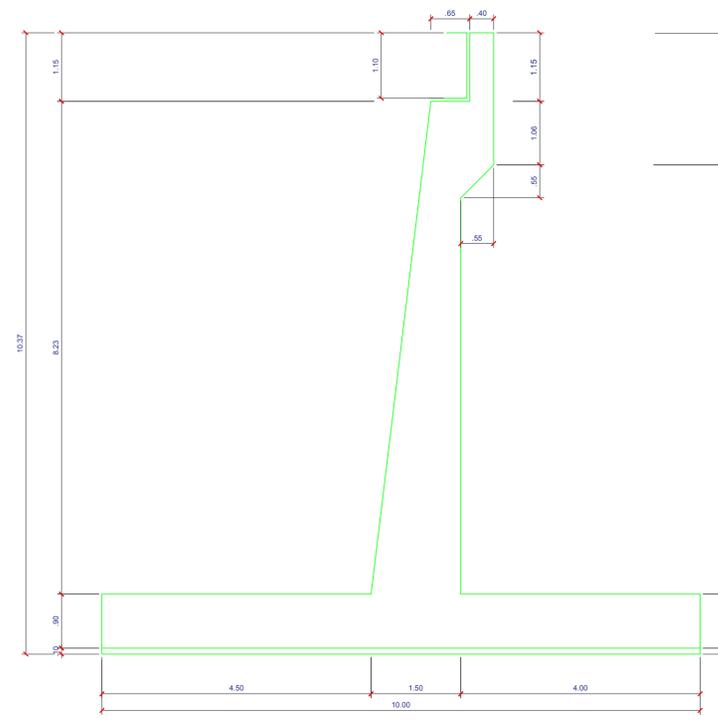


ELEVACION FRONTAL-ESTRIBO
ESC 1:50

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO DE INVESTIGACION: MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020	
PLANO:	PLANTA FRONTAL
AUTORES:	RENE OSCAR LIPA MAMANI DENYS PADILLA LIPA
	LAMINA: A-01



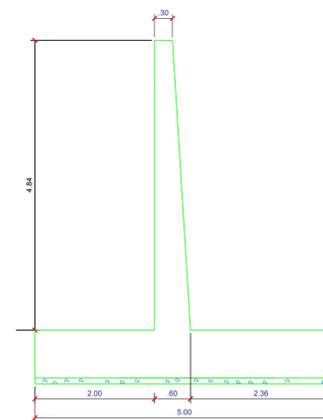
CORTE A-A
ESC 1:50



CORTE B-B
ESC 1:50



ALETA INICIO
ESC 1:50



ALETA FINAL
ESC 1:50

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACION:

**MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE
TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA
DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020**



PLANO:

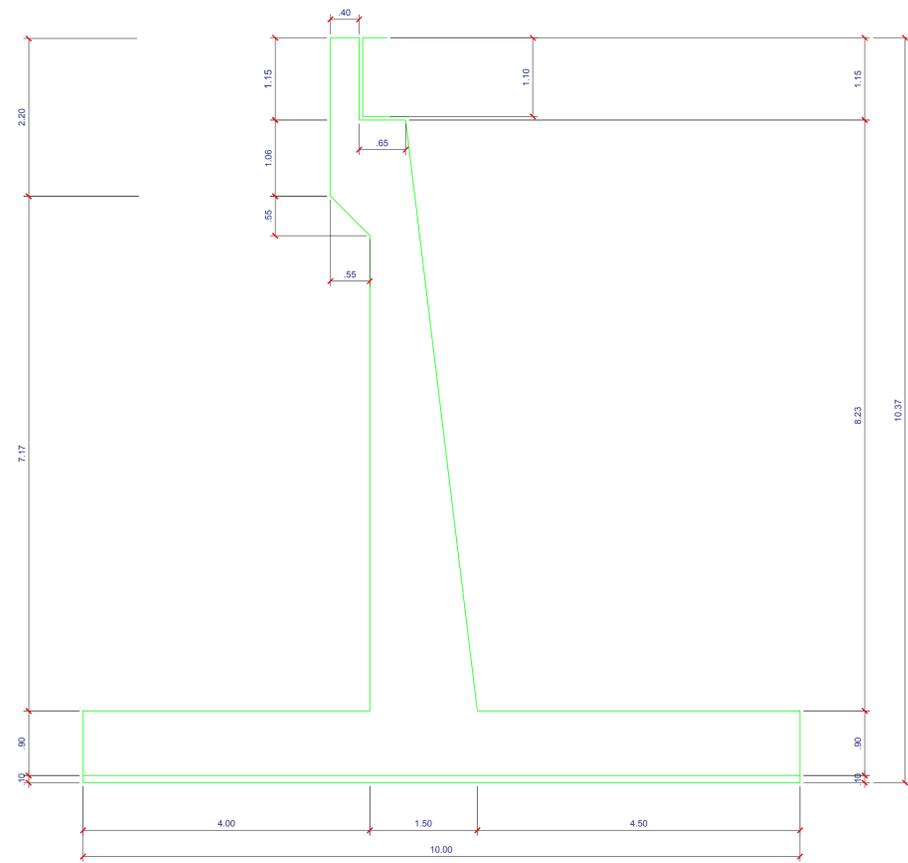
PLANTA FRONTAL

AUTORES:

**RENE OSCAR LIPA MAMANI
DENYS PADILLA LIPA**

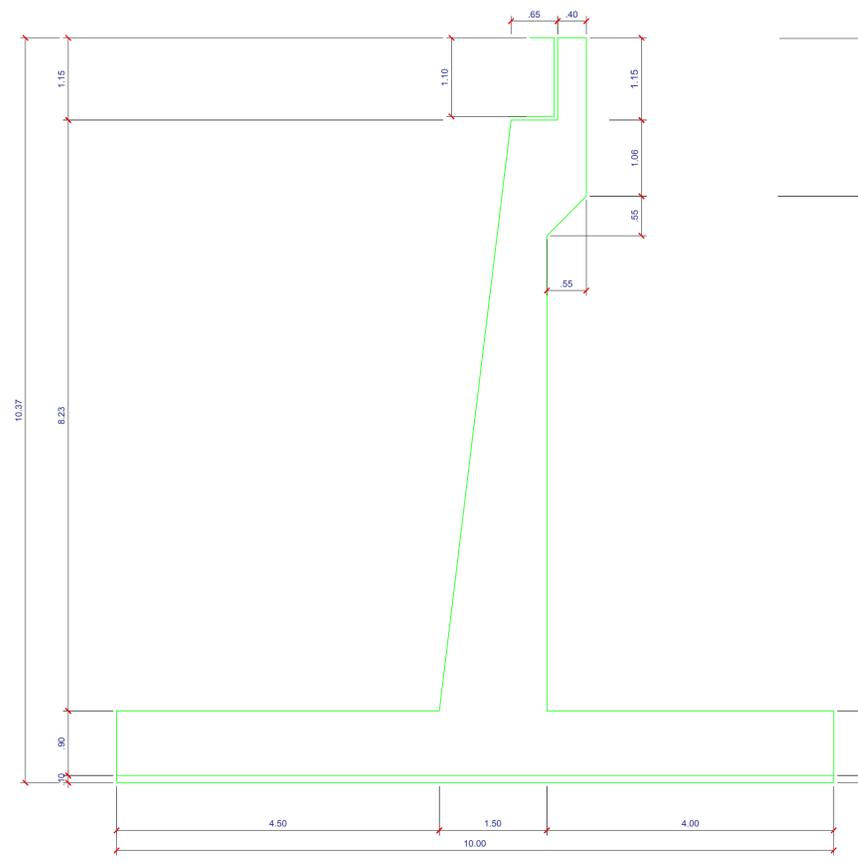
LAMINA:

A-02



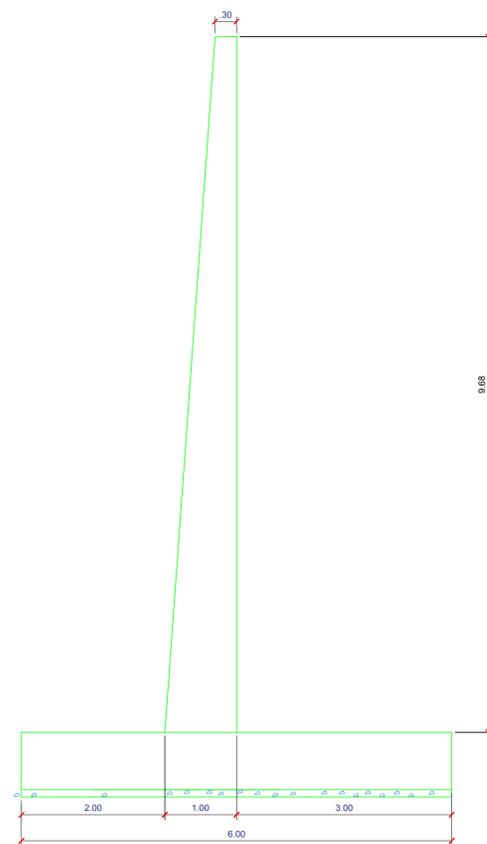
CORTE A-A

ESC 1:50



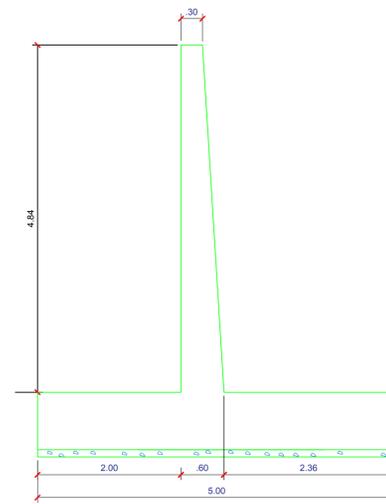
CORTE B-B

ESC 1:50



ALETA INICIO

ESC 1:50



ALETA FINAL

ESC 1:50

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACION:

**MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE
 TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA
 DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020**



PLANO:

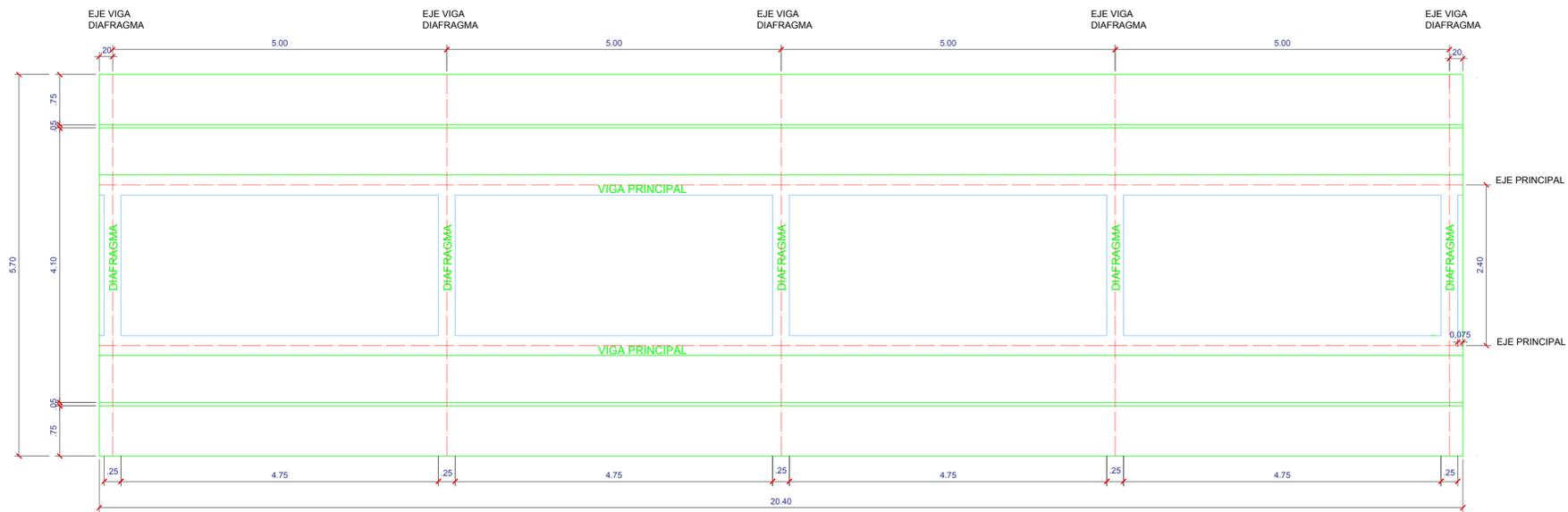
PLANTA FRONTAL

AUTORES:

**RENE OSCAR LIPA MAMANI
 DENYS PADILLA LIPA**

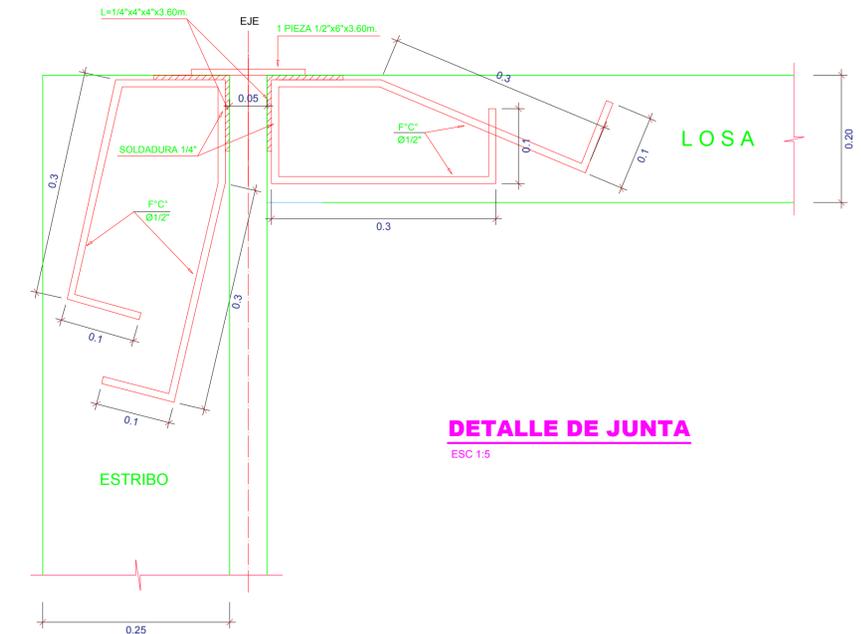
LAMINA:

