

1. CONDICIONES GENERALES

1.1. Antecedentes

El departamento de Tarija ha demostrado en los últimos años un gran dinamismo, reflejado por ejemplo en el incremento de su tasa de crecimiento poblacional y en el aumento de su tasa de crecimiento del Producto Interno Bruto, sin embargo se debe mencionar que el porcentaje de migración y el abandono a tierras potencialmente productivas en zonas rurales, toda vez que estas migraciones anuales alcanzan cifras considerables y que estas zonas están siendo abandonadas, no por falta de producción, sino por falta de infraestructura de apoyo a la misma, por falta de medios económicos y por la falta de vinculación caminera y aislamiento en que se encuentran. El municipio de Villa San Lorenzo, está ejecutando la apertura y construcción de nuevos accesos para mejorar la calidad de vida de los estudiantes y los comunarios de las diferentes comunidades de sus diez distritos. Con lo cual se pretende aumentar el desarrollo de la población tarijeña tanto del área rural generando producción y mejor educación en los niños y jóvenes como de la ciudad de Tarija generando mayor ingreso de materia prima al mercado como producción de productos para la canasta familiar.

1.2. El problema.

Los caminos vecinales, para muchas comunidades son de vital importancia, ya que viene a constituirse en el medio más importante para el desarrollo e integración de las mismas. Con la existencia de caminos vecinales los productores podrán comercializar su producción excedentaria a los diferentes mercados de abasto, y de esta manera, incrementar sus ingresos económicos por la venta de sus productos. Sin embargo, esta posibilidad se ve frustrada ya que actualmente las Comunidad Carachimayo norte no cuentan con una infraestructura caminera transitable en toda época del año con conexión a los principales mercados de comercialización; ya que la infraestructura existente es una senda en pésimas condiciones y en estado intransitable, además de tener que a travesar el río Carachimayo en el (Cruce Carachimayo Norte y La Hondura) que en épocas de crecidas conllevan caudales importantes. Por lo que las familias se ven obligadas a trasladarse caminando o en caballo hasta la Comunidad de Carachimayo Centro, para luego tomar un medio automotor para transportarse.

Por otro lado, los estudiantes de Carachimayo Norte y La Hondura no pueden asistir al núcleo escolar en épocas de crecida porque antes de llegar al mismo se encuentra el río Carachimayo. Lo que ocasiona que éstos tengan un pésimo aprovechamiento escolar en estas épocas, e incluso los estudiantes no asisten al colegio en estas épocas.

En este sentido las Comunidad Beneficiarias con la Construcción del Puente vehicular sobre el Río Carachimayo, solucionarían los problemas de educación y largos tiempo de viaje, la necesidad de integración con las comunidades adyacentes y demanda de los agricultores de la zona de una vía de comunicación, propicia a que sus habitantes puedan visitar pueblos vecinos y viceversa, esto permite que exista comunicación entre pueblos dándose lugar al intercambio cultural, social y económico entre los mismos; además se debe pensar que siendo los productos del área rural el principal sustento de las familias campesinas, es de suma importancia para los productores el acortar y mejorar los largos y penosos viajes a lomo de animales que realizan con sus productos, para llegar muchas veces, no a los mercados principales, sino a mercados intermedios donde los productos se venden a menores precios; por lo tanto toda región pueda elegir libremente los mercados de consumo que más le convenga y movilizarse en cualquier época del año.

1.3. Objetivos.

El presente proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.3.1. Objetivo general.

- El objetivo general del proyecto es realizar el “*Diseño Estructural de un Puente Vehicular en el cruce Carachimayo Norte y La Hondura*”, para superar el problema que ocasiona dicho río especialmente en épocas de lluvia, garantizar la seguridad de tráfico automotriz y peatonal y cubrir la necesidad de los beneficiarios dándole mayores oportunidades de trabajo educación, comunicación, transitabilidad, producción y de alguna manera mejorar las condiciones de vida.

1.3.2. Objetivos específicos.

Los objetivos específicos que persigue este proyecto son los siguientes:

- Realizar la ingeniería básica del proyecto.

- Realizar el estudio hidrológico de toda la cuenca de aporte del río Carachimayo.
- Realizar el estudio y diseño teórico a detalle de hormigón armado para la superestructura tanto tablero, vigas y como así también los accesorios del mismo.
- Realizar el estudio y diseño teórico de la infraestructura del puente.
- Realizar el estudio y diseño de obras complementarias y defensivos para garantizar la estabilidad y seguridad de la obra.
- Elaborar los planos a detalle de toda la estructura del puente con todas sus especificaciones de cada elemento estructural del mismo.
- Determinar los costos y plazos de ejecución del proyecto.
- Realizar las especificaciones técnicas para la construcción del puente.

1.4. Justificación

La planificación de vías de comunicación como alternativa de mejoramiento económico, es indispensable en toda región por el impacto que éstas producen en el desarrollo de los pueblos, por la incidencia que representa el transporte en el costo de los productos y en la conservación de los mismos, lo que se hace notable bajo la influencia del mejoramiento o construcción de una vía de acceso que permita mejorar la educación, economía, deporte con el flujo de tránsito peatonal hacia los mercados de consumo, unidades educativas, y centros deportivos en toda época del año.

Una de las razones que justifican el estudio de un puente sobre el Río Carachimayo radica básicamente en que los habitantes o familias y particularmente los estudiantes requieren un camino vehicular estable transitabilidad durante todo el año, y en especial en épocas de crecidas, con el objeto de acceder a una mejor educación, y condiciones económicas para poder comercializar sus productos tanto agrícolas como pecuarios, y con estos mismos ingresos poder acceder a otros productos que no se producen en la zona y de esta manera poder tener una alimentación más balanceada y equilibrada.

Así mismo, la construcción del puente sobre el Río Carachimayo, facilitará a los comunarios a trasladarse a los centros de atención médica, cuando se presenten emergencias, ya que las comunidades no cuentan con servicios de salud.

También podemos mencionar que las poblaciones tienen una producción excedentaria que no es consumida por los productores, lo que implica que este excedente de producción necesita ser comercializada. Para poder comercializarse se requiere contar con accesos en

toda época del año y comercializar los productos tanto agrícolas como pecuarios y lácteos hacia los mercados de abasto tanto interprovinciales como departamentales. Al contar con una estructura vial que conecte las provincias con los centros de abasto o a los diferentes mercados son comercializados en buen estado, directamente al consumidor final o al intermediario final, y de esta manera también se reducen las pérdidas de post cosecha por la comercialización de los productos en el tiempo adecuado.

1.4.1. Justificación social.

La construcción del proyecto puente vehicular sobre Rio Carachimayo, facilitara el flujo normal, seguridad y confort de los vehículos y peatones, durante las diferentes épocas del año, en especial en la temporada de lluvia

1.4.2. Justificación técnica.

Lo que se pretende con el proyecto es mejorar las condiciones de vida y mejorar flujo vehicular actual, que se ve limitado en las épocas de lluvia. Con la construcción de un puente vehicular se eliminarán los obstáculos mencionados y dará viabilidad al flujo vehicular y peatonal.

1.4.3. Justificación económica.

Con la realización del presente proyecto se pretende resolver el problema y obstáculos que ocasiona el rio Carachimayo en las diferentes estaciones del año, logrando así una solución económicamente justificable por lo siguiente:

Permitir la transitabilidad del tráfico vehicular y peatonal constante y permanente en cualquier época del año.

Se optimizarán los tiempos de transporte y se logrará una rápida atención a las demandas tanto en comunicación, salud, educación y otras necesidades que los habitantes beneficiada así lo requiera.

1.4.4. Justificación ambiental

El desarrollo del proyecto pretende evitar y mitigar en tanto y cuanto sea posible los efectos adversos que se desarrollen en la construcción de esta obra civil, haciendo que ésta interactúe con el medio ambiente, por tal circunstancia se realizará un estudio detallado del impacto ambiental que puede provocar el proyecto, determinando reducir a lo mínimo posible dichos impactos y no se permita perjudicar el medio ambiente durante y después de la construcción del proyecto.

1.5. Alcance del proyecto.

Para definir el alcance del presente proyecto se realizará un análisis de alternativas de acuerdo a las observaciones y estudios previos realizados.

1.5.1. Análisis de alternativas.

Está definido por la ingeniería básica (ubicación, crecida máxima y trazo vial de los accesos). Emplazamiento del puente en el plano topográfico, se obtuvo una longitud de 17,10 m, para lo cual se plantean diferentes alternativas de tipo estructura que pueden adaptarse en nuestro caso. Se han formulado tres tipos de estructuras que son los más empleados para puentes vehiculares de similares características que se pueden ajustarse al sitio de emplazamiento.

Se plantea un puente con vigas rectangulares de hormigón armado simplemente apoyado, puente con vigas I de hormigón pretensado simplemente apoyado y un puente en arco de hormigón armado con tablero inferior.

1.5.1.1. Descripción de las alternativas

a) Puente con vigas rectangulares de hormigón armado simplemente apoyado.

Esta solución estructural está constituida por vigas llenas de sección rectangular de hormigón armado trabajando en sección T con la losa del tablero, debido a la acción monolítica viga-losa.

La losa es principalmente armada en el sentido normal al tránsito, con armadura de distribución en el sentido longitudinal.

Este tipo de puente viene a constituirse en la solución más corriente (por economía) para luces comprendidas entre 5 y 20 m. Para luces mayores a 20 m generalmente se utilizan vigas de hormigón pretensado, por cuanto dan soluciones más económicas.

Recomendaciones de los libros.

Cuadro N°1

Puentes de hormigón armado.

Se obtienen estructuras mucho más económicas en función de la luz del puente.

Tipo de estructura	Puentes de H°A°	
Puentes simplemente apoyado	10-20 m	Pág. 32 Puentes de H°A° de Roberto O. Cudmani
Puentes simplemente apoyado	10-16 m	Pág. 57 Fritz Leonhard tomo VI
Puentes simplemente apoyado	12-20 m	Pág. 97 Puentes de H°A° Ing. Hugo Belmonte V. Edición 2010

Ventajas y Desventajas

Las principales ventajas de éste tipo de puentes son las siguientes:

- Son más rígidos y tienen menos vibraciones.
- Los puentes de hormigón, no requieren mayor conservación.
- Utilizan los materiales de la región

Su principal desventaja, puede ser que requiere obra falsa o cimbra, la cual debe permanecer en el sitio hasta que el hormigón alcance su fraguado. Además los tramos de luz que se pueden cubrir son menores por lo que exige mayor número de apoyos intermedios.

b) Puente con vigas I de hormigón pretensado simplemente apoyado

Este tipo de puente es similar a la alternativa anterior, con la diferencia que está compuesta por vigas de hormigón pretensado trabajando monolíticamente la losa con la viga. Con ésta alternativa se obtienen vigas de mayor luz frente a las de hormigón armado ya que para tramos simplemente apoyados con luces mayores a los 20 metros se obtienen estructuras más baratas, la luz económica para esta alternativa que es mayor a 20 m, llegando a salvar luces de hasta 30 y 40m.

Cuadro N°2

Recomendaciones de los libros.

Puentes de hormigón armado con vigas I de hormigón pretensado

Tipo de estructura	Puentes de H°A°	
Puentes simplemente apoyado	25-40 m.	Pág. 32 Puentes de H°P° de Roberto O. Cudmani
Puentes simplemente apoyado	>24 m.	Cap. 8 Fritz Leonhardt tomo VI
Puentes simplemente apoyado	>20 m.	Pág. 134 Puentes de H°P° Ing. Hugo Belmonte V. Edición 2010

Ventajas y Desventajas

Las principales ventajas de éste tipo de estructura son las siguientes:

- Se aprovecha toda la sección de la viga, para que trabaje a compresión o a compresión combinada con una pequeña tracción admisible. Aprovechando al máximo el hormigón ya que recordemos que éste material resiste prácticamente solo compresión.
- Control de agrietamiento por lo que las vigas y todo el sistema tiene un mejor comportamiento bajo cargas de servicio.
- Se utilizan hormigones de mayor resistencia en comparación al hormigón armado, logrando obtener vigas de menores dimensiones, siendo por lo tanto más livianas, el ahorro de hormigón es del orden del 20%
- No se requiere de obra falsa o cimbra.
- Menor tiempo de ejecución de la obra, por la prefabricación de las vigas es menor.
- El hormigón pretensado ofrece una gran seguridad, ya que en el momento del tesado se tiene una prueba de carga del material, porque en ese momento se lo somete a una de sus máximas sobrecargas.

Las principales desventajas radican en:

- La colocación de las vigas en su posición final, que requiere de equipo especial.
- El desplazamiento del equipo de tesado y de inyección de mortero hasta el sitio de la obra.
- La utilización de hormigones de alta resistencia, por lo que se requiere de un mayor control de éste material.
- Requiere de mano de obra especializada.

c) Puente en arco de hormigón armado con tablero inferior.

Un puente en arco es un puente con apoyos en los extremos de la luz, entre los cuales se hace una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. El tablero puede estar apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos de puentes.

Cuando se trata de un puente cuyo acceso o rasante es muy baja como en nuestro caso y por razones de estética se desea construir un puente en arco, la solución será un puente en arco con tablero inferior, en el cual todas las péndolas trabajan a tracción, donde los esfuerzos horizontales de empuje en los apoyos se ven reducidos por la acción de tirante del tablero.

Ventajas y Desventajas

Las principales ventajas de éste tipo de estructura son las siguientes:

- Cuando la luz a cubrir es grande, el arco es una solución adecuada, porque permite un mejor aprovechamiento de los materiales como es del hormigón por su alta resistencia a compresión evitando generalmente el problema que representa la construcción de apoyos intermedios.
- Cuando el terreno de fundación es resistente, puede absorberse el empuje de arco con fundaciones de costo reducido.
- Por lo general los puentes en arco son más económicos cuando cubren luces que van desde los 45m a los 65m aunque se ha construido puentes en arco que cubren mayores luces.
- Estéticamente los puentes en arco tienen mejor aspecto y un mayor impacto que armoniza con el entorno.

Las principales desventajas residen en:

- El proceso de construcción en sí, encarece la obra, especialmente en lo que a encofrado se refiere.
- En el caso de hormigón, debe prestarse atención a las deformaciones por contracción, temperatura y fluencia lenta,
- Requieren por lo general de buenos terrenos de fundación que puedan soportar el gran empuje horizontal que generan producto de las cargas que soportan.
- Las cimentaciones pueden resultar costosas cuando se cuentan con no muy buenos terrenos de fundación.

- Requieren por lo general de una mayor cantidad de materiales para su construcción así como de un mayor tiempo de ejecución.

1.5.1.2. Análisis Técnico y Económico

En las alternativas planteadas se consideran los siguientes aspectos técnicos y económicos de importancia en la toma de decisión.

✓ Comportamiento Hidráulico

Que la subestructura sea lo más reducida posible para minimizar la obstrucción de la corriente y obtener así un mejor comportamiento hidráulico disminuyendo los riesgos que representa la socavación para la estructura.

Siguiendo esta premisa la alternativa de puente de vigas de hormigón armado resulta más viable porque al tener una longitud de 17,10 m. las secciones son reducidas quitándole menos sección a la corriente del río además cómo se tiene una deficiencia en la profundidad del río se requiere que las vigas no sean muy altas y de esa manera cumplir con la norma que requiere de una revancha mínima de 1,50 m.

✓ Metodología constructiva

La alternativa de puente en arco de hormigón armado y puente con vigas de hormigón pretensado representan mayor complejidad ya que el arco necesita de mayor cantidad de encofrado o cimbras para su construcción y el hormigón pretensado requiere de un control riguroso y de un equipo especializado en su proceso de construcción.

✓ Durabilidad

Debido a ser hormigón armado no requiere de un mantenimiento riguroso para cumplir con el servicio para el cual se diseña ya que el mismo resiste adecuadamente a la intemperie por lo cual este tipo de estructura tiene una durabilidad considerable al ser compuestos de hormigón y acero.

✓ Funcionalidad y seguridad

Todas las alternativas propuestas para el proyecto son funcionales ya que todas garantizan la continuidad del tránsito vehicular del camino en el cruce del río. Las alternativas son

seguras ya que uno de los parámetros principales en el diseño de toda estructura es la seguridad así como también la estabilidad.

✓ **Economía**

De acuerdo a la envergadura de la obra se busca que la misma sea lo más económica posible cumpliendo todos los márgenes de seguridad por lo cual se realiza un análisis de algunas obras realizadas.

- Puente vehicular de losa de hormigón armado y viga de hormigón pretensado el cual se considera un costo aproximado de 64000 Bs/m por 18 m de luz se tiene un costo de 1152000Bs. proyecto inviable (económicamente y financieramente, técnicamente se dificulta debido a los equipos para el pretensado y las grandes pérdidas que se generan en la estructura).
- Puente vehicular de losa y viga de Hormigón Armado de sección transversal de 4 m tiene un costo aproximado 44832 Bs/m por 18 m de luz se tiene un costo de 806976 Bs. alternativa más viable (económicamente y financieramente estéticamente obra tradicional técnicamente estructura compuesta durabilidad mínima 30 años).
- En cuanto a las estructuras en arcos estas son demasiadamente caras que no ameritan un análisis para luces pequeñas.

Estos valores nos dan una idea referencial del costo por metro lineal para el proyecto, por lo que se puede evidenciar que la alternativa más económica resulta el puente con vigas y losa de hormigón armado.

1.5.1.3. Selección de la alternativa

La mejor alternativa es aquella que no modifique el entorno donde se va emplazar

La selección de la alternativa esta en función principalmente en el costo comportamiento hidráulico, facilidad de la construcción y tiempo de ejecución.

De acuerdo a los parámetros de análisis mencionados es evidente que la alternativa más viable desde cualquier punto de vista el diseño estructural de un puente vehicular con vigas rectangulares y losa de hormigón armado simplemente apoyado.

1.5.2. Aspectos generales.

De acuerdo a la alternativa escogida en el perfil la cual es el diseño estructural de un puente vehicular simplemente apoyado sin pila central de tipo viga losa de hormigón con una infraestructura compuesta por estribos los cuales tendrán la función de recibir y transmitir la carga muerta y viva de la estructura hacia el suelo, además estos estribos tendrán un muro de protección y encauce del río ya que en la zona de emplazamiento el agua llega con mucha velocidad. El puente a diseñar tendrá una sección longitudinal aproximada de 17,10 m, con una sección transversal de 4 m con un solo carril de acceso.

1.5.3. Resultados a Lograr.

Para la formulación de los resultados a lograr de acuerdo a la información recopilada, se plantea:

- Recopilación, análisis y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de San Lorenzo, Instituto Geográfico Militar internet, libros de puentes y suelos e información proporcionados por los docentes expertos en la materia.
- Visitas a la comunidad Carachimayo Norte y La Hondura, para verificar la información recopilada. De manera de validar la información proporcionada de otra fuentes.
- Estudio hidrológico, con el cual se determinarán los caudales de diseño que aseguren las obras tanto a nivel funcional como la de brindar seguridad a las mismas.
- Un diseño y cálculo estructural, que permita diseñar la estructura del puente, para que la misma trabaje de manera eficiente.
- Elaboración de planos a detalle para: la superestructura, infraestructura y otras obras complementarias al puente y sus detalles.
- La elaboración del presupuesto de obra como de un cronograma de actividades que nos proporcione el costo y el tiempo necesarios para su ejecución

1.5.4. Aporte académico del estudiante.

El aporte que mi persona como estudiante propone es el siguiente:

- Realizar una comparación económica de la superestructura de un puente tipo Viga Losa con un puente tipo Losa y además de la comparación del Galibo para ambas estructuras.

1.6. Localización.

El presente proyecto se ubica geográficamente en el departamento de Tarija el mismo que se encuentra al sur de del país, cuenta con una superficie de 37623 Km², está constituido por seis provincias: Cercado, Méndez, Avilés, Arce, O'Connor y Gran Chaco.

La provincia Méndez se sitúa al noreste del departamento de Tarija, entre los Paralelos 20°56' y 21°36' de Latitud Sud y los 64°05' y 65°13' de Longitud Oeste, abarca una extensión de 4861 Km². Políticamente y administrativamente se halla dividida en dos secciones municipales, San Lorenzo y El Puente.

La primera sección de la provincia Méndez que corresponde al municipio de San Lorenzo se encuentra ubicado al este de la provincia, entre los paralelos 20°57' y 21°36' de Latitud Sud y 64°25' y 64°58' de Longitud Oeste. Limita al norte y al oeste con el departamento de Chuquisaca, al este con las provincias de Cercado y O'Connor y al sur con las provincias de Cercado y Avilés.

La comunidad Carachimayo Norte se encuentra ubicado entre los paralelos 21°18'14,75" de Latitud Sud y 64°43'28,66" de Longitud Oeste. Lugar donde se halla ubicado el presente proyecto el cual más específicamente está ubicado en las coordenadas 7643225 en dirección Norte, 321067 en dirección Este a una altura de 2235 m.s.n.m. Comunidad que se encuentra en la primera sección de la provincia Méndez del departamento de Tarija – Bolivia.

Figura N°1
Ubicación del área de proyecto en el departamento Tarija



1.6.1. Información Socioeconómica del proyecto.

La información con la que se cuenta del proyecto fue recopilada del municipio de San Lorenzo el cual fue elaborado hasta la gestión 2012.

1.6.1.1. Aspectos demográficos.

➤ Población del área de influencia.

La población beneficiada está constituida por familias e individuos que se servirán del proyecto y generalmente se ubican en ambos lados del río Carachimayo y se ven dificultados de transportarse y trasladar su producción a los mercados de consumo en épocas de lluvia debido a las crecidas del río, obstruyendo temporalmente todo el contacto entre habitantes de la zona y los mercados de consumo. De ahí que la población beneficiaria directa alcanza a 520 personas aglutinadas en 2 comunidades Carachimayo Norte y La Hondura.