A-02



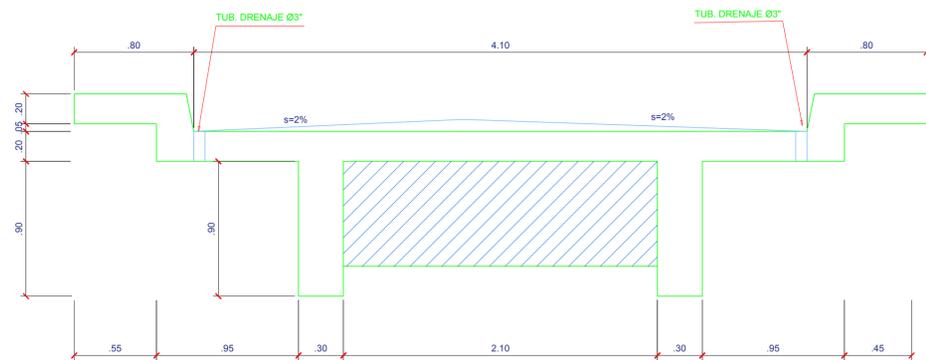
EJE VIGAS PRINCIPALES Y DIAFRAGMAS

ESC 1:50



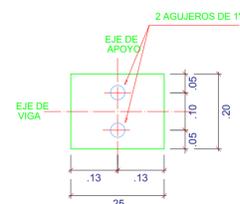
DETALLE DE JUNTA

ESC 1:5



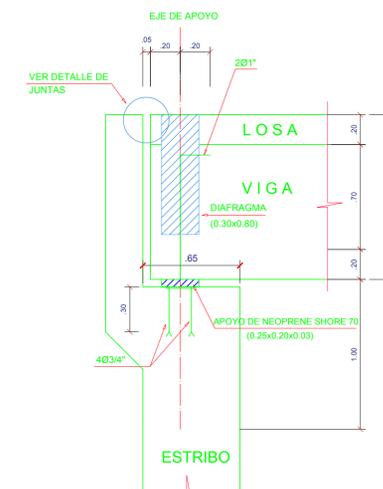
VIGA DIAFRAGMA SECCION TRANSVERSAL

ESC 1:25



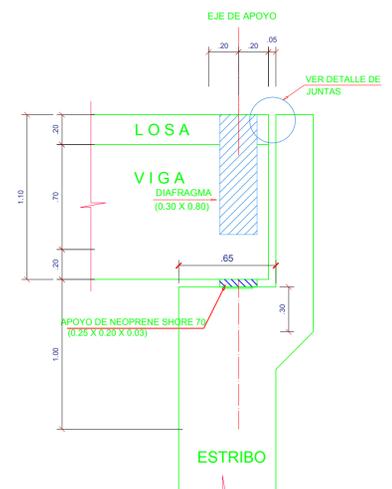
PLANTA DE APOYO DE NEOPRENE EN APOYO FIJO

ESC 1:10



APOYO FIJO

ESC 1:25



APOYO MOVIL

ESC 1:25

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACION:

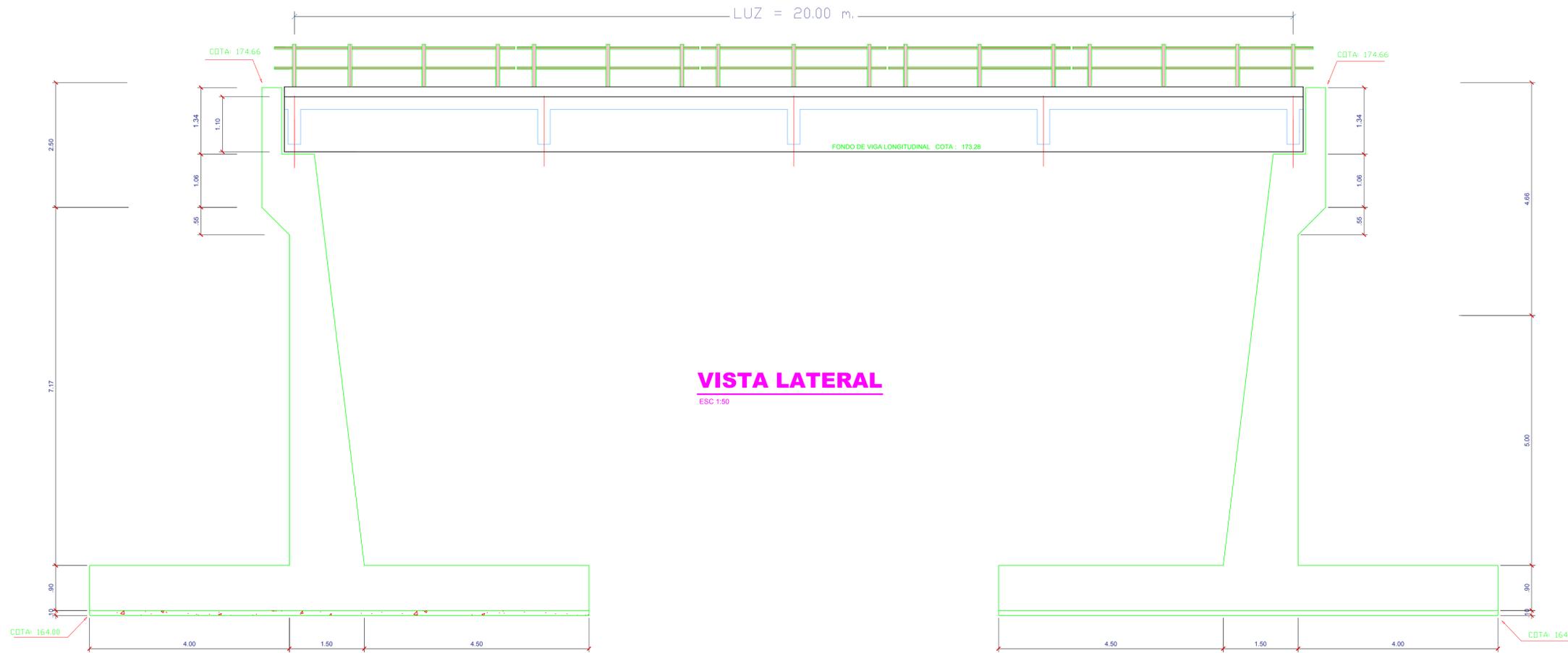
MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020



PLANO: **DETALLE DE JUNTAS Y APOYOS**

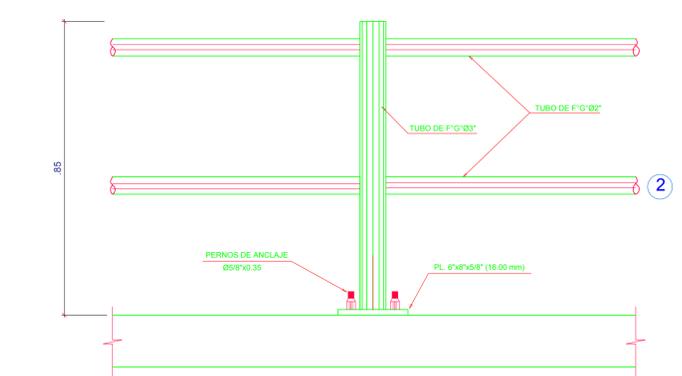
AUTORES: **RENE OSCAR LIPA MAMANI**
DENYS PADILLA LIPA

LAMINA: **E-01**



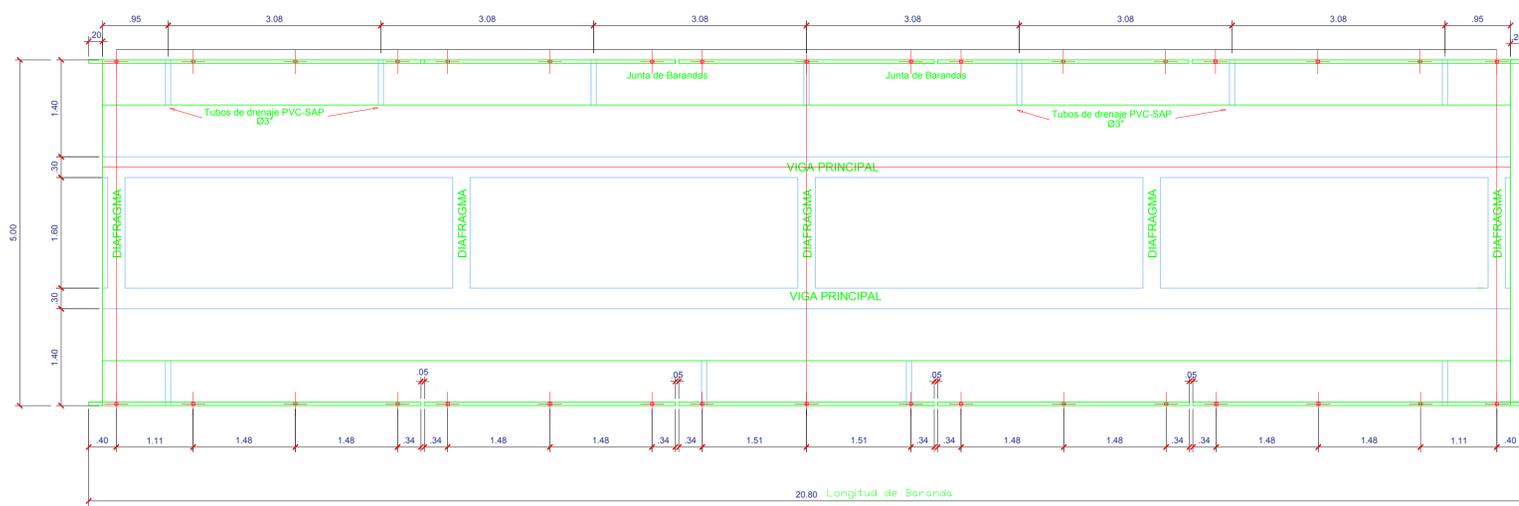
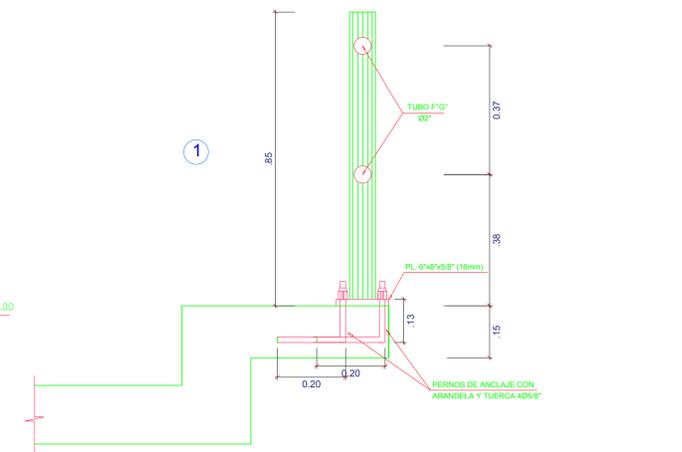
VISTA LATERAL

ESC 1:50



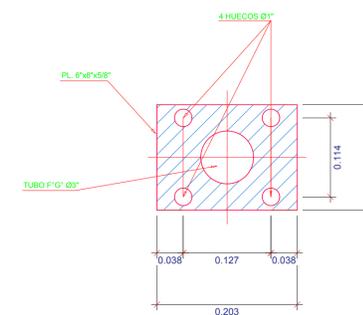
DETALLE DE BARANDAS 1 Y 2

ESC 1:10



EJE VIGAS PRINCIPALES Y DIAFRAGMAS

ESC 1:50



PLANTA DE BARANDAS

ESC 1:5

ESPECIFICACIONES TECNICAS

LAS BARANDAS METALICAS SERAN CONFECCIONADAS DE F"C" STANDARD ISO 1.

LAS JUNTAS DE DILATACION HECHAS CON ANGULOS Y PLANCHAS METALICAS ESTAN FIJADAS EN EL CONCRETO MEDIANTE ANCLAJES SOLDADOS DE F"C"

SOLDADURA AWS E 6010 E 3/16"

PIEZAS DE NEDPREND G66. 70 SHORE/SEGUN INDICACION

PINTURA EPOXICA, AZARDON ALQUIDICO O SIMILAR (2 MANOS)
PINTURA ANCORROSIVA (2 MANOS) EN BARANDAS Y JUNTAS DE DILATACION

LA CALIDAD DE LOS MATERIALES SERAN FERICADOS POR EL SUPERVISOR DE OBRAS.