Puntualmente el proyecto Beneficiará a 103 Familias.

➤ Lenguajes que hablan.

Los habitantes del área de influencia del proyecto alcanzan a 520 habitantes que hablan el castellano, por lo que no existe ningún problema de comunicación y la educación es monolingüe. Son alegres y joviales, practican sus danzas al son de los instrumentos típicos como el erque, la caña, violín y la camacheña.

1.6.1.2. Aspectos económicos.

En cuanto a la economía de la gente al igual que el resto de los campesinos de nuestro departamento, son de escasos recursos que en su mayoría se dedican a la agricultura y ganadería en pequeñas cantidades al no contar con la ayuda necesaria de parte de los gobiernos.

➤ **Tenencia de tierra.**

La forma de la tenencia de tierra en el Municipio, se relaciona con el promedio de la Reforma Agraria, otorgando al productor el derecho de propiedad y uso de la tierra dentro de los márgenes establecidos por ley.

Una característica es la presencia de una variedad de tipos de propiedad, acorde al tipo de explotación y vocación agropecuaria de la zona. La parcelación continua de la tierra por efecto de la sucesión hereditaria, ha ocasionado en muchos casos la pérdida de títulos de propiedad afectando negativamente en la economía familiar.

Se pueden distinguir tres tipos de propiedad;

- Dotación por Reforma Agraria.
- Tierras Consolidadas
- Compra

➤ **Principales actividades económicas.**

La producción agrícola es la principal actividad económica de la población y se constituye en polo fundamental de la economía campesina, que permite generar márgenes para su comercialización.

En cuanto a la actividad agrícola, por lo general se emplea un sistema tradicional de cultivo, con técnicas rudimentarias e incipientes de trabajo por la dificultad de acceso a recursos económicos reducida superficie de terreno con que cuenta cada familia lo que imposibilita la adopción de técnicas mecanizadas.

El sistema de cultivo es de tipo familiar, y en algunos casos se realiza la contratación de jornaleros, especialmente para siembra y cosecha.

Por otro lado, se puede afirmar que parte de la producción local está destinada al consumo familiar, otra parte al almacenamiento para las próximas cosechas y el resto finalmente destinado a la venta.

La comercialización se realiza en forma directa en la ferias y en el mercado de la ciudad de Tarija o, por último se realiza vía intermediarios.

En cuanto a la crianza de ganado se considera como una actividad secundaria. La crianza de ganado vacuno es el más relevante y es utilizado como fuerza motriz y producción de leche, caprino como fuente de producción de estiércol y carne, el ovino como reserva de carne y lana: el porcino y aves como carne de consumo humano.

1.6.1.3. Aspectos sociales.

Los roles de los miembros de la familia están de acuerdo a las actividades que se desarrollan en la zona, entre los cuales se puede mencionar las siguientes actividades: agrícola, pecuaria, tareas domésticas, socioeconómicas y aquellas actividades que se dan en los tiempos libres.

Los hombres jefes del hogar generalmente llevan a cabo las actividades agrícolas, pero con el apoyo de la mujer y los niños. Sin embargo en algunos casos donde la mujer es el jefe es en el hogar, ésta se encarga de ejercer dichas actividades.

Debido a que la agricultura es la principal actividad en la zona, el hombre participa directamente en la misma preparando el terreno para el cultivo, siembra, labores culturales, riegos, cosechas, sanidad animal y limpieza. Sin embargo en aquellos hogares que el hombre migra, las mujeres o los jóvenes participan en las reuniones y demás actividades que se desarrollan en la zona.

1.6.2. Servicios básicos existentes.

➤ Agua potable.

Las comunidades rurales en su generalidad presentan condiciones de saneamiento ambiental deficientes. El agua en gran parte es insalubre lo que provoca enfermedades intestinales y parasitarias, que son las principales causas de morbi-mortalidad.

Del total de comunidades del municipio de San Lorenzo 54 cuentan con sistemas de abastecimiento de agua que representa aproximadamente el 72%. La distribución del agua mediante el sistema de red domiciliaria, se presenta en 18 comunidades, en las restantes 37 se realiza mediante una pileta pública o al interior de una unidad educativa.

En el caso de la comunidad de Carachimayo Norte la misma Cuenta con la instalación del sistema en su mayoría, pero las familias que se encuentran más dispersas no cuentan con

este servicio ya que es complicado la instalación del sistema por lo cual los mismos tienen que dirigirse a la unidad educativa de la comunidad para proveerse de agua.

➤ **Alcantarillado sanitario.**

En cuanto al alcantarillado sanitario existen series de deficiencia en saneamiento básico que traen consigo consecuencias de salud de la comunidad, principalmente en enfermedades infecto-contagiosas, como también contribuye a la contaminación ambiental.

En todo el municipio de las 76 comunidades de la sección, solo 2 cuentan con sistemas de alcantarillado sanitario y son pocas viviendas del área rural que cuentan con letrinas ya que se estima que solo el 21% de las viviendas del área rural cuentan con letrinas por lo que se podría decir que en la comunidad de Carachimayo Norte no se cuenta con este servicio.

➤ **Electricidad**

Referente al acceso al servicio de energía eléctrica, en el área rural, por una serie de factores tales como el elevado costo de los materiales del servicio, la precariedad de los equipos e instalaciones y finalmente la poca generación de energía dificulta y limitan la posibilidad de contar con este servicio por parte de los habitantes del campo.

De las 76 comunidades de la sección, según el diagnóstico del municipio cuentan con este servicio alrededor de 12 comunidades las cuales se encuentran en la parte baja de la sección. Asimismo se estima que la cobertura de este servicio es limitado principalmente en el área rural.

El área del proyecto 1 comunidad cuenta con el servicio completo de energía eléctrica y la segunda no cuenta en su totalidad.

➤ **Educación**

La educación formal del correspondiente al distrito V de educación, en la zona del proyecto cuenta con un solo núcleo el cual cuenta con 7 unidades educativas, de ahí que se afirma que la educación está cubierta en su totalidad.

Pero es importante mencionar que la unidad educativa tiene una distancia considerable a los hogares de los estudiantes rurales por lo que los mismos deben recorrer grandes distancias para recibir educación. Además es oportuno hacer notar que en el área de proyecto se cuenta con una unidad educativa la misma por lo cual los alumnos en épocas de lluvia se ven dificultados para acceder a recibir la enseñanza cotidiana, pero con la construcción del presente proyecto este problema se resolvería.

➤ **Salud.**

La zona de influencia es muy deficiente en cuanto al tema salud ya que no cuenta con ningún centro de salud por lo cual los mismos tienen que dirigirse a la comunidad más cercana es decir Carachimayo Centro.

2. MARCO TEÓRICO

El desarrollo del presente proyecto requiere de la aplicación de todos los conocimientos adquiridos en la formación como ingeniero los cuales son sustentados con un estudio teórico antes de la aplicación en cualquier trabajo ingenieril los cuales se desarrollan a continuación:

2.1. Levantamiento Topográfico.

2.1.1. Objetivos y Alcance.

El estudio topográfico deberá contar con los siguientes objetivos.

- Los trabajo de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y su efecto en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

- El estudio topográfico comprenderá el levantamiento topográfico general de la zona del proyecto documentado en planos a escala 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a cada 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río). También se definirá la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos con planos a escala 1:100 y 1:250 considerando curvas de nivel en intervalos de 1 m y con secciones verticales tanto en dirección transversal como longitudinal, en estos planos se indicarán las cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y termino de los tramos curvos.
- También deberá contar con un levantamiento a detalle del fondo de circulación del agua. Será necesario indicar en planos la dirección del curso del río y los límites aproximados de la zona inundable en condiciones de aguas máximas y mínimas.
- Ubicación e indicación de cotas y puntos de referencia, puntos de inflexión y puntos de inicio y fin de curva.

2.1.2. Instrumentación.

La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del puente y sus accesos con el área estudiada. Usualmente en nuestro medio se lo realiza con estación total, estacas, prismas, güincha, Brújula, etc.

2.1.3. Documentación.

La topografía de la zona donde se ubicara el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías.

Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos, la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.

2.2. Estudios de suelos.

Su objetivo es establecer las características geotécnicas, es decir la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

El estudio debe comprender exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

- Ensayos de campo en suelos y /o rocas.
- Ensayos de laboratorio de muestras de suelos y /o rocas extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones de suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación.

Como en nuestro caso se está en presencia de una roca de fundación se realizara un análisis de roca.

2.2.1. Ensayos de campo.

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación así como el perfil estratigráfico con

sondajes que estarán realizados en función de la longitud del puente, número de estribos pilares y longitud de accesos. Pueden considerarse los siguientes ensayos:

Ensayo de rocas:

- Ensayo de compresión uniaxial en roca débil.

2.2.2. Ensayos de laboratorio.

Los métodos usados en los ensayos de laboratorio deberán estar claramente referidos a normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los siguientes ensayos:

Ensayo de rocas:

- Determinación del módulo elástico.
- Ensayo de resistencia a la rotura.

2.2.3. Documentación.

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo lo siguiente:

- Exploración geotécnica. Indicación de sondajes y ensayos de campo y laboratorio realizados. Se indicaran las normas de referencias usadas para la ejecución de los ensayos. Los resultados de los sondajes deberán ser presentados con descripciones precisas de los estratos de suelos y/o rocas, clasificación y propiedades físicas de los suelos y/o roca.

Dada a las condiciones que no se tiene acceso a los equipos para realizar los estudios mencionados se recurre a la recavacion de información que proporcionan estudios realizados próximos a la zona de emplazamiento del proyecto de los cuales lo mas importante es obtener la clasificación del tipo de roca con el que cuenta esta zona de nuestro departamento con la cual se recurrirá a la norma en cuestión (AASHTO LRFD-2004) para obtener una resistencia admisible recomendada para el diseño de una estructura como la del proyecto. En nuestro caso recurrimos a la sección 10 de la norma mencionada donde encontramos la tabla C10.6.2.3.1-1- Presiones de contacto admisibles presuntas para zapatas. De donde se asumirá el valor admisible para una roca de las mismas características que la del proyecto es decir Lutita Pizarrosa en condiciones sanas.

2.3. Estudio hidrológico hidráulico.

Para el presente estudio se realizara mediante una recopilación de información pluviométrica que nos proporciona SENAMHI, además de recopilación de cartas geográficas de la zona de estudio y el área de aporte al mismo y por último se realizará la determinación del tirante hidráulico mediante la sección determinada por el estudio topográfico donde se analizarán los siguientes parámetros:

2.3.1. Precipitación máxima diaria.

La precipitación máxima diaria es aquella de mayor volumen que se genera en un determinado día del mes y ésta es independiente de las demás precipitaciones que ocurren en todo el mes, ésta nos proporciona generalmente el mayor escurrimiento en la cuenca ya que la misma se produce generalmente cuando el suelo ya se encuentra saturado. Esta precipitación es medida en mm/día.

2.3.2. Precipitaciones máximas de corta duración.

En las estaciones Pluviométricas de la zona solo se dispone de datos de la precipitación máxima diaria. Por lo cual se extrae el valor el máximo valor de las precipitaciones diarias del año hidrológico, datos con los cuales se tiene una serie de datos para cada estación.

Las lluvias máximas registradas en una estación de acuerdo a la experiencia, se distribución de acuerdo a una ley cuyo mejor ajuste se obtiene con la ley de Gumbell.

En este sentido, se calculan los parámetros respectivos para cada serie: La media aritmética, la moda, la desviación estándar y la característica. Factores que se determinan mediante fórmulas estadísticas.

Como se tiene varias estaciones se procede a calcular los parámetros estadísticos ponderados:

2.3.2.1. Moda ponderada.

La moda ponderada es un parámetro estadístico que nos permite determinar la precipitación diaria más reiterativa pero en función a los datos que la serie está proporcionando por lo cual resulta de la relación entre la suma de los productos de la moda de cada serie con la

cantidad de datos de cada serie entre la suma total de los datos de todas las series matemáticamente se expresa de la siguiente manera:

$$E_d = \frac{E_1 * n_1 + E_2 * n_2 + \dots + E_n * n_n}{n_1 + n_2 + \dots + n_n} \dots\dots\dots (2.3.1)$$

Dónde:

E_d : Moda ponderada (mm).

E_i : Moda de cada serie (mm).

n : Número de datos de la serie.

2.3.2.2. Característica Ponderada.

La característica ponderada es un parámetro estadístico que nos permite determinar la influencia de cada serie en función a la cantidad de datos, matemáticamente se expresa de la siguiente manera.

$$K_d = \frac{K_1 * n_1 + K_2 * n_2 + \dots + K_n * n_n}{n_1 + n_2 + \dots + n_n} \dots\dots\dots (2.3.2)$$

Dónde:

K_d : Característica ponderada (mm).

K_i : Característica de cada serie (mm).

n : Número de datos de la serie.

Con los parámetros calculados y aplicando la expresión modificada de Gumbell se determina la precipitación máxima diaria para un determinado periodo de retorno:

$$h_{dT} = E_D * (1 + K_d * \log T) \dots\dots\dots (2.3.3)$$

Dónde:

h_{dT} : Altura de precipitación máxima diaria (mm).

T : Periodo de retorno (años).

Para el cálculo de las lluvias, en periodos de tiempos diferentes a las diarias, se usa la ley de regresión de valores modales dentro de la cual se conoce un punto, el valor modal de la lluvia diaria.

$$h_{tT} = E_d * \left(\frac{t_i}{t_d}\right)^\beta \dots\dots\dots (2.3.4)$$

La expresión anterior es válida para valores de t mayor e iguales a 2 horas.

La duración de la lluvia diaria es menor a las 24 horas y al no disponerse de datos pluviográficos se adopta la equivalencia del tiempo de lluvia diaria a un tiempo de 12 en el presente proyecto ya que el área de la cuenca es 44,892 Km².

Se adopta también el exponente de coeficiente angular de $\beta = 0,2$ que nos da la pendiente de la recta de los valores modales mayores a 2 horas.

Finalmente se obtiene la ecuación que nos permite determinar la precipitación máxima correspondiente a cualquier duración t .

$$h_{tT} = E_d * \left(\frac{t_i}{t_d}\right)^\beta * (1 + K_d \log T) \dots\dots\dots (2.3.5)$$

Dónde:

h_{tT} : Precipitación máxima correspondiente a la duración t horas.

E_d : Valor modal de la precipitación máxima diaria.

t_i : Tiempo en horas.

t_d : Equivalencia de lluvia diaria para cuencas mayores 20 Km² es 12 horas.

β : Coeficiente angular que varía de 0,2 a 0,3 por seguridad se adopta 0,2 ya que maximiza la precipitación.

2.3.3. Estudio de crecidas.

La estimación de crecidas en la cuenca del río Carachimayo, se efectúa mediante la aplicación de métodos semi empíricos y empíricos basados en el modelo de precipitación escorrentía donde se asume que la duración de la lluvia será igual al tiempo de concentración expresado en horas. Se considera las precipitaciones máximas determinadas anteriormente.

2.3.3.1. Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una gota de agua, situada en el punto más alejado en alcanzar el punto de desagüé de la cuenca. Constituye una de los parámetros más importantes en los modelos de precipitación – escorrentía, pues la duración de la tormenta de diseño se define en base al mismo.

Existen numerosas expresiones para determinar el tiempo de concentración, algunas expresiones que se utilizaron para determinar el tiempo de concentración se ha propuesto las siguientes formulas empíricas que se muestran a continuación:

Fórmula de giandotti.

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1.5 * L}{25 .3 * J * L} \dots\dots\dots (2.3.6)$$

Fórmula californiana

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77} \dots\dots\dots (2.3.7)$$

Fórmula ventura y Heras

$$T_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{J}} \dots\dots\dots (2.3.8)$$

Fórmula Temez

$$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76} \dots\dots\dots (2.3.9)$$

Fórmula kirpich

$$T_c = 0.871 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \dots\dots\dots (2.3.10)$$

Dónde:

T_c : Tiempo de concentración (hr).

L : Longitud del cauce principal (Km).

J : Pendiente media (m/m).

H : Desnivel (m).

A : Área de la cuenca (Km²).

2.3.3.2. Método Racional.

Esta técnica es la más usual en nuestro medio, debido a su aparente simplicidad, la forma más conocida de la fórmula racional es la siguiente:

$$Q_p = \frac{C * I * A}{3,6} \dots\dots\dots (2.3.11)$$

Dónde:

Q_p : Caudal máximo (m³/s)

C : Coeficiente de escorrentía (0,55 valor asumido).

I : Intensidad de lluvia, para un tiempo de duración igual al tiempo de concentración (mm/h).

A : Área de la cuenca (Km²).

2.3.3.3. Hidrograma sintético SCS o triangular.

SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s*cm. El volumen generado por la separación de la lluvia neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo base, t_b , puede aproximarse a:

$$t_b = 2,67 * T_p \dots\dots\dots (2.3.12)$$

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_r = 0,6 * T_c \quad \dots\dots\dots (2.3.13)$$

Dónde:

t_r : Tiempo de retardo.

El tiempo de ocurrencia del pico, T_p , puede expresarse como:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 * T_c \quad \dots\dots\dots (2.3.14)$$

Dónde:

D: Duración de la lluvia en horas.

Para determinar el caudal máximo generado por una precipitación efectiva se tiene:

$$Q_p = 0,5556 * \frac{h_{pe} * A}{t_b} \quad \dots\dots\dots (2.3.15)$$

2.3.3.4. Caudal máximo (ecuaciones empíricas).

Fórmula Gonzales Guijarro.

$$Q_{max} = 17 * A^{2/3} \quad \dots\dots\dots (2.3.16)$$

Fórmula de Valentini.

$$Q_{max} = 27 * \sqrt{A} \quad \dots\dots\dots (2.3.17)$$

Las cuales son las que más se aproximan a las fórmulas semi empíricas.

2.3.4. Caudal de diseño.

Después de analizar los anteriores métodos, se procede a la estimación del caudal de diseño el cual será establecido con cuidado con el mejor de los criterios basados en las visitas de campo al río

2.3.5 Tirante de circulación.

La determinación del tirante de circulación del río Carachimayo se lo realiza mediante la ecuación de Manning, con los datos de caudal de diseño determinado en el estudio hidrológico, la sección del río obtenido del Estudio Topográfico y el coeficiente de rugosidad de Manning para ríos de la experiencia ($n = 0,03$).

$$Q = \frac{1}{n} * A * S^{1/2} * R^{2/3} \quad \dots\dots\dots (2.3.18)$$

Dónde:

Q_d : Caudal de diseño (m³/s).

n: Coeficiente de rugosidad de Manning (0,03).

S: Pendiente del río (m/m).

R: Radio hidráulico (m).

La determinación del tirante se lo realiza mediante una curva de descarga de la sección del río don se ubicara el puente, ya que la sección es irregular y no se puede establecer una función matemática entre el tirante y el área y perímetro mojado.

2.3.6. Profundidades de socavación.

La socavación es muy peligrosa porque puede provocar el colapso de la estructura, por ello cuando se va a fundar sobre un terreno socavable, caso muy frecuente, se debe fijar la cota de fundación por debajo de las socavaciones más profundas, las que puedan ser previstas de forma aproximada mediante varios métodos.

En el caso particular de la zona en estudio la misma no requiere del estudio mencionado ya que la fundación de la misma estar en una zona rocosa, además la presente estructura no cuenta con pila central lo cual no requiere de este estudio ya que el agua no socava a una piedra.

2.4. Idealización de la estructura.

Para un mejor entendimiento en el análisis de la estructura la misma se la idealizara en una parte superior que comprende la superestructura y una parte inferior la cual comprende la infraestructura que se la analiza a continuación.

2.4.1. Superestructura.

Es la parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y bermas, sobre un río u otra vía, la superestructura soporta el paso de cargas móviles las que transmite a la meso estructura y/o a la infraestructura a través de los sistemas de apoyo, y está conformada por uno o más tramos dependiendo de la cantidad de apoyos que le sustenten en nuestro caso solo cuenta con un tramo. La superestructura está compuesta por: el tablero, su sistema estructural, el sistema de vigas o losas y los dispositivos especiales que tiene determinadas funciones.

2.4.1.1. Tablero.

El tablero está constituido por la capa de rodadura, las aceras y las barreras de protección y/o barandas. Las aceras se proveen en aquellos casos donde el tránsito de peatones lo amerita. Las barandas y/o barreras de protección se colocan a lo largo de los bordes extremos del sistema del tablero y estas proporcionan protección tanto para el tránsito vehicular como para los peatones. El tablero puede contemplar además barreras vehiculares o barreras de seguridad que separan el tránsito vehicular del peatonal.

2.4.1.2. Sistema estructural del tablero.

El sistema encargado de proporcionar la capacidad de soporte de cargas del tablero. El sistema estructural del tablero puede ser de madera, hormigón armado, pretensado, o acero y se apoya habitualmente sobre vigas longitudinales dependiendo de la longitud de los tramos.

2.4.1.3. Sistema de vigas del tablero

Está constituida por vigas longitudinales y transversales, las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la meso estructura y a través de ella, al suelo donde se funda el puente. En el caso de puentes de luces reducidas cuyo sistema estructural de tablero es una losa de hormigón, el sistema de vigas habitualmente se omite traspasando las cargas de la superestructura a la infraestructura directamente mediante la losa.

2.4.1.4. Aparatos de apoyo, Anclajes antisísmicos, Juntas de Dilatación, Barandas.

Entre la superestructura y la infraestructura se encuentran los aparatos de apoyo del puente. Para evitar los desplazamientos verticales de la superestructura de sus apoyos durante un

sismo, se contemplan sistemas de anclajes antisísmicos entre la superestructura y la infraestructura. Ante los cambios longitudinales por variaciones de temperatura y desplazamientos sísmicos, la superestructura requiere de juntas de dilatación que permitan su movilidad. A lo largo de los bordes de la superestructura se encuentran las barandas que impiden la caída de vehículos y personas desde el puente.