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
ESCUOLA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACION:

MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUEBLO CARROZABLE TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020



PLANO:

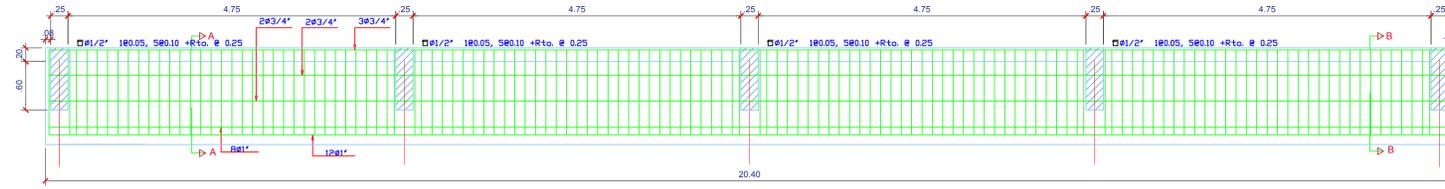
BARANDAS Y DETALLES

AUTORES:

**RENE OSCAR LIPA MAMANI
DENYS PADILLA LIPA**

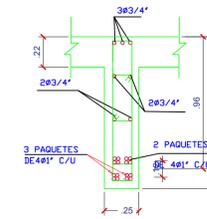
LAMINA:

E-05



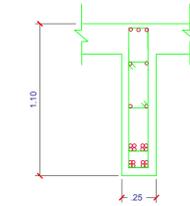
VIGA PRINCIPAL

ESC 1:50



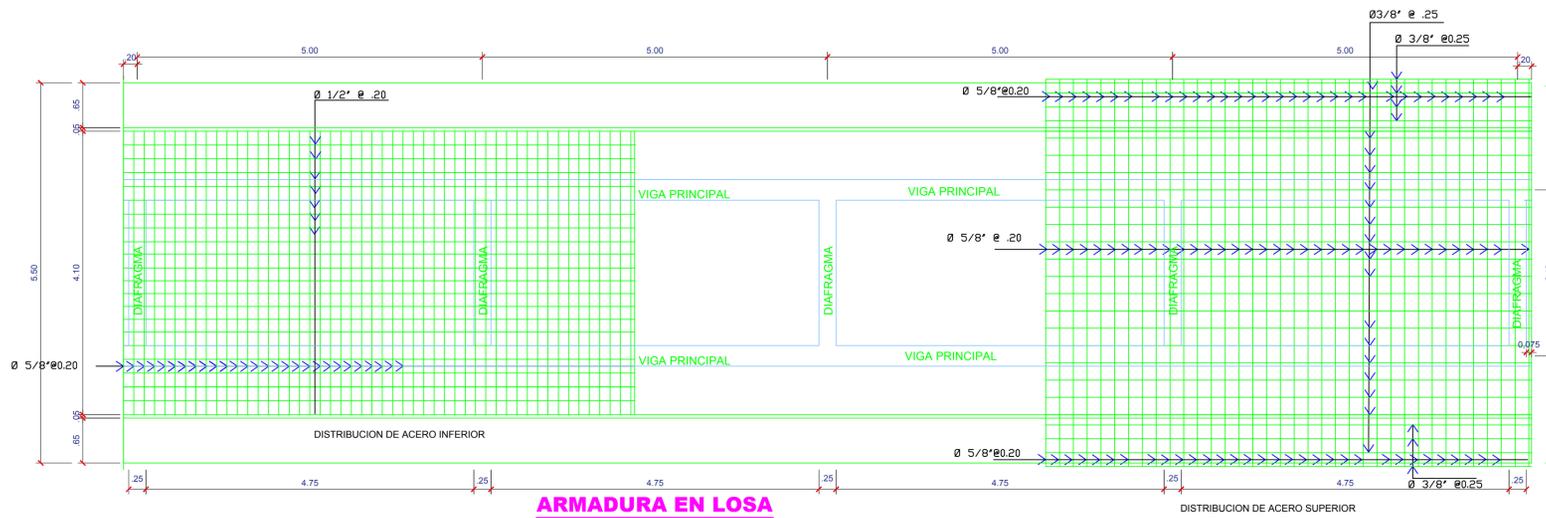
SECCION A-A

ESC 1:25



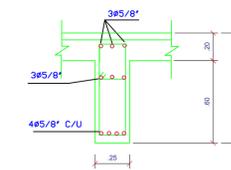
SECCION B-B

ESC 1:25



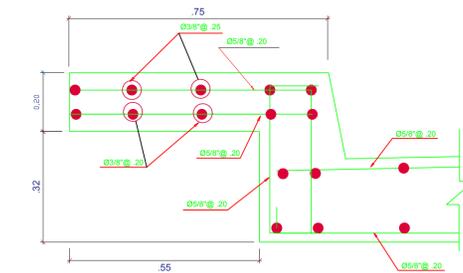
ARMADURA EN LOSA

ESC 1:50



SECCION C-C VIGA DIAFRAGMA

ESC 1:25



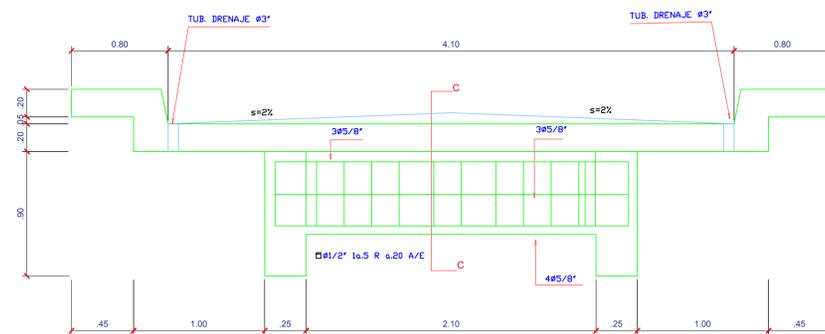
DETALLE DE VEREDA

ESC 1:10

ESPECIFICACIONES TECNICAS

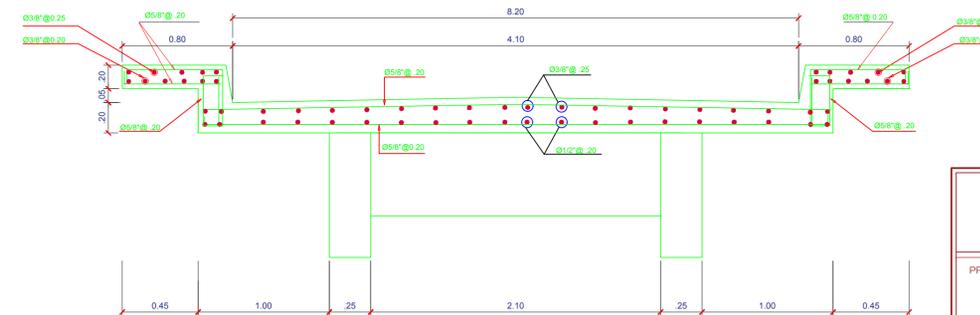
ESPECIFICACIONES :

- a) **ACERO :**
FY = 4200 Kg/cm²
- b) **CONCRETO :**
Solado y falsa zapata : F'c=140 Kg/cm²
Zapatas : F'c = 280 Kg/cm²
Estribos y Aleros : F'c = 280 Kg/cm²
Vigas y Diafragmas : F'c = 280 Kg/cm²
Losas : F'c= 280 Kg/cm².
- c) **RECUBRIMIENTOS :**
CIMENTOS :
Superior : r=7.5 cm
Inferior : r=7.5 cm
PANTALLA :
Lateral : r=7.5 cm (exp. al terreno)
Inferior y Otros : r=3 cm.
LOSA :
Superior : r=3 cm
Inferior : r=3 cm
VIGAS Y DIAFRAGMAS :
Lateral : r= 4 cm
Inferior : r= 5 cm.



VIGA DIAFRAGMA

ESC 1:25



ARMADURA EN LOSA

ESC 1:25

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACION:

MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUENTE CARROZABLE TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020



PLANO:

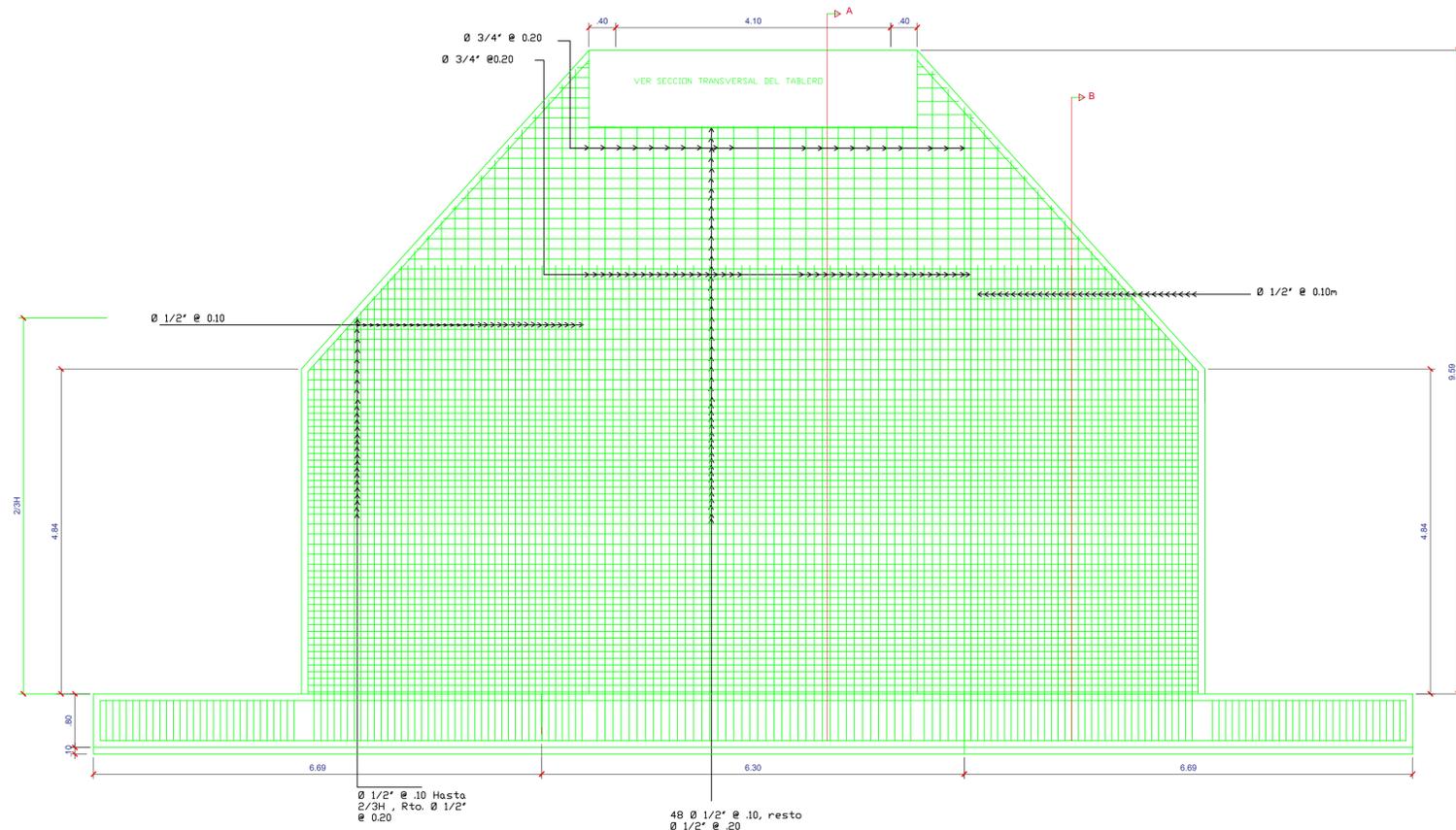
AUTORES:

VIGAS Y DETALLES

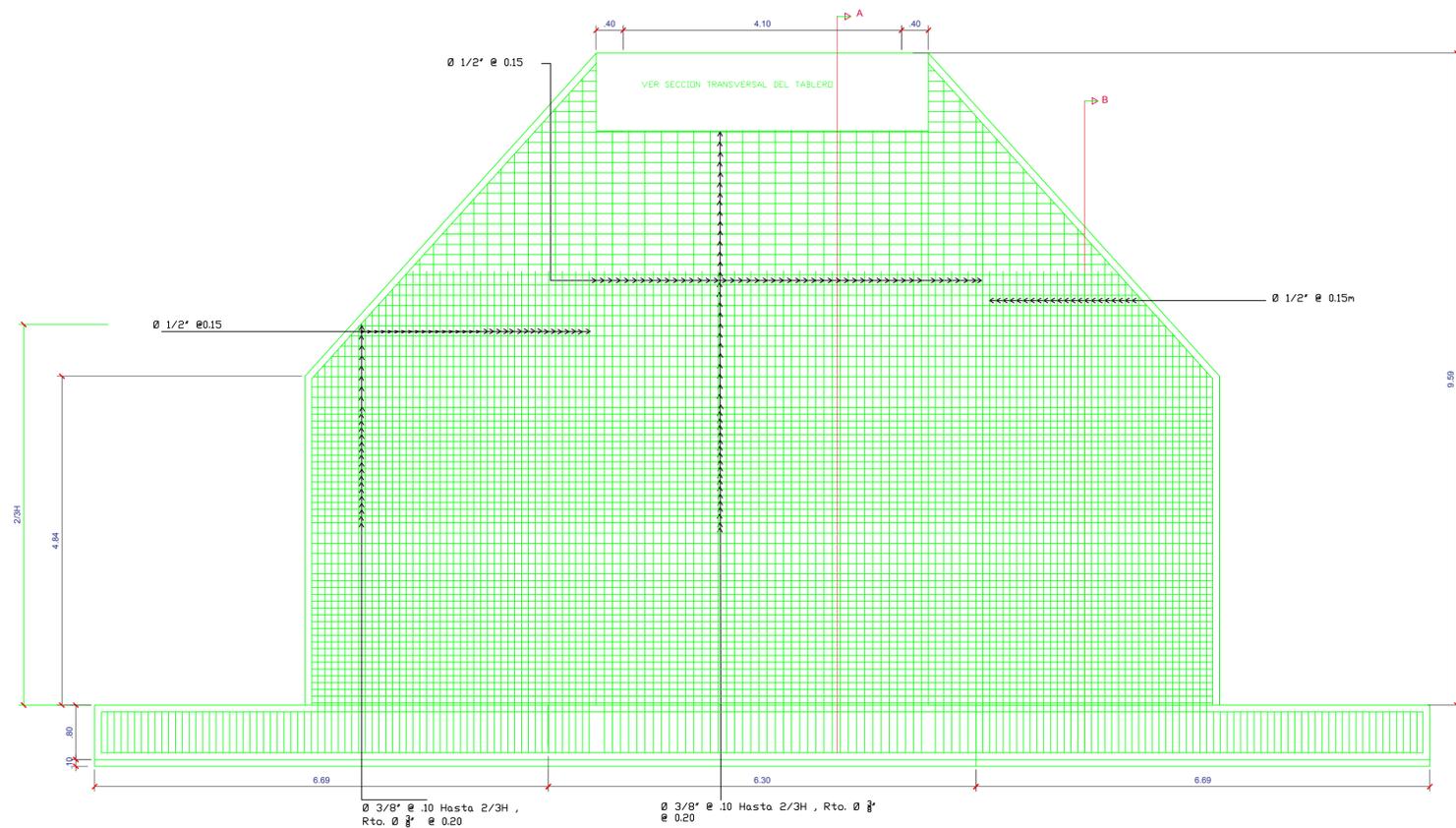
**RENE OSCAR LIPA MAMANI
DENYS PADILLA LIPA**