2.4.2. Infraestructura.

Es la parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, que son los soportes extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios de puentes con superestructuras constituidas por más de un tramo.

2.4.2.1. Estribos.

Los estribos están constituidos por partes. La primera denominada meso estructura, está conformado por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas. La segunda denominada infraestructura es la fundación del estribo y es la encargada de traspasar al terreno las cargas, sean estas peso propio, cargas móviles, sísmicas, empujes de tierra. Fundamentalmente existen tres tipos de fundaciones, directa, pilotes y cojones o pilas de fundación. Los estribos, aparte de dar apoyo a la superestructura, contienen los terraplenes de acceso al puente.

2.4.3. Accesos

Los accesos al puente están constituidos, en general, por las siguientes obras: terraplenes de acceso, estructura de pavimento, bases, bermas y losas de acceso. Para evitar descensos a la entrada de los puentes se dispone de losas de aproximación apoyadas en los terraplenes de acceso y en consolas dispuestas para estos fines en los muros espaldares de los estribos. Alternativamente, para controlar estos descensos se pueden usar losas enterradas apoyadas en el terraplén y en los muros del estribo.

2.4.4. Obras de defensa y seguridad.

Las obras de defensa de un puente comprenden los enrocados, gaviones, bajadas de agua en los terraplenes de acceso, y elementos de contención de tierras tales como: muros de contención, pilotes contenedores, tierra armada. Las obras de seguridad comprenden las barreras camineras y la señalización, sea esta vertical u horizontal.

2.5. Diseño estructural.

Para el diseño del puente se ha adoptado como norma base la AASHTO LRFD 2004 y ACI 2005 donde se explica a continuación de forma breve la filosofía de diseño.

2.5.1. Superestructura.

2.5.1.1. Filosofía de diseño.

El método de diseño LRFD (diseño por factores de carga y resistencia) se basa en el uso de factores de carga y resistencia obtenidos a partir de procedimientos estadísticos basados en la confiabilidad estructural.

El LRFD especifica que los puentes deben estar diseñados para estados límites específicos para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad. Cada elemento de la estructura debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n = R_r \quad \dots\dots\dots (2.5.1)$$

Dónde:

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1,0$$

η_i = Factor de modificación de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

γ_i = Factor de carga (multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones).

Q_i = Solicitación.

ϕ = Factor de resistencia que se aplica a la resistencia nominal.

R_n = Resistencia nominal.

R_r = Resistencia de diseño o resistencia minorada.

La expresión anterior se aplica para todos los estados límites al cual puede estar sometida la estructura:

- Estado límite de servicio.
- Estado límite de fatiga y fractura.
- Estado límite de resistencia.

- Estado limite correspondiente a eventos extremos.

Factores de carga y combinaciones de carga.

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i \quad \dots\dots\dots (2.5.2)$$

Dónde:

η_i : Modificador de cargas.

γ_i : Factores de carga especificada en la tabla N° 2.

Q_i : Sollicitaciones de las cargas aquí especificadas.

Las componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación 2.5.2 Para las condiciones aplicables de sollicitaciones externas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseños especiales especificados por el ingeniero, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de carga que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 Km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con velocidades de viento de 90 Km/h.
- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos *CT*.
- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 Km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

- También se relaciona con el control del ancho de figuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relaciona con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

En la tabla número uno se especifica los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las condiciones de cargas.

Tabla N° 1

Combinaciones de cargas y factores de carga.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,0	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,0	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,0	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,0	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,0	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,0	-	-	1,00	-	-	-	1,0	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,0	-	-	1,00	-	-	-	-	1,0	1,0	1,0
SERVICIO I	1,00	1,00	1,0	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,0	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,0	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,0	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Especificaciones AASHTO

Tabla N° 2 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
* Activo	1,50	0,90
* En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
* Estabilidad global	1,00	N/A
* Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
* Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
* Marcos rígidos	1,35	0,90
* Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
* Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: Especificaciones AASHTO

2.5.1.2. Análisis de carga.

Las cargas a considerar son: cargas muertas, sobrecarga vehicular, impacto, fuerzas de frenado, fuerzas de la corriente del agua, acción del viento, etc.

Las magnitudes de las fuerzas a considerar están basadas en datos empíricos, definidos en las normas o reglamentos para el diseño estructural de puentes, a falta de una norma propia, nuestro país adopta la norma americana AASHTO que rige el diseño de puentes vehiculares.

Las especificaciones de la AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD requieren que los puentes se diseñen para todos los tipos de cargas anunciadas.

- **Cargas permanentes DC, DW, EV.**

Consiste principalmente en el peso propio de los elementos estructurales, accesorios no estructurales, superficies de rodamientos, empuje del suelo tanto vertical como horizontal, sobrecarga del suelo, etc. En la tabla a continuación se presenta los pesos de los materiales con los que se trabajará en el presente proyecto.

Tabla N° 3 Pesos específicos de los materiales.

Material		Densidad (kg/m ³)
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Fuente: Especificaciones AASHTO

Las cargas serán discretizadas en cargas puntuales, distribuidas u otro tipo según el modelo estructural empleado.

- **Cargas de suelo *EH, ES, DD*.**

Las cargas correspondientes al empuje del suelo, sobrecarga de suelo y fricción negativa en lo cual se deberá considerar los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo.
- Contenido de agua.
- Características de fluencia lenta del suelo.
- Grado de compactación.
- Ubicación del nivel freático.
- Interacción suelo-estructura.
- Cantidad de sobrecarga.
- Efectos sísmicos.
- Pendiente de relleno.

- Inclinación del muro.
- **Sobrecargas vivas:**
- **Sobrecargas gravitatorias *LL* y *PL***

Sobre cargas vehicular de diseño (*LL*).

La sobrecarga vehicular sobre la calzada del puente o estructuras incidentales, es designada por la AASHTO LRFD como HL-93, y consiste en la más desfavorable de las siguientes combinaciones:

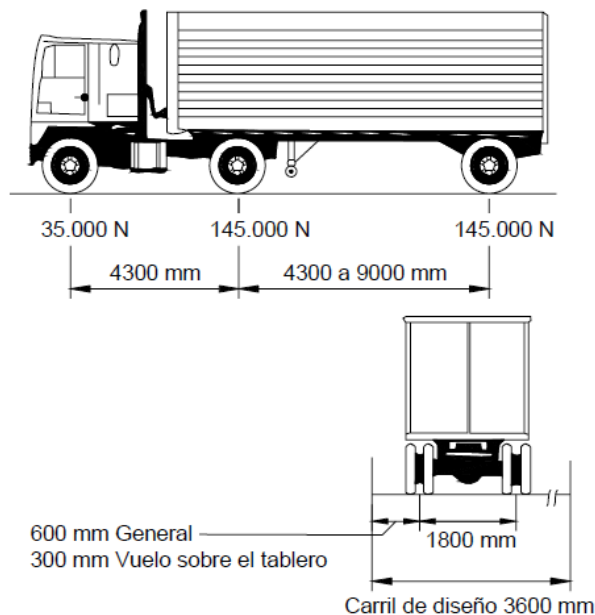
- Camión de diseño o tándem de diseño, y.
- Carga de carril de diseño.

Después de realizar las combinaciones mencionadas, se concluye que para todos los estados tomados en cuenta la más desfavorable es camión de diseño más carga de carril, por lo tanto, el diseño de todos los elementos estructurales se los efectúa con dicha combinación.

Camión de diseño.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño son como se especifican en la figura abajo mostrada. Se debe considerar un incremento por carga dinámica. La separación entre los dos ejes de 145.000 N se debe variar entre 4.300 y 9.000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

Figura N°2
Camión de diseño.

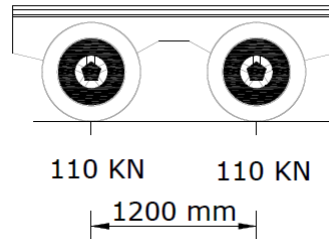


Tándem de diseño.

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 110000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se debe tomar como 1800 mm, y además se debe considerar un incremento por carga dinámica.

Figura N°3

Tándem de diseño.

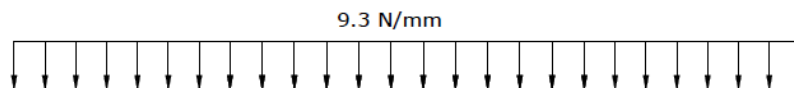


Carga de carril de diseño

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supone uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no están sujetas a un incremento por carga dinámica, esto quiere decir que no es necesario aumentar ésta carga de carril por los efectos dinámicos de impacto que pueden llegar a producir en la estructura.

Figura N°4

Carga de carril de diseño



Incremento por carga dinámica (*IM*).

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a acepción de las fuerzas centrifugas y de frenado, se mayoran aplicando un incremento a la sobrecarga en un porcentaje igual al 33 % de la carga viva para los estados de resistencia considerados en el presente proyecto y un 33% para los estados de servicio.

Cargas peatonales (*PL*).

Se aplica una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras, la cual se considera simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Carga viva en Bordillos.

Los bordillos serán diseñados para resistir una fuerza lateral de choque de 7,50 KN por metro lineal, aplicada a 0,25 m de altura por encima del piso del tablero.

Fuerza de frenado (*BR*).

Para la consideración de la magnitud de esta fuerza se considera que es muy probable que los conductores de los vehículos apliquen los frenos de forma simultánea después de observar algún evento, nuevamente se aplica el factor de presencia múltiple, ya que es muy poco probable que todas las líneas de tráfico estén cargadas con el camión de diseño.

La fuerza de frenado, se deben tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

Estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada.

Carga de viento *WL* y *WS*.

La carga de viento debería ser evaluada en función a la velocidad del mismo en el sitio de emplazamiento, pero no existe la información necesaria por lo cual se asumen las condiciones de la norma AASHTO, la cual promueve una velocidad de viento a 160 Km/h. para la estructura.

El viento da origen a presiones normales y longitudinales al eje de la vía y la magnitud depende de su velocidad y del área de exposición de la estructura.

Cuando se diseña la infraestructura debe considerarse la presión ejercida por el viento en la superestructura y la presión aplicada directamente a ella.

Las presiones básicas especificadas por la AASHTO, se basan en velocidades de viento de 160 Km/hr, y deben multiplicarse por la relación $(V/160)^2$ para otras velocidades.

Carga de viento en vehículos (*WL*).

El viento sobre la carga viva para el diseño también se asume lo especificado por la norma AASHTO, la cual actúa en sentido transversal al eje longitudinal del puente a una altura de 1,80 m sobre el nivel de la calzada y tiene un valor igual a 1,46 N/mm.

Viento en la superestructura (*WS*).

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B , para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla siguiente, y se debe aplicar a solamente una ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se aplican simultáneamente.

Tabla N° 4 Presiones básicas del viento P_B

	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
Ángulo de oblicuidad del viento	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Viento en la subestructura (*WS*).

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se obtienen en base a una presión básica del viento supuesta de 0,0019 MPa. Ésta carga se debe aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

Cargas hidráulicas (WA).

Presión hidrostática.