LAMINA:

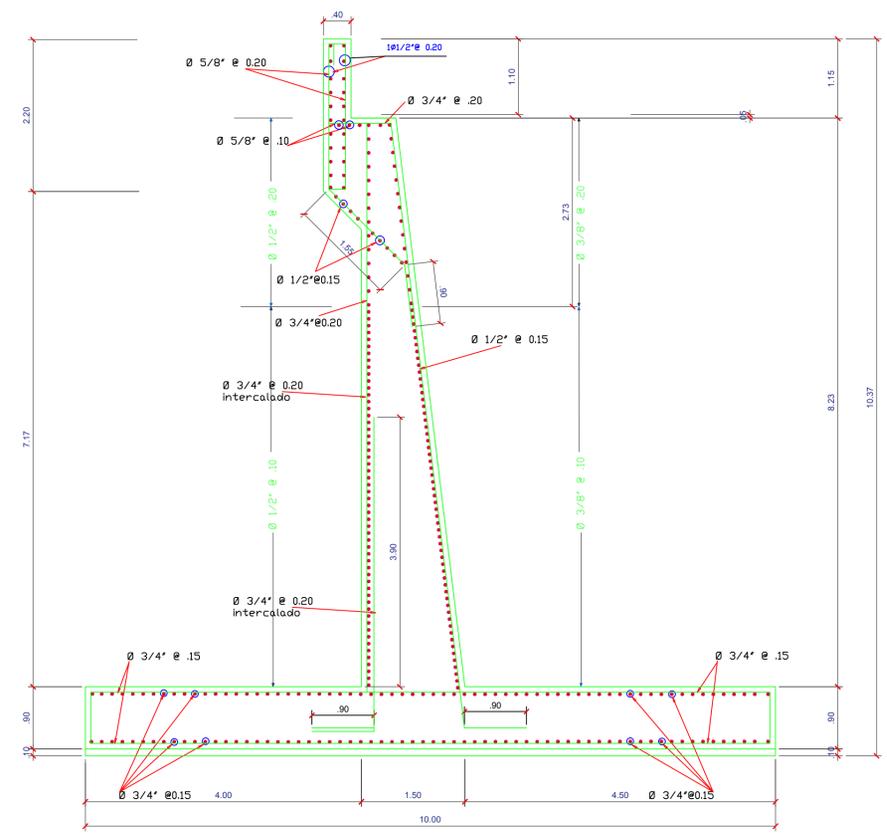
E-02



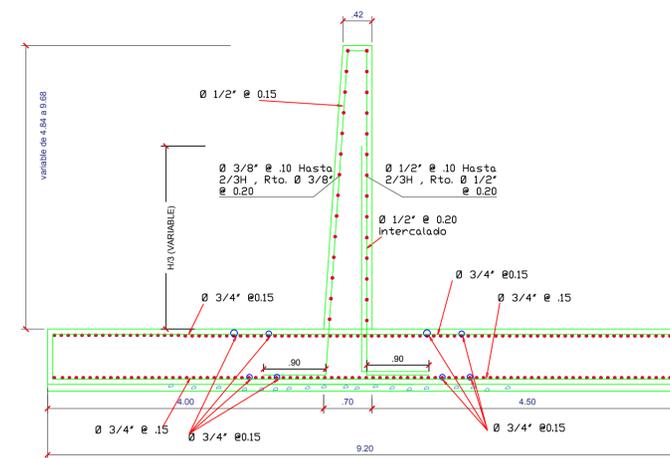
CARA EXPUESTA AL TERRENO
ESC 1:50



CARA EXPUESTA A LA QUEBRADA
ESC 1:50



CORTE A-A
ESC 1:50



CORTE B-B
ESC 1:50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

ESPECIFICACIONES:

- a) ACERO:
 - F_y = 4200 Kg/cm²
- b) CONCRETO:
 - Solado y falsa zapata: F_c = 100 Kg/cm²
 - Zapatillas: F_c = 280 Kg/cm²
 - Estribos y Aleros: F_c = 280 Kg/cm²
 - Vigas y Diafragmas: F_c = 280 Kg/cm²
 - Losas: F_c = 280 Kg/cm²
- c) RECUBRIMIENTOS:
 - CIMENTOS:
 - Superior: r = 7.5 cm
 - Inferior: r = 7.5 cm
 - PANTALLA:
 - Lateral: r = 7.5 cm (exp. al terreno)
 - Inferior y Otros: r = 3 cm.
 - LOSA:
 - Superior: r = 3 cm
 - Inferior: r = 3 cm
 - VIGAS Y DIAFRAGMAS:
 - Lateral: r = 4 cm
 - Inferior: r = 5 cm.

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
ESCUOLA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACION:

**MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUEBLO CARROZABLE
TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA
DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020**



PLANO:

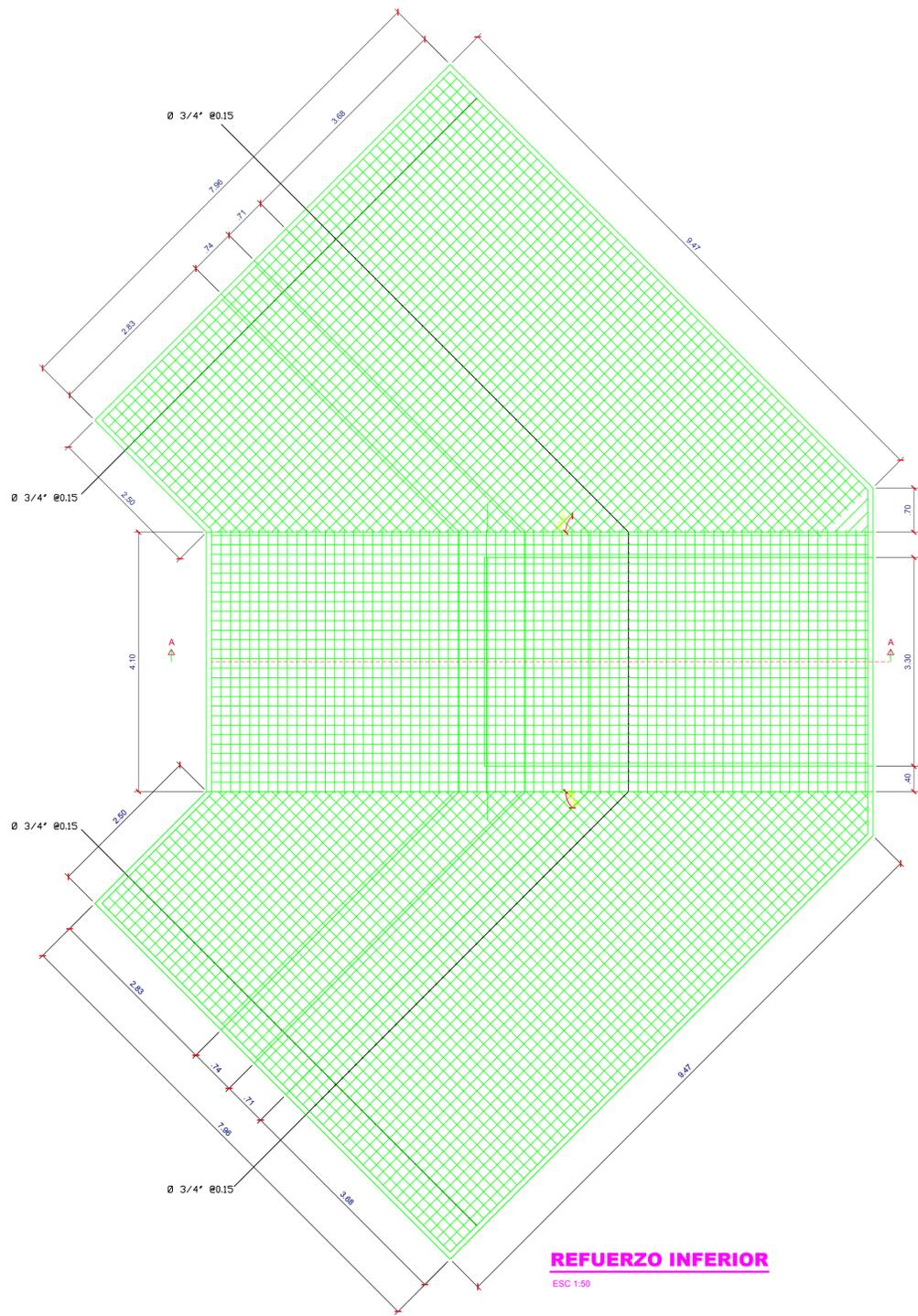
ACERO EN ESTRIBOS

AUTORES:

**RENE OSCAR LIPA MAMANI
DENYS PADILLA LIPA**

LAMINA:

E-03



ESPECIFICACIONES

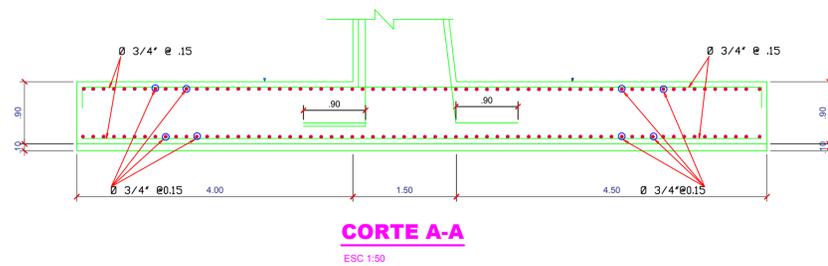
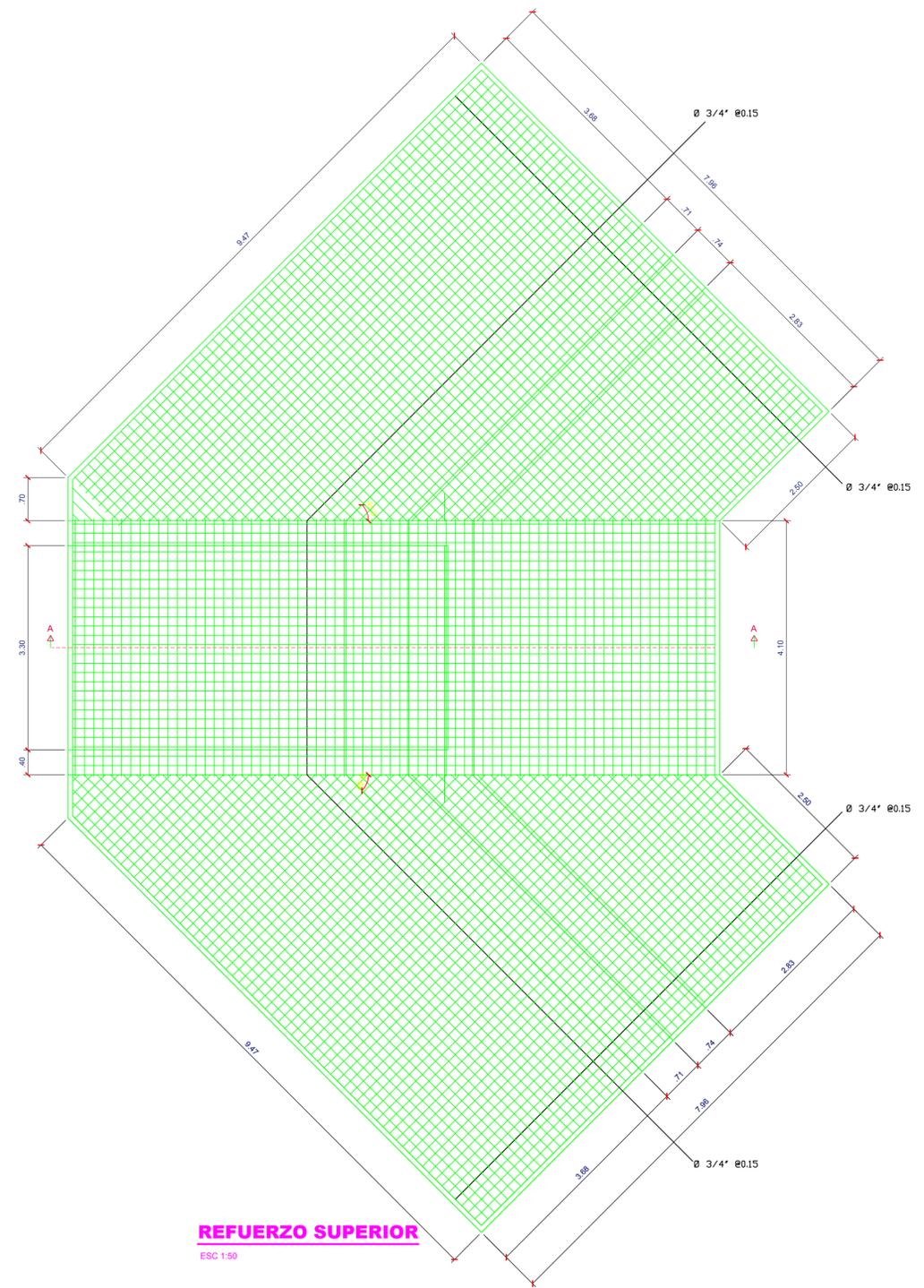
ESPECIFICACIONES :

a) CAPACIDAD PORTANTE :
 $f_y = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$

b) ACERO :
FY = 4200 Kg/cm²

c) CONCRETO :
Solado y falsa zapata : Fc=140 Kg/cm²
Zapatas : Fc = 280 Kg/cm²
Estribos y Aleros : Fc = 280 Kg/cm²
Vigas y Diafragmas : Fc = 280 Kg/cm²
Losas : Fc= 280 Kg/cm².

d) RECUBRIMIENTOS :
CIMENTOS :
Superior : r=7.5 cm
Inferior : r=7.5 cm
PANTALLA :
Lateral : r=7.5 cm (exp. al terreno)
Inferior y Otros : r=3 cm.



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TRUJILLO
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE INVESTIGACION:

**MEJORAMIENTO Y REHABILITACION DEL PUEBLO CARROZABLE
TAHUAYO BAJO URUYA DISTRITO DE IRAZOLA PROVINCIA
DE PADRE ABAD REGION UCAYALI 2020**



PLANO:

ACERO EN ZAPATAS

AUTORES:

**RENE OSCAR LIPA MAMANI
DENYS PADILLA LIPA**

LAMINA:

E-04

DISEÑO PUENTE VIGA-LOSA

SEGÚN MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES - DGCF

PROYECTO : PUENTE CARROZABLE TAHUAYO BAJO UROYA
CAMION DISEÑO HL - 93

A.- PREDIMENSIONAMIENTO

Puente simplemente apoyado

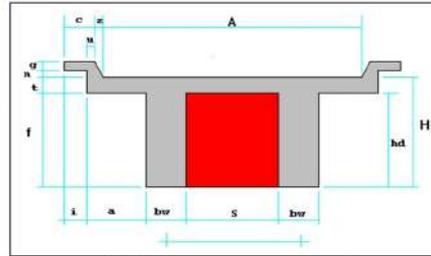
LUZ DEL PUENTE L = 15.00 m
 PERALTE VIGA H = L/15 ~ L/12 y H = 0,07*L H = L/15 = 1.00
 Tomar como peralte de la Viga, H = 1.10 m
 ESPESOR LOSA t (mm) = 1,2(S+3000)/30 t = 196.00 mm
 Como espesor de la losa se puede asumir, t = 0.20 mt

1.00 H = L/12 = 1.25 H = 0,07*L = 1.05

t = 19.60 cm mínimo 17.5 cm

Medidas asumidas:

	(m)
Ancho de via (A)=	3.600
long vereda (c)=	0.650
Ancho de viga (bw)=	0.250
(f)=	0.900
espesor de losa (t)=	0.200
(g)=	0.200
(n)=	0.050
espesor del asfalto (e)=	0.025
separación vigas (S)=	1.900
(a)=	0.850
(l)=	0.450
(u)=	0.200
(z)=	0.050
barandas (p)=	0.100
(q)=	0.150
Número de vigas diafragmas =	5
Ancho vigas diafragmas (ad)=	0.250
Peralte vigas diafragmas (hd)=	0.650



S' = S + bw 2.150 m
 bw = 0,02*L*(S')^{1/2} 0.440 m
 bw >= 2*t 0.400 m
 hd >= 0,5*H 0.550 m
 a = S/2

fy =	4,200.0 Kg/cm ²	4,200.0
fc =	280.0 Kg/cm ²	280.0
fc = 0,4*fc	112.0 Kg/cm ²	112.0
fs = 0,4*fy	1,680.0 Kg/cm ²	1,680.0
r = fs / fc	15.0	15.0
Es =	2.0E+06 Kg/cm ²	2.1E+06
Ec = 15,000 (fc) ^(1/2)	250,998 Kg/cm ²	250,998
n = Es/Ec >= 6	7.968	8.367
Usar n =	8	8
k = n / (n + r)	0.348	0.348
j = 1 - k / 3	0.884	0.884
fc*j*k =	34.440	34.440

B.- DISEÑO DE LA LOSA

METRADO DE CARGAS

Peso propio (1m)*(t)*(2,40 Tn/m³) = 0.480 Tn/m
 Asfalto (1m)*(e)*(2,00 Tn/m³) = 0.050 Tn/m
 Wd = 0.530 Tn/m

Momento por peso propio

M₀ = Wd*S²/10 M₀ = 0.191 Tn-m/m
 Rueda trasera

Modificación por Numero de Vias Cargadas

Se puede observar que el ancho de la sección del puente es de 3.6 mts
 Por lo tanto el numero de vias es de 1, por que se afectara la carga por un factor que es de 1.2
 Entonces se debe de ampliar la carga por este factor => 1.2 * P

Momento por sobrecarga

M₁ = (S + 2') / 32' x Pr Pr = 16.314 KLb
 M₁ = (S + 0,61) / 9.75 x Pr Pr = 7.400 Tn
 1.2 * Pr = 8.880 Tn <==== Carga viva Modificada

donde :

M₁ = 2.286 Tn-m/m

Momento por Impacto

I = 50' / (S + 125') ≤ 30%
 I = 15,24 / (S + 38,1) ≤ 30%

I = 0.381 ≤ I = 0.300

Momento por Impacto = I*M

M_I = 0.686 Tn-m/m

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio

M_s = M₀ + M₁ + M_I
 M_s = 3.163 Tn-m/m

El peralte mínimo es :

d = (2*M_s/(fc*j*k*b))^(1/2) d req. = 13.553 cm

considerando recubrimiento de 2" y suponiendo el empleo de fierro de φ=5/8" (1,59 cm),

el peralte será como máximo :

recubr. = 2.540 cm

estribo = 3/8 0.953 cm

d = t - rec. - est/2

d asum. = 16.984 cm

Se debe cumplir

d asum. > d req.

VERDADERO BIEN

DISEÑO POR SERVICIO

As = M_s/(fs*j*d)

As = 12.540 cm²/m

verificando la cuantía mínima

As min = 14*b*d/4fy

As min = 5.661 cm²/m

As min < As

VERDADERO BIEN

Tomamos

As = 12.540 cm²/m

Cálculo del espaciamiento

@ = A_s*b/A_t

Si consideramos acero 5/8"

A_t = 1.979 cm²

El menor de los tres :

@ = 15.784 cm

1,5*t = 30.000 cm

45 cm = 45.000 cm

Usar acero 5/8"

@ = 15.00 cm

DISEÑO POR ROTURA

Se usara los factores de Carga y Combinación según el Estado Limite Siguiete :

RESISTENCIA I : Combinacion basica de carga relacionada con el uso vehicular normal sin considerar el viento

$M_u = 1.25 W_d + 1.75 (W_i + W_l)$

$\phi = 0.90$

para Flexion y Traccion de Concreto Armado

1.0 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$M_{+/-} = 1.25 M_o + 1.75 (M_i + M_l)$

$A_s = M / (\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2))$

$M_u = \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega \cdot (1 + \omega/1.70)$

$\omega_1 = (1.7 + (1.7^2 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))))^{0.5} / 2$

$\omega_2 = (1.7 - (1.7^2 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))))^{0.5} / 2$

$M_{+/-} = 5.440 \text{ Tn-m}$

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$

$\omega = \rho \cdot f_y / f_c$

$\rho_1 = 1.621541$

$\rho_2 = 0.078459$

$A_{s1} = 183.599 \text{ cm}^2$

$A_{s2} = 8.884 \text{ cm}^2$

$A_{s,u} = 8.884 \text{ cm}^2$

$\rho = A_s / (b \cdot d)$

$\rho_1 = 0.108103$

$\rho_2 = 0.005231$

Usamos:

$a = 1.57 \text{ cm}$

verificando la cuantia minima

$A_{s \text{ min}} = 14 \cdot b \cdot d / f_y$

$A_{s \text{ min}} = 5.661 \text{ cm}^2/\text{m}$

Tomamos

$A_{s,u} = 8.884 \text{ cm}^2/\text{m}$

VERDADERO BIEN

Cálculo del espaciamiento

$@ = A_s \cdot b / A_t$

Si consideramos acero 5/8"

$A_t = 1.979 \text{ cm}^2$

$@ = 22.281 \text{ cm}$

El menor de los tres:

$1.5 \cdot t = 30.000 \text{ cm}$

$45 \text{ cm} = 45.000 \text{ cm}$

Usar acero 5/8" @ = 20.00 cm

2.0 Acero por distribución

$A_{sd} = \alpha \cdot A_{sp}$

Siendo: $\alpha = 3480 / (S)^{1.2} = < 67\%$, Cuando el acero principal es perpendicular al tránsito

donde:

positivo

A_{sp} : Acero principal positivo

S: luz libre entre las caras de vigas, en m.

α : porcentaje del acero principal positivo

$A_{sp} = 8.884 \text{ cm}^2$

$S = 1.900 \text{ m}$

$\alpha = 79.84 = < 67\%$

$A_{sd} = 67.00$

$A_{sd} = 5.952 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento

$@ = A_s \cdot b / A_t$

Si consideramos acero 1/2"

$A_t = 1.267 \text{ cm}^2$

$@ = 21.283 \text{ cm}$

Usar acero 1/2" @ = 20.00 cm

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$A_{st} \geq 1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$

$A_{st} \geq 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{st} = 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$

Como es enmallado,

Cálculo del espaciamiento

$@ = A_s \cdot b / A_t$

Si consideramos acero 3/8"

$A_t = 0.713 \text{ cm}^2$

$@ = 26.931 \text{ cm}$

El menor de los tres:

$3 \cdot t = 60.000 \text{ cm}$

$45 \text{ cm} = 45.000 \text{ cm}$

Usar acero 3/8" @ = 25.00 cm

Se colocará en el sentido perpendicular al refuerzo principal (superior)

C.- DISEÑO DE TRAMO EN VOLADIZO

DISEÑO POR FLEXION

METRADOS DE CARGAS

Momento por peso propio

Sección	Medidas	Medidas	Carga(Tn)	Distancia (m)	Momento
1	0.45*0.20	l'g	0.216	1.075	0.232 Tn-m/m
2	0.20*0.25	u'(g+n)	0.120	0.750	0.090 Tn-m/m
3	0.05*0.25/2	z'(g+n)/2	0.015	0.633	0.010 Tn-m/m
4	0.85*0.20	a't	0.408	0.425	0.173 Tn-m/m
5	Asf.: 0.60*0.025	(a-u-z)'e	0.030	0.300	0.009 Tn-m/m
6	Pasam.: 0.10*0.15	p'q	0.036	1.075	0.039 Tn-m/m
7	Post.: (25+2)/2*0.65*2/2.179		0.032	1.163	0.037 Tn-m/m
				M₀ =	0.590 Tn-m/m

Momento por sobrecarga

donde:

E = Ancho efectivo

X = Distancia rueda a empotramiento

X1 = Distancia de la rueda al sardinel (1') =

$X = 0.80 - 0.25 - 0.30$

$M_l = Pr \cdot X / E$

$X = a - (u + z) - X1$

$X1 = 0.3 \text{ m}$

$X = 0.300 \text{ m}$

- Refuerzo perpendicular al tráfico

$E = 0.80 \cdot X + 1140 \text{ mm}$

$E = 0.833 \cdot X + 1140 \text{ mm}$

Pr = Peso de la rueda amplificado por factor de via

$E = 1.140 \text{ m}$

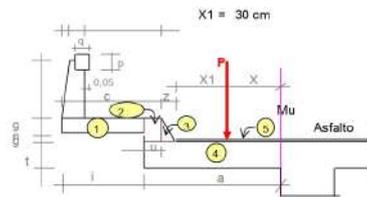
$Pr = 4.440 \text{ Tn}$

$M_l = 1.168 \text{ Tn-m/m}$

Momento por impacto

$M_i = 1 \cdot M_l$

$M_i = 0.351 \text{ Tn-m/m}$



DISEÑO POR SERVICIO:

$M_s = M_0 + M_l + M_i$

$M_s = 2.109 \text{ Tn-m/m}$

$A_s = M_s / (f_s \cdot j \cdot d)$

verificando la cuantia minima

$A_{s \text{ min}} = 14 \cdot b \cdot d / f_y$

$A_s = 8.362 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s \text{ min}} = 5.661 \text{ cm}^2/\text{m}$

Tomamos

$A_s = 8.362 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento
 $@ = A\phi \cdot b / At$
 Si consideramos acero 5/8"
 El menor de los tres :

$A\phi =$	1.979 cm ²
$@ =$	23.671 cm
1,5*1 =	30.000 cm
45 cm	45.000 cm
Usar acero 5/8"	@ = 25.00 cm

DISEÑO POR ROTURA

$Mu +/- = 1,25 \cdot M_{D0} + 1,75 \cdot (M_L + M_I)$	$Mu =$	3.396 Tn-m/m
$As = M / (\phi \cdot fy \cdot (d-a/2))$	$a = As \cdot fy / (0,85 \cdot fc \cdot b)$	
$Mu = \phi \cdot fc \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega \cdot (1 + \omega \cdot 1,70)$	$\omega = \rho \cdot fy / fc$	$\rho = As / (b \cdot d)$
$\omega 1 = (1,7 + (1,7^2 - 4 \cdot (1,7 \cdot Mu / (\phi \cdot fc \cdot b \cdot d^2))))^{0,5} / 2$	$\omega 1 =$	1.651920
$\omega 2 = (1,7 - (1,7^2 - 4 \cdot (1,7 \cdot Mu / (\phi \cdot fc \cdot b \cdot d^2))))^{0,5} / 2$	$\omega 2 =$	0.048080
	$As_1 =$	187.039 cm ²
	$As_2 =$	5.444 cm ²
	$As_{us} =$	5.444 cm ²
Usamos:		$a =$ 0.96 cm
Verificando con Acero negativo de la losa	$As_s =$	8.884 cm ² /m