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

Fuerzas de la corriente de agua.

Todos los estribos se diseñaran para resistir las cargas inducidas por las fuerzas del flujo del agua. La presión del agua está dada por la expresión:

$$P = 5,14 \times 10^{-4} C_D * V^2$$

Dónde:

P: Presión de la corriente MPa.

V: Velocidad del agua en m/s.

C_D : Coeficiente de arrastre.

En la siguiente tabla se especifica los coeficientes de arrastre:

Tabla N° 5 coeficientes de arrastre.

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0,8

Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.5.1.3. Combinaciones de cargas.

Las combinaciones de carga considerados fueron los estados de resistencia I y el estado de servicio I, con sus respectivos coeficientes de mayoración, ambos estados indicados en la normativa para puentes AASHTO LRFD.

Las combinaciones utilizadas son las siguientes.

$$\text{RESISTENCIA I} = \eta_i \cdot (1,25\text{DC} + 1,50\text{DW} + 1,75(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR}) + \text{WA})$$

$$\text{SERVICIO I} = \text{DC} + \text{DW} + \text{LL} + \text{IM} + \text{BR} + \text{PL} + 0,3\text{WS}$$

Dónde:

DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW: Peso propio de las superficies de rodamientos e instalaciones para servicios públicos.

LL: Sobrecarga vehicular.

IM: Incremento por carga vehicular dinámica.

PL: Sobrecarga peatonal.

BR: Fuerza de frenado de los vehículos.

WA: Carga hidráulica y presión del flujo del agua.

WS: Viento en la estructura.

2.5.1.4. Análisis estructural.

a) Factor de distribución

La AASHTO ha usado métodos de factor de distribución por muchos años, cuando la estructura cuenta con más de 3 vigas pero dado al caso particular del presente proyecto donde el mismo cuenta con solo dos vigas se realiza un análisis estático para determinar la reacción máxima que recibe cada viga es decir el porcentaje de carga que actuaría en una viga cuando la carga de diseño está en el punto más desfavorable. Para ello la estática se vale de tres sencillas ecuaciones las cuales son las siguientes:

- ✓ Sumatoria de las fuerzas en cada eje es decir en el eje de las ordenadas (eje y) y en el eje de las abscisas (eje x).

$$\sum F_y = 0 \quad \dots\dots\dots (2.5.3)$$

$$\sum F_x = 0 \quad \dots\dots\dots (2.5.4)$$

- ✓ Sumatoria de los momentos en un determinado punto.

$$\sum F_y = 0 \quad \dots\dots\dots (2.5.5)$$

Lo cual nos genera las solicitaciones de cada elemento estructural.

b) Líneas de Influencia

En gran parte de las estructuras las posiciones de las cargas exteriores son fijas sin embargo hay otros casos donde varían a lo largo de la estructura, por ejemplo un puente recorrido por un vehículo, en estos casos las solicitaciones en la estructura no solo dependerán de la magnitud de la carga sino también de su posición.

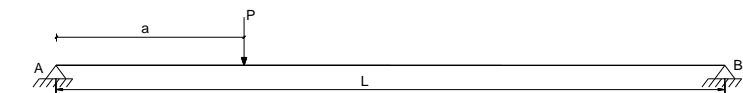
Las líneas de influencia son gráficos que permiten calcular solicitaciones ya sea de momento flector, fuerzas cortantes o normales en secciones específicas para cargas (puntuales y también distribuidas) ubicadas en posiciones diversas, lo que permite establecer máximos positivos y máximos negativos de dichas solicitaciones por efecto de las cargas.

✓ Línea de influencia para viga simplemente apoyada

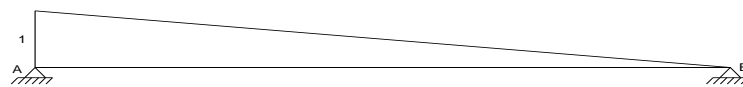
Considerando una carga puntual $P=1$ a una distancia “a” del apoyo izquierdo mediante las ecuaciones de equilibrio se pueden obtener las líneas de influencia para la reacción A, fuerza cortante y momento flector en una sección ubicada a una distancia “x” cualquiera.

Figura N° 5

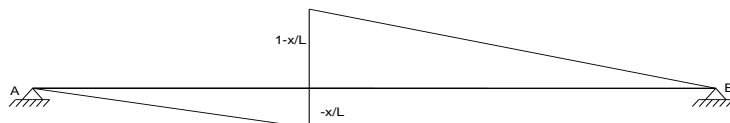
Líneas de influencia viga simplemente apoyada



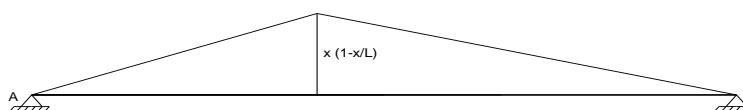
Línea de Influencia de la Reacción en A.



Línea de Influencia del cortante en una sección “x”



Línea de Influencia del Momento flector en una sección “x”



c) Análisis y diseño de la Losa

Método Aproximado de las Fajas Equivalentes

El ancho de faja equivalente sobre la cual las cargas de ruedas pueden ser consideradas distribuidas en losas de hormigón coladas in situ se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 6 Anchos de faja equivalente

Tipo de Tablero	Dirección de la Faja Primaria en relación con el tráfico	Ancho de la Faja Primaria
Hormigón *Colado In Situ	Paralela o perpendicular	+M:660+0,55*S -M:1220+0,25*S
	Vuelo	1140+0,833*x

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Dónde:

S = Separación de los elementos de apoyo en mm

x = distancia entre la carga y el punto de apoyo en mm

Las fajas se deben tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se debe tomar como la distancia entre centro a centro de los componentes de apoyo. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

Secciones de diseño

La sección de diseño para momentos negativos y fuerzas de corte pueden ser tomadas de la siguiente manera:

Para vigas rectangulares de hormigón armado que trabajan monolíticamente se tomara de la cara exterior de la viga hasta exterior total de la losa.

La sección de diseño para el momento positivo se podrá tomar desde la cara interna de la viga hacia la otra viga opuesta.

Mínima altura y recubrimiento

La altura de un tablero de hormigón excluyendo cualquier tolerancia para pulido o superficie sacrificable debe ser mayor o igual que 0,175 m

El mínimo recubrimiento de hormigón en la losa debe cumplir es:

Fondo de losas hormigonadas In Situ..... 2,5 cm

Superficie de tableros..... 5,0 cm

Armadura de Distribución

Las losas deberán tener cuatro capas de armadura, dos en cada dirección. En la parte inferior de las losas se debe disponer armadura en la dirección secundaria; ésta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo.

- Si la armadura principal es paralela al tráfico: $\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico: $\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$

Donde S: longitud de tramo efectiva en [mm]

Para losas construidas en forma monolítica con vigas: distancia entre cara y cara

Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando chaflanes.

d) Vigas de hormigón armado

Resistencia a flexión en estado límite de resistencia

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje la resistencia de diseño a la flexión ϕM_n se puede determinar utilizando las ecuaciones siguientes:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b} \quad \dots\dots\dots (2.5.6)$$

$$M_n = 0.85 f'_c * a * b * \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.5.7)$$

Dónde:

A_s = Área de la armadura de tracción necesaria.

f_y = Tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = Base de la viga.

a = Distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

El factor β_1 se debe tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de

0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0,65.

De las anteriores de ecuaciones se obtiene:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mn}{0,85 * f'c * b}} \quad \dots\dots\dots (2.5.8)$$

La condición de resistencia es:

$$Mu \leq \phi Mn \quad \dots\dots\dots (2.5.9)$$

Para el cálculo de la armadura requerida se emplean las siguientes ecuaciones:

$$As_{nec} = \frac{0,85 * f'c * b * a}{fy} \quad \dots\dots\dots (2.5.10)$$

Dónde:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mn}{0,85 * f'c * b * d^2}} \right] \quad \dots\dots\dots (2.5.11)$$

Armadura máxima

La máxima cantidad de armadura deberá ser tal que:

$$As_{máx} = 0.75 \rho_b * b * d \quad \dots\dots\dots (2.5.12)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6000}{6000 + fy} \quad \dots\dots\dots (2.5.13)$$

Dónde:

As_{max} : Refuerzo máximo a flexión

d = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada.

ρ_b = Cuantía balanceada.

$f'c$ = Resistencia característica del hormigón a los 28 días en Kg/cm²

fy = Resistencia característica a la fluencia del acero en Kg/cm²

Armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión de diseño provocado por los cambios de temperatura la cual responde a la siguiente ecuación.

$$A_{s \min} = \rho_{\min} * b * h \quad \dots\dots\dots (2.5.14)$$

Dónde:

$A_{s \min}$: Refuerzo mínimo a flexión

ρ_{\min} = Cuantía mínima (0,0018 para losas y 0,0033 para vigas)

Diseño por cortante

La resistencia nominal al esfuerzo cortante ultimo de diseño, v_U se determina de la siguiente manera:

$$v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d} \quad \dots\dots\dots (2.5.15)$$

Donde el esfuerzo cortante ultimo debe ser menor o igual al esfuerzo cortante que resiste el hormigón más el esfuerzo cortante adicional que proporciona el acero:

Resistencia del hormigón a cortante

La resistencia proporcionada por el hormigón en Mpa en elementos de hormigón armado con f_c' en Mpa, se puede obtener con la siguiente expresión:

$$v_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} \quad \dots\dots\dots (2.5.16)$$

Pero es más práctico usar la siguiente ecuación.

$$v_c = 0,167 * \sqrt{f_c'} \quad \dots\dots\dots (2.5.17)$$

Secciones que requieren armadura transversal

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se debe proveer armadura transversal si:

$$v_U > 0,5 \phi v_c \quad \dots\dots\dots (2.5.18)$$

Máximo espaciamiento

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que, s_{max} , el cual no será mayor que la mitad del canto para darle una buena distribución de esfuerzos.

Mínima armadura transversal

Si se requiere armadura transversal, el área de acero A_v en mm^2 deberá satisfacer la siguiente condición, f_c' y f_y en Mpa.

$$A_{vmin} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} * \frac{b_w * s}{f_y} > 0.33 * \frac{b_w * s}{f_y} \dots\dots\dots (2.5.18)$$

Dónde:

A_{vmin} : Área mínima de refuerzo para un espaciamiento. (mm^2)

b_w : Ancho de la sección del elemento en (mm)

s : Espaciamiento entre ejes de las barras de hierro dispuestas al corte (mm)

2.5.2. Subestructura:

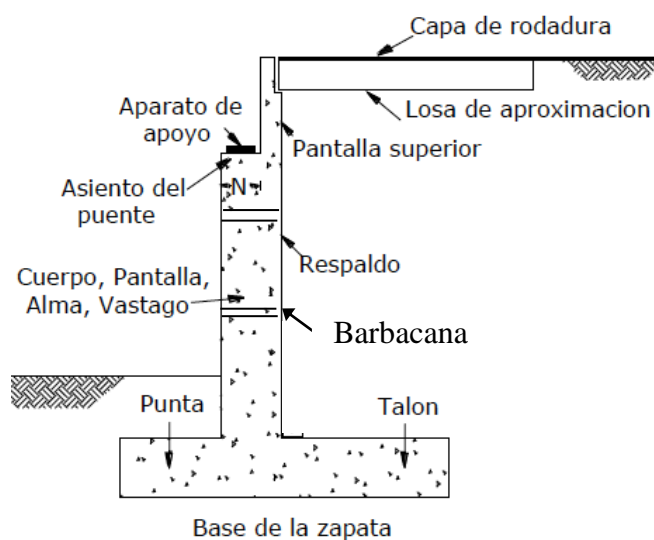
La subestructura estará compuesta por Estribos en los extremos del rio ya la estructura consiste en una estructura simplemente apoyada

2.5.2.1. Estribos.

Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente, en la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos.