As > As. **FALSO SE HARAN PASAR LAS BARRAS DE ACERO NEGATIVO DEL TRAMO INTERIOR**

Tomamos $As = 8.884 \text{ cm}^2$

No es necesario calcular espaciamiento
 $@ = A\phi \cdot b / At$
 Si consideramos acero 5/8"
 El menor de los tres :

$A\phi =$	1.979 cm ²
$@ =$	22.281 cm
1,5*1 =	30.000 cm
45 cm	45.000 cm
Usar acero 5/8"	@ = 20.00 cm

Acero por distribución

$Asd = \alpha \cdot Asp$
 Siendo : $\alpha = 3480 / (S)^{1,2} \leq 67 \%$, Cuando el acero principal es perpendicular al tránsito

Asp: Acero principal negativo
 L : luz efectiva del volado (2*a), en m.
 α : porcentaje del acero principal positivo

$Asp =$	8.884 cm ²
L =	1.700 m
$\alpha =$	84.402 \leq 67 %
$\alpha =$	67.000
Asd =	5.952 cm²/m

Cálculo del espaciamiento
 $@ = A\phi \cdot b / At$
 Si consideramos acero 1/2"
 El menor de los tres :

$A\phi =$	1.267 cm ²
$@ =$	21.283 cm
3*1 =	60.000 cm
45 cm	45.000 cm
Usar acero 1/2"	@ = 20.00 cm

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

Como es enmallado,

$Ast \geq$	1/8 pulg ² /pie
$Ast \geq$	2.646 cm ² /m
Ast =	2.646 cm²/m

Cálculo del espaciamiento
 $@ = A\phi \cdot b / At$
 Si consideramos acero 3/8"
 El menor de los tres :

$A\phi =$	0.713 cm ²
$@ =$	26.931 cm
3*1 =	60.000 cm
45 cm	45.000 cm
Usar acero 3/8"	@ = 25.00 cm

Se colocará en el sentido perpendicular y paralelo al sentido del tránsito (superior)

D.- DISEÑO DE VEREDAS

DISEÑO POR FLEXION

METRADOS DE CARGAS

Momento por peso propio

Sección	Medidas	Medidas	Carga(Tn)	Distancia (m)	Momento
1	0,45*0,20	l'g	0.216	0.275	0.059 Tn-m/m
6	Pasam.: 0,10*0,15	p'q	0.036	0.375	0.014 Tn-m/m
7	Post: (,25+2)/2* ,65* ,2/2,179		0.032	0.413	0.013 Tn-m/m
			Vd =	0.284	M₀ =
					0.086 Tn-m/m

Momento por sobrecarga

Debido a carga horizontal sobre poste y peatonas

$Ml = Mpost + Mpeat$

$Mpost = P' \cdot (0,70 - 0,25/2 + 0,15/2)$

$Mpeat = s/c \cdot (0,40 \cdot 0,40/2)$

donde :

$P' = C \cdot P/2$

$P = 10.000,00 \text{ lb}$

$C = 1,00$

$P' = 2.268 \text{ Tn}$

Peatonal $s/c = 73,70 \text{ Lb/pulg}^2$

Peatonal $s/c = 0,360 \text{ Tn/m}^2$

La sobrecarga tambien se afecta por el factor de via que es de 1.2

Peatonal - Factor 1.2*s/c = 0.432 Tn/m²

$Mpost = 1.474 \text{ Tn-m/m}$



debido a la distribuc. de los postes se toma el 80%
 $M_{post} = 1.179 \text{ Tn-m/m}$
 $M_{peat} = 0.035 \text{ Tn-m/m}$
 $M_L = 1.214 \text{ Tn-m/m}$

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio $M_s = M_D + M_L + M_I$
 $M_s = 1.300 \text{ Tn-m/m}$

El peralte mínimo es :
 $d = (2 * M_s * (f_c * k * b))^{1/2}$
 $d_{req.} = 8.689 \text{ cm}$

considerando recubrimiento de 3 cm. y suponiendo el empleo de fierro de 1/2" (1,27 cm).

el peralte será como máximo :
 $recubr. = 3.000 \text{ cm}$
 $estribo = 1.270 \text{ cm}$
 $d = g - rec. - est./2 = 16.365 \text{ cm}$
 $d_{asum.} = 16.365 \text{ cm}$
 $d_{asum.} > d_{req.}$ **VERDADERO BIEN**

DISEÑO POR SERVICIO

$A_s = M_s / (f_s * d)$
 $A_s = 5.349 \text{ cm}^2/\text{m}$
 verificando la cuantía mínima
 $A_{s \text{ min}} = 14 * b * d / f_y$
 $A_{s \text{ min}} = 5.455 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_s < A_{s \text{ min}}$ **FALSO USAR CUANTIA MINIMA**
Tomamos $A_s = 5.455 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento
 $@ = A_s * b / A_t$
 Si consideramos acero 5/8"
 $A_\phi = 1.979 \text{ cm}^2$
 $@ = 36.285 \text{ cm}$
 El menor de los tres :
 $1.5 * l = 30.000 \text{ cm}$
 45 cm
 $@ = 30.00 \text{ cm}$
Usar acero 5/8"

DISEÑO POR ROTURA

$M_u +/- = 1.25 * M_D + 1.75 * (M_L + M_I)$
 $M_u = 2.232 \text{ Tn-m/m}$
 $a = A_s * f_y / (0.85 * f_c * b)$
 $a = 0.65 \text{ m}$
 $\omega = \rho * f_y / f_c$
 $\omega_1 = 1.666257$
 $\omega_2 = 0.033743$
 $\rho_1 = 0.111084$
 $\rho_2 = 0.002250$
 $A_{s1} = 181.789 \text{ cm}^2$
 $A_{s2} = 3.681 \text{ cm}^2$
 $A_{s_{us}} = 3.681 \text{ cm}^2$
Usamos: $A_{s_{us}} = 3.681 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ min} = 14 * b * d / f_y$
 $A_s \text{ min} = 5.455 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_s < A_{s \text{ min}}$ **FALSO USAR CUANTIA MINIMA**
Tomamos $A_s = 5.455 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento
 $@ = A_s * b / A_t$
 Si consideramos acero 5/8"
 $A_\phi = 1.979 \text{ cm}^2$
 $@ = 36.285 \text{ cm}$
 El menor de los tres :
 $1.5 * l = 30.000 \text{ cm}$
 45 cm
 $@ = 30.00 \text{ cm}$
Usar acero 5/8"

Acero por distribución

$A_{sd} = \alpha * A_{sp}$
 Siendo : $\alpha = 3480 / (L)^{1/2} = 67 \%$, Cuando el acero principal es perpendicular al tránsito
 donde :
 $A_{sp} = \text{Acero principal negativo} = 5.455 \text{ cm}^2$
 $L = \text{luz efectiva del volado (2*0.55), en m.} = 1.100 \text{ m}$
 $\alpha = \text{porcentaje del acero principal positivo} = 104.926 = 67 \%$
 $\alpha = 67.000$
 $A_{sd} = 3.655 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento
 $@ = A_{sd} * b / A_t$
 Si consideramos acero 3/8"
 $A_\phi = 0.713 \text{ cm}^2$
 $@ = 19.496 \text{ cm}$
Usar acero 3/8"
 Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo
 $A_{st} \geq 1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$
 $A_{st} \geq 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Como es enmallado, $A_{st} = 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$

Cálculo del espaciamiento
 $@ = A_{st} * b / A_t$
 Si consideramos acero 3/8"
 $A_\phi = 0.713 \text{ cm}^2$
 $@ = 26.931 \text{ cm}$
 $3 * g = 60.000 \text{ cm}$
 45 cm
 $@ = 25.00 \text{ cm}$
Usar acero 3/8"
 Se colocará en el sentido perpendicular y paralelo al sentido del tránsito (superior)

Chequeo por cortante

$V_u = 1.25 * V_D + 1.75 * (V_L + V_I)$
 Carga muerta = $V_d = 0.284 \text{ Tn/m}$
 $s/c \text{ (ancho}=0.40 \text{ m)} = V_l = 0.173 \text{ Tn/m}$
 $V_u = 0.658 \text{ Tn/m}$
 Fuerza cortante que absorbe el concreto:
 $V_c = 0.53 * (f_c)^{1/2} * b * d$
 $V_c = 14.513 \text{ Tn/m}$
 $\phi V_c = 12.336 \text{ Tn/m}$
 $\phi V_c \geq V_u$ $12.336 \geq 0.658$

DISEÑO DE SARDINEL

Momento por sobrecarga

Debido a la carga lateral de 760 Kg/m

M = V*H
Mu = 1,25*M₀+1,75*(M₀+M_l)

Esta sección tiene un peralte de aprox. (cm) = 25.00

recub. = 5.00 cm
d = 20.00 cm
a = As*fy/(0,85*fc*b)

As = M / (φ*fy*(d-a/2))
Mu = φ*fc*b*d²*ω*(1+ω/1,70)
ω1 = (1,7+(1,7²-4*(1,7*Mu/(φ*fc*b*d²)))^{0,5})/2
ω2 = (1,7-(1,7²-4*(1,7*Mu/(φ*fc*b*d²)))^{0,5})/2

ω = ρ*fy/fc
ρ = As/(b*d)

ω1 = 1,696695
ω2 = 0,003305
ρ1 = 0,113113
ρ2 = 0,000220

As₁ = 226,226 cm²
As₂ = 0,441 cm²
As_u = 0,441 cm²

Usamos: As_u = 0,441 cm² a = 0,08 cm

verificando la cuantía mínima
As min = 14*b*d/ty
As min = 6,667 cm²/m
FALSO USAR CUANTIA MINIMA
Tomamos As = 6,667 cm²/m

Cálculo del espaciamento
@ = A_s/b/s
Si consideramos acero 1/2"
A_s = 1,267 cm²
@ = 19,002 cm
Usar acero 1/2"

Dado que las cargas sobre la vereda no deben ser aplicadas simultáneamente con las cargas de las ruedas, este es el único momento en la sección. Haciendo pasar las varillas de la vereda se está del lado de la seguridad.

Chequeo por cortante
Vu = 1,25*V₀+1,75*(V₁+V_l)
Cortante por sobrecarga = Vu = 1,330 Tn/m

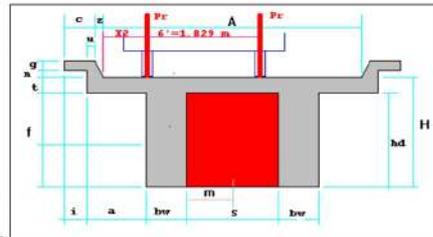
Fuerza cortante que absorbe el concreto:
Vc = 0,53*(fc)^{1/2}*b*d
φVc = 15,077 Tn/m

φVc ≥ Vu
15,077 ≥ 1,330

VERDADERO BIEN

E.- DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL AREA DE INFLUENCIA DE VIGA

Elemento	Medidas (m)	Medidas	Carga
losa =	0,20*(0,85+0,25+1,90/2)	t*(a+bw/s)/2	0,964 Tn/m
viga =	0,90*0,25	f*bw	0,540 Tn/m
asfalto =	0,025*3,60/2	e*A/2	0,080 Tn/m
vereda =	0,65*0,20	c*g	0,312 Tn/m
volado =	0,20*0,05+0,05*(0,20+0,05)/2	v*n+z*(g+n)/2	0,039 Tn/m
pasamanos =	0,10*0,15	p*q	0,036 Tn/m
postes =	(0,25+0,20)/2*0,65*0,2/2,179	c*0,40	0,032 Tn/m
acera (extraord.) =	0,65*0,40 Tn/m ²		0,260 Tn/m
wd =			2,293 Tn/m



Según BARET, cálculo de n :

d₁ = distancia entre eje delantero e intermedio (14') d₁ = 4,300 m
d₂ = distancia entre eje intermedio y posterior (14' - 30') d₂ = 4,300 m
n = distancia del centro de luz a la sección donde se produce el Momento Flector Máximo según Baret
n = (4*d₂-d₁)/18 Si d₂ = d₁ = 14' n = 0,717 m

Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo : Centro de Luz X = 7,500 m Centro de luz X = L/2 = 7,500 m

Peso propio por cada viga diafragma (W1) = hd*ad*S/2*2,40 Tn/m³ W1 = 0,371 Tn

Momento por viga diafragma (Mvd) :	Mvd	Por Baret Mvd (Tn-m)	d ₂ = 14', L ₂ ≥	d ₂ = 30', L ₂ ≥	A X m de la izq. Mvd (Tn-m)
Si son 3 vigas diafragmas	W1*(L-2*n)/4 =	1,257			1,389
Si son 4 vigas diafragmas	W1*(L/3) =	1,853 L ≥ 6'n	4,267	10,770	1,853
Si son 5 vigas diafragmas	W1*(L-n)/2 =	2,646 L ≥ 4'n	2,845	7,180	2,779
Si son 6 vigas diafragmas	W1*(3L/5) =	3,335 L ≥ 10'n	7,112	17,949	3,335
Si son 7 vigas diafragmas	W1*(3*L-2*n)/4 =	4,035 L ≥ 6'n	4,267	10,770	4,035

Momento por peso propio de viga diafragma (Mvd) :
Usamos Momento por diafragma

Por Baret : Mvd = 2,646 Tn-m
En centro de Luz : Mvd = 2,779 Tn-m

Momento por peso propio (Mpp) :