Figura N°6

Componentes de un estribo



Tipos de estribos:

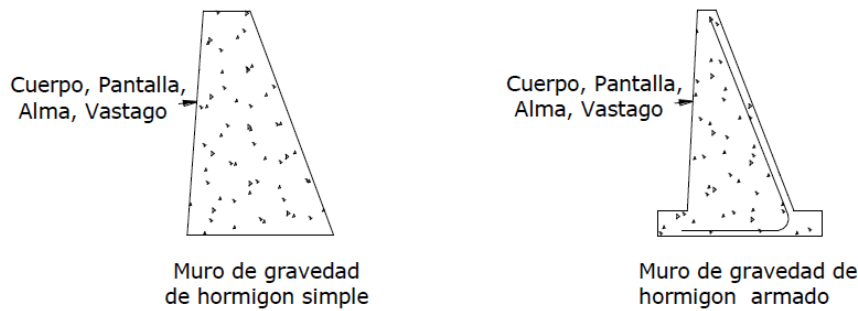
La variedad de tipos de estribos es muy amplia por lo cual se los puede dividir de diferentes maneras:

Estribo tipo gravedad

Se construyen con hormigón ciclópeo, simple o mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, apenas se coloca cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura.

Figura N°7

Estribos tipo gravedad

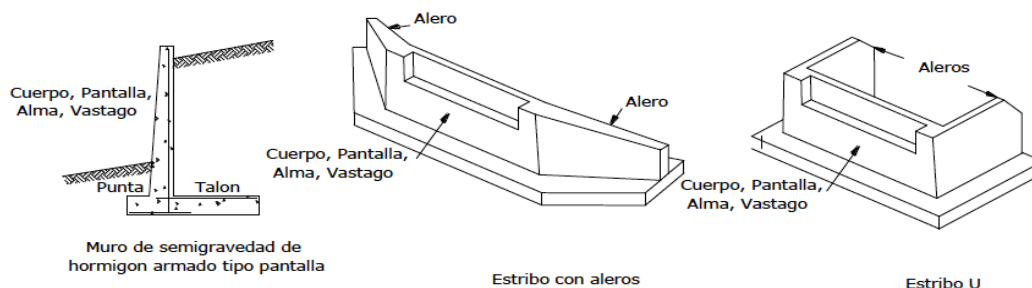


Estribo en voladizo

Este estribo también conocido como estribo tipo pantalla consiste en una alma, cuerpo o vástago de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortantes a los cuales están sujetos. Como se puede observar en la figura, estos estribos pueden tener alas o aleros para retener el terraplén de la carretera. En la siguiente figura, podemos observar un estribo con las alas perpendiculares al asiento del puente, este es conocido como estribo U.

Figura N°8

Estribos en voladizo



Cargas que actúan en los estribos

Las cargas que actúan en un estribo son las siguientes:

- Carga debido a la reacción de la superestructura, correspondiente a carga permanente y carga viva.
- Peso propio del estribo y del relleno que actúa sobre la base del estribo y contribuye a su estabilidad.
- Empuje de tierras, teniendo en cuenta el efecto debido a la sobrecarga por carga viva
- Fuerza debido al viento, ejercida sobre la superestructura y sobre la carga viva que se transmite a través del apoyo.
- Fuerza debido al empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación
- Fuerza debido al frenado de los vehículos.
- Fuerza centrífuga, para el caso de puentes en curva.

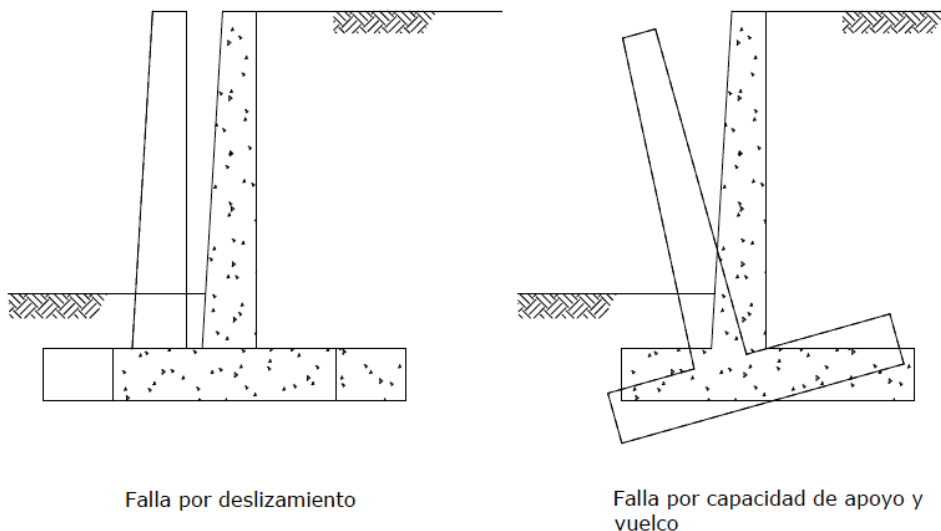
Requisitos de diseño

Los estribos en el estado límite de Resistencia (11.6.3) se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por capacidad de carga, vuelco y deslizamiento.

La falla por deslizamiento ocurre cuando la presión lateral de tierra ejercida sobre el estribo excede la capacidad de fricción de la fundación. Si la presión de apoyo es mayor que la presión del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de apoyo en la base

Figura N°9

Tipos de falla en estribos



Capacidad de Carga

Si la presión de apoyo es mayor que la presión admisible del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de carga, para evitar ésta falla se debe verificar que $f_{max} \leq f_{adm}$ del terreno.

a) Si el estribo es soportado por una fundación en suelo

$$f_{max} = \frac{\sum V}{B - 2 * e}$$

b) Si el estribo es soportado por una fundación en roca:

-Cuando la resultante cae dentro del tercio central de la base:

$$f_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 * \frac{e}{B}\right)$$

$$f_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 * \frac{e}{B}\right)$$

-Cuando la resultante cae fuera del tercio central de la base:

$$f_{max} = \frac{2 * \sum V}{3\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

$$f_{min} = 0$$

Dónde:

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales

B = Ancho de la zapata

Vuelco

Resbalamiento Lateral

La resistencia mayorada en fundaciones sobre estrato rocoso se toma como:

$$Q_R = \Phi Q_n = \Phi_\tau Q_\tau$$

Dónde:

Φ_τ = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación (0,60 para hormigón colocado en obra sobre roca)

Q_τ = Resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación

$$Q_\tau = c * V$$

Para lo cual:

$c = \tan \delta = \tan \phi_f$ Para hormigón colocado contra suelo

$c = \tan \delta = 0,80 * \tan \phi_f$ Para zapatas de hormigón prefabricado

Dónde:

c = Coeficiente de fricción entre el hormigón y el terreno

Para hormigón sobre grava, mezclas de grava y arena “c” se puede tomar entre 0,55 y 0,60 y sobre arena fina a media, arena limosa a gruesa, grava limosa y arcillosa de 0,45 a 0,55

(3.11.5.3-1)

ϕ_f = Ángulo de fricción interna del suelo (°)

V= Fuerza vertical total.

2.5.3. Estructuras complementarias.

Las estructuras complementarias son destinadas a la protección de la estructura para el mejor funcionamiento y prolongamiento de su vida útil. Entre las obras complementarias se encuentran los estribos laterales o aleros y los gaviones,

2.5.3.1. Aleros.

Los aleros son estructuras que permiten la contención de terrenos permitiendo la estabilidad del camino en la aproximación al puente, los aleros pueden ser muros de tipo voladizos ya que son los que más se adecuan a la estructura del puente. Estos aleros responden al mismo diseño de un estribo ya antes mencionado.

2.5.3.2. Gaviones

Al igual que los aleros los gaviones tiene la principal función de retener un terreno y no dejar que el mismo se erosione estas estructuras son flexibles y están construidas de áridos y mallas de hierro galvanizado las mismas que ya son comercializadas en dimensiones de acuerdo a la necesidad de la obra por lo cual no requiere un diseño exquisito y no vale la pena su mención en el presente proyecto.

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico.

Se realizó el estudio topográfico de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo las curvas de nivel cada metro en altimetría además en sección longitudinal de aproximadamente 100 m antes y después del obstáculo a salvar además se definió el perfil del camino por donde se estableció la correcta ubicación de la estructura a diseñar lo cual se muestra en un plano a detalle en los anexos del presente proyecto. Donde es notoria la falta de altura para la ubicación de las vigas a utilizar por lo cual no se tendrá una revancha generosa por el contrario se recurre a una mínima revancha ya que si bien la zona es una zona montañosa pero no tiene plantas de gran envergadura por lo cual la revancha establecida será mínima pero no se tendrá mucho riesgo de que el flujo se tranque, lo cual se corroborara con el estudio hidrológico, pero se establece la ubicación de la fibra inferior de la viga a una altura de 2234,80 m.s.n.m. también el perfil del terreno establecido nos muestra que en lado Carachimayo se tendrá un considerable relleno en el camino ya que al establecer la altura anterior de las vigas el tablero quedara por encima del nivel del terreno. También el estudio topográfico nos proporciona la longitud que deberá tener el presente puente a ser diseñado la cual es de 17,10 m de longitud total de las vigas de apoyo y todo el sistema del tablero lo nos establece que la estructura solo contara con dos estribos de apoyo es decir sera simplemente apoyado. Finalmente el presente estudio nos permite mover un poco la trayectoria del camino ya que es más conveniente porque nos permite tener una estructura totalmente perpendicular al flujo del rio y reducir la distancia del puente.

3.2. Análisis del estudio de suelos.

Se procedió al estudio del suelo de fundación en el cual se pretende realizar la fundación de la estructura de acuerdo a lo especificado en marco teórico. Estableciendo que el mismo es un tipo de roca Lutita Pizarrosa (dato obtenido del estudio geotécnico realizado por la Consultora Unión) de la clasificación que me proporciona dicha consultora además de las resistencias que los mismos determinaron del ensayo de compresión uniaxial se asume un valor de 0,936 MPa que recomienda la norma AASHTO LRFD – 2004 el cual es muy conservador, pero este valor nos permite fundar a una pequeña profundidad que es donde se encuentra la roca sana, punto desde donde la misma tiene una resistencia de 3 MPa la cual

va en ascenso hacia abajo, información que nos proporciona el Ingeniero Hernán Villena ya que el mismo realizó un ensayo en la misma zona sobre el mismo río. Por lo expuesto anteriormente se definió los niveles de fundación de del puente siendo iguales en sus dos extremos a lado Carachimayo el mismo es a una altura de 2231 m.s.n.m. en el lado La Hondura es 2231 m.s.n.m. definiendo la misma cota de fundación para ambos estribos.