Mpp = wd*(L/2-n)*(L/2+n)/2 Mpp = wd*(L-X)*X/2
Por Baret : Mpp = 63,908 Tn-m
En centro de Luz : Mpp = 64,497 Tn-m

Momento Total Carga Muerta (M₀) = Mpp + Mvd

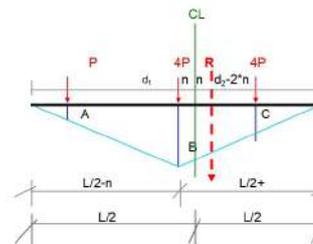
Por Baret : M₀ = 66,554 Tn-m
En centro de Luz : M₀ = 67,275 Tn-m

2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA

2.1.- SOBRECARGA HL - 93

M_{s/c} = P/L*[9L²/4-(d₁/2+2*d₂)*L+(4*n²*d₂-n*d₁-9*n²)]
M_{s/c} = P*X/L*(9*L-9*X-d₁-5*d₂) Si X ≤ d₁
M_{s/c} = P/L*[(L-X)*(9*X-d₁-4*d₂*X)] Si d₁ < X ≤ L-d₁
M_{s/c} = P*(L-X)/L*(9*X-d₁-5*d₂) Si L-d₁ < X ≤ L

B = (L/2-n)*(L/2+n)/L
A = (L/2+n)*(L/2-n-d₁)/L
C = (L/2-n)*(L/2+n-d₂)/L





donde :

P =	8,157.00 Lb	P =	3,700.015 Kg
	Por Baret :	M s/c =	43.120 Tn-m
	En centro de Luz	M s/c =	42.550 Tn-m
Cálculo del coeficiente de concentración de cargas :			
$C_{cc} = 1 + (A-10)/(bw+S)$		$X2 = 2' =$	0.610 m
	Por Baret :	$C_{cc} =$	1.257
CARGA DISTRIBUIDA		M s/c =	54.191 Tn-m
MOMENTO TOTAL		M s/c =	53.475 Tn-m
$M_s/c + M_d$		Md=	28.125
	Por Baret :	Mt=	82.316
	En centro de Luz	Mt=	81.600

2.2. SOBRECARGA EQUIVALENTE

$M_{eq} = (L/2-n) \cdot (L/2+n) \cdot (P_M/L+W/2)$		$P_M =$	8.165 Tn
$M_{eq} = (L-X) \cdot X \cdot (P_M/L+W/2)$		$W =$	0.960 Tn/m
$P_M = 18,000$ Lb		Por Baret :	$M_{eq} =$ 57.089 Tn-m
$W = 645$ Lb/pie		En centro de Luz	$M_{eq} =$ 57.615 Tn-m
Por viga = $M_{eq}/2$		Por Baret :	M eq = 28.544 Tn-m
		En centro de Luz	M eq = 28.807 Tn-m

2.3. CARGAS POR EJE TANDEM

$M = P_T \cdot (L/2-n) \cdot (L/2+n-d_T) / L$		$P_T =$	11.200 Tn
$M = P_T \cdot X/L \cdot (2 \cdot L - 2 \cdot X - d_T)$	Si $X \leq L/2$	$d_T =$	1.200 m
$M = P_T \cdot (L-X) / L \cdot (2 \cdot X - d_T)$	Si $L/2 < X \leq L$	Por Baret :	$M_{et} =$ 77.155 Tn-m
$P_T = 24,691.35$ Lb		En centro de Luz	$M_{et} =$ 77.280 Tn-m
$d_T = 4'$		Por Baret :	M eq = 38.578 Tn-m
Por viga = $M_{eq}/2$		En centro de Luz	M eq = 38.640 Tn-m
CARGA DISTRIBUIDA		Md=	28.125
MOMENTO TOTAL		Mt=	66.703
$M_s/c + M_d$		Mt=	66.765

TOMANDO EL MAYOR MOMENTO (Ml)

Por Baret :	$M_L =$	82.316 Tn-m
En centro de Luz	$M_L =$	81.600 Tn-m

3.0 MOMENTO POR IMPACTO

Momento de impacto	Tomamos ==>	$I =$	0.300
	Por Baret :	$M_I =$	24.695 Tn-m
	En centro de Luz	$M_I =$	24.480 Tn-m

E1- DISEÑO POR SERVICIO

VIGA T

Determinamos b :	El menor de los tres :	$b =$	3.750 m
	$b < L/4$	$b =$	3.450 m
	$(b - bw)/2 \leq 8t$	$b =$	2.150 m
	$(b - bw)/2 \leq S/2$	$b =$	2.150 m
	Tomamos :	$b =$	2.150 m
Asumiremos para efectos de diseño		$d =$	95.00

E2-DISEÑO POR ROTURA

	$M_u = 1.25 \cdot M_D + 1.75 \cdot (M_L + M_I)$
Por Baret :	$M_u =$ 270.462 Tn-m
En centro de Luz	$M_u =$ 289.734 Tn-m
Tomando el mayor Momento (M_u) :	$M_u = 270.462$ Tn-m

Area de acero

$A_s = M / (\phi \cdot f_y \cdot (d-a/2))$	$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$	$\rho = A_s / (b \cdot d)$
$M_u = \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega \cdot (1 + \omega/1.70)$	$\omega = \rho \cdot f_y / f_c$	$\rho =$ 0.109517
$\omega_1 = (1.7 + (1.7^2 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2)))^{0.5}) / 2$	$\omega_1 =$ 1.642761	$\rho_2 =$ 0.003816
$\omega_2 = (1.7 - (1.7^2 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2)))^{0.5}) / 2$	$\omega_2 =$ 0.057239	
	$A_{s1} =$ 2,236.893 cm ²	b debe ser mayor a:
	$A_{s2} =$ 77.941 cm ²	37.42146445
Usamos:	$A_s =$ 77.941 cm ²	$a =$ 6.40 cm

Distribución del Acero

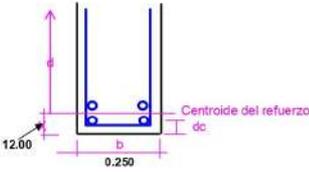
Si consideramos acero 1"	$A_\phi =$ 20.27 cm ²	$\phi_{barra} =$ 2.54 cm	$\phi_{eD_u} =$ 5.08
# barras = A_s / A_ϕ	# barras = 3.845 barras		
Usaremos :	# barras = 4 barras		
	# barras = 4 barras en 2 capas		
	$A_s =$ 81.073 cm ²		

La distancia entre barras paralelas será no menor que:

- 1.5 $\phi_{barra} =$ 3.81 cm
- 1.5 T.M. agregado = 3.75 cm
- distancia entre barras = eh = 3.81 cm
- recubrimiento lateral = rec = (1.50") = 3.75 cm
- $\phi_{estribo} =$ 3/8 = 0.95 cm
- Ancho mínimo de la viga $b = 2 \cdot rec + 2 \cdot \phi_{est} + (\# \text{ barras} - 1) \cdot eh + \# \text{ barras} \cdot \phi_{barra}$
- Ancho mínimo de la viga $b =$ 23.375 cm

E3-VERIFICACIONES

1.00 Verificación del peralte	$M_s = M_D + M_L + M_I$	$M_s =$	173.565 Tn-m
	Por Baret :	$M_s =$	173.355 Tn-m
	En X :		
Tomando el mayor Mom (M_s)	$M_s =$	$M_s =$	173.565 Tn-m
$d = (2 \cdot M_s / (f_c \cdot k \cdot b))^{1/2}$	$d =$	$d =$	68.469 cm
H =	110.00 cm		

	$d < H - 13 \text{ cm} =$	97.00 cm	VERDADERO BIEN	
2.00	Verificando la cuantía Cálculo de la cuantía balanceada		$\rho_b = (0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 / f_y) \cdot (0,003 E_s / (0,003 E_s + f_y))$ $\rho_b = 0,02833$ Siendo : la cuantía de la viga es : $\rho_{\text{máx}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,02125$ $\rho = A_s / (b \cdot d)$ $\rho = 0,00397$ $\rho < \rho_{\text{máx}}$	$\beta_1 = 0,85$ $\rho_{\text{mín}} = 0,7 \cdot f_c^{1/2} / f_y = 0,00279$ $\rho > \rho_{\text{mín}}$ VERDADERO BIEN
3.00	Para no verificar deflexiones $\rho < \rho_{\text{máx}}$		$\rho_{\text{máx}} = 0,18 f_c / f_y = 0,01200$ VERDADERO BIEN	
4.00	Verificando el eje neutro $a = A_s \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c \cdot b)$	$a \leq t$ $a = 6,654 \text{ cm}$ $t = 20,000 \text{ cm}$ VERDADERO BIEN		
5.00	Verificación por Fatiga en Servicio	$M_f = 0,75 \cdot (M_L + M_I)$ $M_f = 80,26 \text{ Tn}\cdot\text{m}$ $f_{s_{\text{máx}}} = M_f / (A_s \cdot d)$ $f_{s_{\text{máx}}} = 1,178.713 \text{ Kg/cm}^2$ Momento mínimo por servicio $M_{\text{mín}} = M_D$ $M_{\text{mín}} = 67,275 \text{ Tn}\cdot\text{m}$ $f_{s_{\text{mín}}} = 988,041 \text{ Kg/cm}^2$ Rango de esfuerzos actuantes $\Delta f = f_{s_{\text{máx}}} - f_{s_{\text{mín}}}$ $\Delta f = 190,672 \text{ Kg/cm}^2$ Rango de esfuerzos admisibles $f_t = 1470 - 0,33 f_{s_{\text{mín}}} + 551,2 \text{ (r/h)}$ $f_t = 1,309.306 \text{ Kg/cm}^2$ Se debe cumplir que : $f_t > \Delta f$	VERDADERO BIEN	$r/h = 0,3$
6.00	Verificación por Agrietamiento Esfuerzo máximo admisible	$f_{s_{\text{máx}}} = Z / (d \cdot A)^{1/3}$ $Z = 30,000,00 \text{ Kg/cm}^2$ $Z = 23,000,00 \text{ Kg/cm}^2$ Usamos : recubrimiento = 5,08 cm dc = 7,30 cm X = 12,00 cm VERDADERO BIEN Usamos : $A = 2 \cdot X \cdot b \cdot \# \text{ barras}$ $X = 12,000 \text{ cm}$ $A = 150,000$ $f_{s_{\text{máx}}} = 2,231.209 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{s_{\text{act}}} = 1,178.713 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{s_{\text{act}}} < f_{s_{\text{máx}}}$	$f_{s_{\text{máx}}} = 3,81 \text{ cm}$ espac. vertic (ev) = 3,81 cm < 15,00 cm $X = 12,000 \text{ cm}$ $A = 150,000$ $f_{s_{\text{máx}}} = 2,231.209 \text{ Kg/cm}^2$ $f_{s_{\text{act}}} = 1,178.713 \text{ Kg/cm}^2$ VERDADERO BIEN	
7.00	Verificación por Corte Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo : POR PESO PROPIO $V_{dpp} = w \cdot (L - 2 \cdot X) / 2$ $V_{dvd} = W \cdot 1 / \# \text{ diafragmas} / 2 - \{ \# \text{ diafragmas} / 2 + 1 \}$ $V_D = V_{dpp} + V_{dvd}$ POR SOBRECARGA HL - 93 $V_L = (P/L) \cdot ((4 \cdot Ccc \cdot 1 + 5 \cdot Ccc) \cdot (L - X) - Ccc \cdot d - 5 \cdot Ccc \cdot d_c)$ $V_L = (P/L) \cdot ((4 \cdot Ccc \cdot 1 + 5 \cdot Ccc) \cdot X - Ccc \cdot d - 5 \cdot Ccc \cdot d_c)$ POR SOBRECARGA EQUIVALENTE $V_{L \text{ eq}} = P_v \cdot (L - X) / L + W \cdot (L - 2 \cdot X) / 2$ $P_v = 26,000 \text{ Lb}$ $W = 645 \text{ Lb/pie}$ Por viga = $V_L \text{ eq} / 2$ POR SOBRECARGA EJE TANDEM $V_{L \text{ et}} = P_v \cdot (2 \cdot L - 2 \cdot X - d_c) / L$ $V_{L \text{ et}} = P_v \cdot (2 \cdot X - d_c) / L$ Por viga = $V_L \text{ et} / 2$ TOMANDO EL MAYOR CORTANTE (V) POR IMPACTO $V_I = I \cdot V_L$ DISEÑO POR ROTURA $V_u = 1,3 \cdot (V_D + (5/3) \cdot (V_L + V_I))$ Esfuerzo cortante último $u_u = V_u / (b \cdot d)$ Esfuerzo cortante resistente de concreto $u_c = (0,5 \cdot f_c)^{1/2} + 175 \cdot \rho \cdot V_u \cdot d / M_u$ $175 \cdot \rho \cdot V_u \cdot d / M_u \leq 1,00$ para esfuerzo de corte $u_u < \phi \cdot u_c$ Usando estribos de $\phi = 1/2"$ $S = A_v \cdot f_y / ((u_u - \phi \cdot u_c) \cdot b)$ Si $V_u > 0,5 \cdot V_c$, $A_{v \text{ mín}} = 3,5 \cdot b_w \cdot S' / f_y$ $V_u > 0,5 \cdot V_c$ $S_{\text{máx}} = 121,61 \text{ cm}$	$X = 7,500 \text{ m}$ Centro de luz $X = L/2$ $V_{dpp} = 0,000 \text{ Tn}$ $V_{dvd} = 0,556 \text{ Tn}$ $V_D = 0,556 \text{ Tn}$ Si $X \leq L/2$ Si $L/2 < X \leq L$ Si $X = 0,00 \Rightarrow Ccc1 = 1,00$ si no $Ccc1 = Ccc$ $Ccc1 = 1,257$ $V_L \text{ S/C} = 12,927 \text{ Tn}$ Si $X \leq L/2$ $P_v = 11,794 \text{ Tn}$ $W = 0,960 \text{ Tn/m}$ $V_L \text{ eq} = 5,897 \text{ Tn}$ $V_L \text{ eq} = 2,948 \text{ Tn}$ Si $X \leq L/2$ Si $L/2 < X \leq L$ $V_L \text{ et} = 10,304 \text{ Tn}$ $V_L \text{ et} = 5,152 \text{ Tn}$ $V_L = 12,927 \text{ Tn}$ $V_I = 3,878 \text{ Tn}$ $V_u = 37,133 \text{ Tn}$ $u_u = 15,635 \text{ Kg/cm}^2$ $\rho = 0,00397$ $u_c = 0,130 \text{ USAR} = 0,130$ $\phi = 0,85$ $u_c = 8,869 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi \cdot u_c = 7,538 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi \cdot u_c = 7,189 \text{ Kg/cm}^2$ $A_v = 2,534 \text{ cm}^2$ $S = 50,392 \text{ cm}$ $S \leq d / 2 = 47,50 \text{ cm}$ $S_{\text{máx}} = 121,61 \text{ cm}$		
8.00	ACERO LATERAL $A_{sL} = 10\% \text{ Asp}$	Cuando la viga tiene mas de 2' (0,61 m) de alto $A_{sL} = 8,107 \text{ cm}^2$		

El espaciamiento entre barras :

El menor de : 30 cm = 30.00 cm
 bw = 25.00 cm
S = 30.000 cm
 Usamos
 Numero de fierros será: # fierros = (H - 15)/S = 3.217
fierros = 4.00 unidades por lado
 Usamos # fierros = 4.00 unidades por lado
 As = 1.013 cm²/ barra
lo cual es aproximadamente una varilla de $\phi = 1/2"$
 Ap = 1.270 cm²

F.- DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

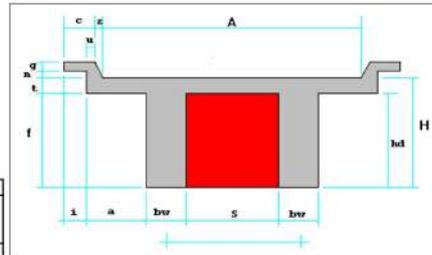
1.0 MOMENTO POR PESO PROPIO

Según datos las dimensiones son :

Ancho vigas diafragmas (ad)=	0.250
Peralte vigas diafragmas (hd)=	0.600
Separacion de vigas entre ejes (S + bw)	2.150

Metrado de Cargas Peso Propio :

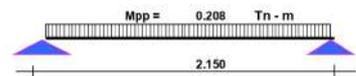
Elemento	Medidas (m)	Medidas	Carga
Viga diafragma	0.20 * 0.45 * 2400 kg/m ³	(ad * hd)*2.40 Tn/m ³	0.360 Tn/m
W pp			0.360 Tn/m



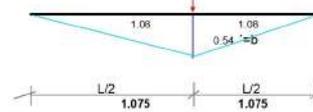
Momento Peso Propio : $\frac{w \cdot l^2}{8}$
Mpp = 0.208 Ton - m

2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA E IMPACTO

M s/c = P * b = 6.20 Ton - m
M s/c = 6.20 Ton - m



P = 11.5440474 (s/c + Impacto)
 16,000 Kb+0.3%



Momento total = **M = M pp + M s/c**
M = 6.413 Ton - m

3.0 DISEÑO POR SERVICIO

M = 6.413 Ton - m

fy = 4200 Kg/cm²
 fc = 280 Kg/cm²
 fc = 0.4*fc = 112 Kg/cm²
 fs = 0.4*fy = 1680 Kg/cm²
 r = fs / fc = 15
 Es = 200000 Kg/cm²
 Ec = 15,000 (fc)/(1/2) = 250998.008 Kg/cm²
 n = Es/Ec >= 6 = 7.968190729
 Usar n = 8
 k = n / (n + r) = 0.347826087
 j = 1 - k / 3 = 0.884057971
 fc)*k = 34.43982357

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio **Ms = Mo + M1 + M2**
Ms = 6.413 Tn-m/m
 El peralte mínimo es :
 $d = (2*Ms/(fc)*k*b)^{1/2}$
d req. = 19.298 cm

considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de estribo de fierro de $\phi=3/8"$ (0.953 cm), el peralte será como máximo :

recubr. = 2.540 cm
 estribo = 3/8 = 0.953 cm
d asum. = 58.254 cm
 Se debe cumplir d asum. > d req. **VERDADERO BIEN**

DISEÑO POR SERVICIO

As = Ms/(fs)*d
 verificando la cuantia minima
 As mín = 14*b*d/fy
 As mín < As **VERDADERO BIEN**
Tomamos As = 7.412 cm²/m
As = 7.412 cm²/m

Si consideramos acero 5/8" **Ap = 1.979 cm²**

Usar acero 5/8" 3.74 barras

Entonces se tiene que se usara acero de 5/8" 4 barras de acero de 5/8"

4.0 DISEÑO POR ROTURA

1.0 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$$M_{\pm} = 1.25 M_o + 1.75 (M_L + M_D)$$

$$A_s = M / (\phi^* f_y (d - a/2))$$

$$M_u = \phi^* f_c b^* d^2 \omega (1 + \omega/1.70)$$

$$\omega_1 = (1.7 + (1.7^2 - 4 * (1.7 * M_u / (\phi^* f_c b^* d^2)))^{0.5}) / 2$$

$$\omega_2 = (1.7 - (1.7^2 - 4 * (1.7 * M_u / (\phi^* f_c b^* d^2)))^{0.5}) / 2$$

$$\omega = \rho^* f_y / f_c$$

$$M_{\pm} = 11.119 \text{ Tn-m}$$

$$a = A_s^* f_y / (0.85^* f_c^* b)$$

$$\rho = A_s / (b^* d)$$

$$30420$$

$$0.36550412$$

$$\omega_1 = 1.646296$$

$$\rho_1 = 0.109753$$

$$\omega_2 = 0.053704$$

$$\rho_2 = 0.003580$$

$$A_{s1} = 159.838 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 5.214 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,u} = 5.214 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.92 \text{ cm}$$

Usamos:

verificando la cuantía mínima

$$A_{s \text{ mín}} = 14^* b^* d^* f_y$$

$$A_{s \text{ mín}} < A_s$$

Tomamos

$$A_{s \text{ mín}} = 4.854 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VERDADERO BIEN

$$A_{s,u} = 5.214 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\phi} = 1.979 \text{ cm}^2$$

Usar acero 5/8"

2.63 barras

Entonces se tiene que se usara acero de 5/8" 3 barras de acero de 5/8"

Distribución del Acero

Si consideramos acero 5/8"

$$A_{\phi} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{barras}} = 1.59 \text{ cm}$$

$$\# \text{ barras} = 2.634 \text{ barras}$$

$$\# \text{ barras} = 3.000$$

$$\# \text{ barras} = 3 \text{ barras en } 1 \text{ capas}$$

$$A_s = 5.938 \text{ cm}^2$$

La distancia entre barras paralelas será no menor que:

$$1.5 \phi_{\text{barras}} = 2.38 \text{ cm}$$

$$1.5 \text{ T.M. agregado} = 2.38 \text{ cm}$$

$$\text{distancia entre barras} = e_h = 2.38 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento lateral} = \text{rec} = (2^*) = 4.78 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{estribo}} = 3/8 = 0.95 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho mínimo de la viga } b = 2^* \text{rec} + 2^* \phi_{\text{est}} + (\# \text{ barras} - 1)^* e_h + \# \text{ barras}^* \phi_{\text{barra}}$$

$$\text{Ancho mínimo de la viga } b = 20.9804 \text{ cm}$$

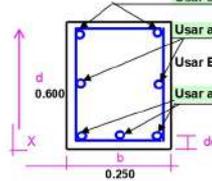
VERDADERO BIEN

Usar acero 5/8" 2 barras de 5/8"

Usar acero 1/2" 2 barras de 1/2"

Usar Estribo de 3/8" @ 0.15

Usar acero 5/8" 3 barras de 5/8"



CALCULO DEL FLETE

Mejoramiento y rehabilitacion puente carrozable Tahuayo Bajo Uruya

DESCRIPCION INSUMO	UND	CANT.	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG	540.24	1.00	540.24
ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG	505.77	1.00	505.77
CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG	109.20	1.00	109.20
ALAMBRE NEGRO N°8	KG	16.33	1.00	16.33
CLAVOS PARA CALAMINA	KG	10.00	1.00	10.00
PLANCHA DE FIERRO E= 1/4"	M2	5.20	50.00	260.00
ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	KG	19,300.73	1.00	19,300.73
JUNTA METALICA	M	8.20	20.00	164.00
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	7,047.72	42.50	299,528.10
NEOPRENE	PZA	4.00	20.00	80.00
NIVEL	DIA	5.20	10.00	52.00
TEODOLITO	DIA	5.20	10.00	52.00
SOLDADURA "CELLOCORD A.P."	KG	16.96	1.00	16.96
MADERA NACIONAL P/ENCOFRADO-CARP	P2	1,000.00	2.00	2,000.00
MADERA TORNILLO O SIMILAR	P2	2,478.03	2.00	4,956.06
PINTURA ESMALTE SINTETICO	GLN	1.00	7.00	7.00
PINTURA ESMALTE SINTETICO CPP	GLN	3.24	7.00	22.68
PINTURA ANTICORROSIVA	GLN	3.80	7.00	26.60
PLANCHA ACERO 1.3mm x 1.22m x 2.40m	PLN	3.00	10.00	30.00
CALAMINA # 25 DE 1.83m X 0.83m X 2.5mm	PLN	25.00	6.00	150.00
TUBERIA DE F°G° Ø 3"	M	129.60	10.00	1,296.00
TUBERIA PVC SAL 2"	M	20.49	1.00	20.49
TUBERIA DE Ø 2" PVC SAP	UND	12.00	10.00	120.00
PLACA ACRILICA	UND	1.00	5.00	5.00
PINTURA ESMALTE SINTETICO	GLN	1.00	7.00	7.00
PINTURA ESMALTE SINTETICO CPP	GLN	5.04	7.00	35.28
PINTURA ANTICORROSIVA	GLN	5.60	7.00	39.20
PLANCHA ACERO 1.3mm x 1.22m x 2.40m	PLN	3.00	10.00	30.00
CALAMINA # 25 DE 1.83m X 0.83m X 2.5mm	PLN	25.00	6.00	150.00
TUBERIA DE F°G° Ø 3"	M	201.60	10.00	2,016.00
TUBERIA PVC SAL 2"	M	43.77	1.00	43.77
CLAVOS	KG	9.00	1.00	9.00
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	224.83	42.50	9,555.28
TABLERO DE 4"X12"X12'	UND	50.00	96.00	4,800.00
PALOS REDONDOS	PZA	18.00	1,500.00	27,000.00
MADERA 2"X4"X8'	PZA	36.00	15.00	540.00
MADERA ROLLIZA Ø 6"	M	63.00	75.00	4,725.00
CLAVOS	KG	0.50	1.00	0.50
CLAVOS PARA CALAMINA	KG	0.50	1.00	0.50
LADRILLO TUBULAR DE 12X18X24 CM	UND	500.00	2.00	1,000.00
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	3.00	42.50	127.50
GUANO VACUNO	M3	1.80	200.00	360.00
PLANTONES	UND	200.00	3.00	600.00
MADERA TORNILLO O SIMILAR	P2	50.00	2.00	100.00
PINTURA ESMALTE	GLN	0.25	7.00	1.75
CALAMINA # 25 DE 1.83m X 0.83m X 2.5mm	PLN	6.00	6.00	36.00
			PESO TOTAL	380,445.94

FLETE TERRESTRE PUCALLPA-PUENTE TAHUAYO BAJO URUYA **15,217.84**

	Costo viaje	Costo por kilo	
Carro de 10 tn- costo por viaje s/.	400.00	0.04	15,217.84

FLETE RURAL (CARGUIO Y DESCARGUIO) **3,804.46**

Capacidad de una persona 50kg	0.50	0.01	3,804.46
-------------------------------	------	------	----------

COSTO TOTAL DE FLETES **19,022.30**

CALCULO DE MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO

COSTO DE MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO EN UNIDADES

ITEM	UNIDAD BASE PARA EL CALCULO	PESO/UND	CANTIDAD	PESO TOTAL (KG)
1.00	Mezcladora de concreto de 11 p3	2,200.00	1.00	2,200.00
2.00	Motobomba 10 HP 4"	295.00	1.00	295.00
3.00	Vibrador de concreto de 4HP 1.5"	50.00	1.00	50.00
4.00	Soldadora Elect. Monof. Alterna 225 Amp	90.00	1.00	90.00
5.00	Rodillo Liso Autop. 70-100 HP 7-9 T	8,000.00	1.00	8,000.00
6.00	Cargador Frontal CAT 960	16,585.00	1.00	16,585.00
7.00	Tractor CAT D6G	16,000.00	1.00	16,000.00
TOTAL				43,220.00

	P.UNITARIO	N° VIAJES	S/. PARCIAL
Flete Terrestre x Viaje Camion Plataforma de 18 toneladas (Pucallpa - Tahuayo - Bajo Uruya)	S/. 1,100.00		
P. Unit. / Kg. = (Costo/viaje) / (Peso/ Viaje) S/.1100.00 / 18,000 Kg. =	0.061		
	43,220.00Kg. x S/. 0.061/Kg.		2,636.42
 COSTO TOTAL MOV. Y DESMOVILIZACION	S/. 2,636.42	2.00	S/. 5,272.84