3.3. Análisis del estudio hidrológico e hidráulico.

Se realizó el estudio hidrológico de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo los siguientes parámetros y resultados:

El río Carachimayo se encuentra en la cabecera del Río Guadalquivir, el que aporta sus aguas al río Tarija.

Tabla N°7

Parámetros de la cuenca:

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD
Área de la cuenca	<i>Km²</i>	44,892
Perímetro de la cuenca	<i>Km</i>	27,805
Altitud máxima de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	3200,000
Altitud mínima de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	2230,000
Altitud media de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	2715,000
Longitud media del cauce principal	<i>Km</i>	17,512
Pendiente media del río principal	<i>m/m</i>	0,0554

Fuente: Elaboración Propia

Las estaciones utilizadas para la presente área de influencia son: Sella Quebradas, Canasmoro, Corana, León Cancha y San Lorenzo; de las mencionadas.

Tabla N°8

Estaciones pluviométricas de la zona de estudio

Estación	Longitud S	Longitud W	Altura m.s.n.m.	Tipo de estación	Años registrados
Sella Quebradas	21°23'11'	64°40'52'	2145	Pluviométrica	1986-2010
Corana	21°18'	64°46'	2120	Pluviométrica	1987-1994
Canasmoro	21°21'	64°45'	2080	Pluviométrica	1975-2003
San Lorenzo	21°25'	64°45'	1900	Pluviométrica	1975-1993
León Cancha	21°11'	64°43'	2600	Pluviométrica	1976-2010

Fuente: SENAMI

De acuerdo a lo especificado en la ecuación 2.3.1 y 2.3.2 se establecieron los parámetros de la cuenca siendo los siguientes.

Tabla N°9
Parámetros estadísticos de las estaciones

Estación	n	Media x	Moda Ed	Características Kd	Desviación estándar Sx
León Cancha	34	35,4088	30,3504	0,6562	11,0930
Canasmoro	22	44,2000	36,5160	0,9360	19,0440
Corana	6	45,6667	42,2996	0,3134	7,3839
Sella Quebradas	22	61,4130	52,7201	0,6492	19,0635
San Lorenzo	17	31,5611	25,2528	0,9835	13,8340

Fuente: Elaboración Propia

La característica ponderada es $Kd = 0,749$

La moda ponderada es $Ed = 36,467.mm$

3.3.1. Tiempo de concentración.

Se determinó el tiempo de concentración de acuerdo a las ecuaciones mencionadas en el marco teórico adoptando el siguiente tiempo de concentración.

Tabla N°10 Tiempo de concentración

METODO	Tc (hr)	Promedio
KIRPICH	1,683	1,773
TEMEZ*	4,579*	
GIANDOTTI	2,162	
VENTURA HERBAS	1,423	
CALIFORNIA	1,823	

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se eligió un método no promediado es decir solo se consideró aquellos tiempos que son próximos de los cuales se estableció la media aritmética.

De donde se adopta un tiempo de concentración $Tc = 1.773 h$.

3.3.2. Caudal máximo

Se determinó el caudal máximo de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo el siguiente caudal máximo.

Tabla N°11 Caudal máximo

MÉTODO	Q _{máx.}	CARÁCTER
.....	m ³ /s
Racional	240,569	Semi empírico
Hidrograma triangular	242,530	Semi empírico
Formula de Gonzales G.	214,731	Empírico
Formula Valentini	180,904	Empírico

Fuente: Elaboración Propia

De donde se promedió los resultados obtenidos por las formulas semi empíricas:

Finalmente se adopta un caudal de diseño de $Q_d = 241,100 \text{ m}^3/\text{s}$

3.3.3. Tirante de circulación máximo.

El tirante de circulación se lo determino de acuerdo a lo especificado en el marco teórico para una determina curva de descarga de donde se obtuvo el siguiente tirante de circulación:

Tabla N°12

Tirante máximo de circulación

Tirante	Perímetro mojado	Área	Coef. De Rugosidad	Pendiente	Caudal	Velocidad
m	m	m ²	m/m	m ³ /s	m/s
0.000	0.000	0.000	0.030	0.052	0.000	0.000
0.696	6.485	1.821	0.030	0.052	5.935	3.259
1.196	11.304	6.354	0.030	0.052	32.899	5.177
1.696	12.683	11.862	0.030	0.052	86.235	7.270
2.100	13.796	16.650	0.030	0.052	143.455	8.616
2.150	13.934	17.264	0.030	0.052	151.378	8.768
2.196	14.062	17.839	0.030	0.052	158.896	8.907
2.250	14.210	18.507	0.030	0.052	167.764	9.065
2.650	15.313	23.665	0.030	0.052	240.442	10.160
2.696	15.441	24.283	0.030	0.052	249.609	10.279
3.196	16.821	31.196	0.030	0.052	357.939	11.474

Fuente: Elaboración Propia

3.3.4. Profundidad de socavación.

La profundidad de socavación no fue determinada debido a que la estructura estará fundada en un suelo rocoso y además la estructura no contara con una pila central por lo cual no fue necesaria su determinación.

3.3.5. Parámetros finales del estudio hidrológico.

Finalmente se definieron los parámetros necesarios para el diseño de la presente estructura.

Tabla N°13

Resultados del estudio hidrológico

Características	Unidad	Cantidad
Caudal	m ³ /s	240.442
Área	m ²	23.665
Perímetro mojado	m	15.313
Espejo de agua	m	13.270
Pendiente	m/m	0.052
Velocidad	m/s	10.160
Tirante máximo	m	2.650

Fuente: Elaboración Propia

El presente estudio nos permite determinar el tirante máximo de circulación el cual se ubica a una altura de 2232,98 m.s.n.m. además esto nos permite definir la revancha antes solamente especulada la cual tiene una altura de 1,82 m.

3.4. Planteamiento estructural.

La estructura planteada es un puente simplemente apoyado con un tablero superior el cual consta fundamentalmente: de los accesorios, la calzada constituida por la loza y las vigas la cuales estarán sometidas principalmente a flexión y la infraestructura la cual estará constituida por los estribos tipo ménsula es decir estructuras de muros en voladizo:

3.4.1. Superestructura.

Se realizó el diseño de la superestructura de acuerdo a lo especificado en el marco teórico de acuerdo al siguiente detalle:

Diseño estructural de la superestructura

En el presente diseño solo se muestran los resultados obtenidos para cada elemento en cada análisis que se realiza en su cálculo, la memoria de cálculo, la formulas empleadas y el procedimiento del diseño se especifica en los anexos.

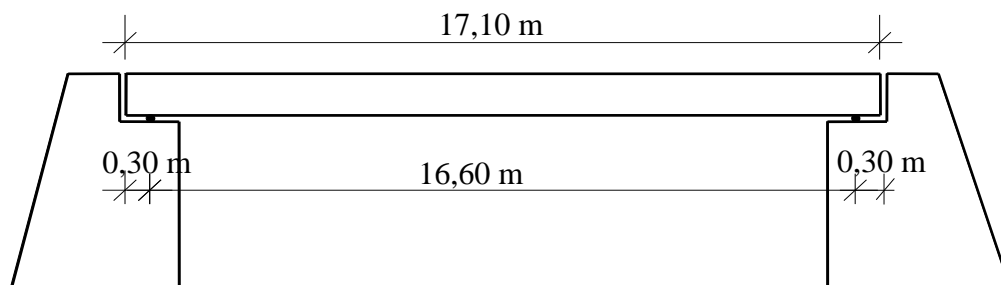
3.4.1.1. Pre dimensionamiento.

Luz del puente:	$L =$	16,60 m
Numero de vigas:	$N^{\circ} =$	2,00 Vigas
Ancho de la calzada :	$Ac =$	4,00 m
Altura del bordillo :	$a =$	0,25 m
Ancho útil de la vereda :	$Av =$	0,70 m
Ancho del bordillo :	$Ab =$	0,25 m
Número de carriles	$Nc =$	1
Resistencia característica del H ^o A ^o :	$f_c =$	21,00 Mpa
Resistencia característica del acero :	$f_y =$	420,00 Mpa

3.4.1.2. Diseño de los pasamanos.

Figura N°10

Vista de perfil de la superestructura



Base del pasamanos = 0,12 m

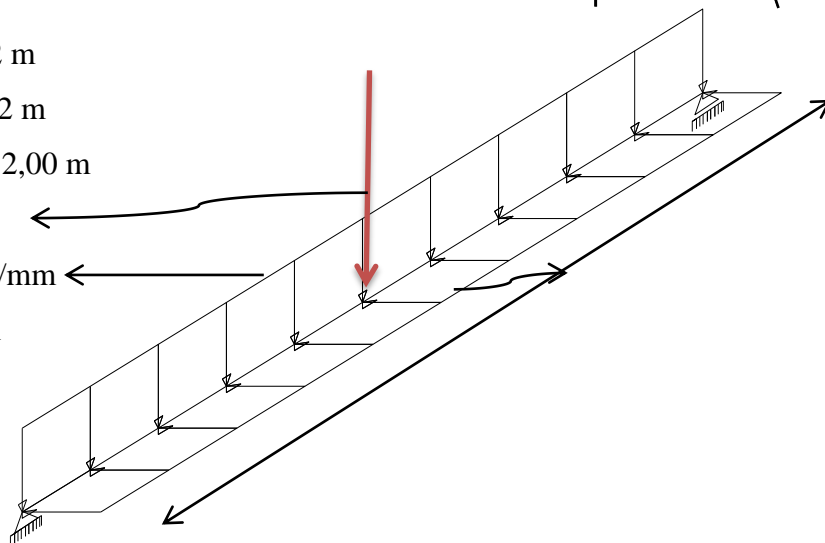
Atura del pasamanos = 0,12 m

Longitud del pasamanos = 2,00 m

Carga Puntual = 0,89 KN.

Carga distribuida = 0,73 N/mm

Peso propio = 0,339 KN/m



El diseño del momento último, cortante último y la armadura necesaria se lo realiza de acuerdo a lo especificado en el marco teórico:

Momento último $M_u = 1,89 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Recubrimiento $r = 2 \text{ cm}$

$$\text{As nec} = 0,553 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min} = 0,475 \text{ cm}^2$$

$$\text{As} = 0,553 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: $2 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$

Esfuerzo cortante último $v_u = 0,33 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76 \text{ Mpa}$

Por lo cual no requiere armadura al corte pero la norma recomienda una armadura mínima.

FINALMENTE USAR: $\varnothing 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

3.4.1.3. Diseño de los postes.

Base menor = 0,15 m

Base mayor = 0,20 m

Ancho = 0,15 m

Longitud = 1,06 m

Sobrecarga = 2,35 KN

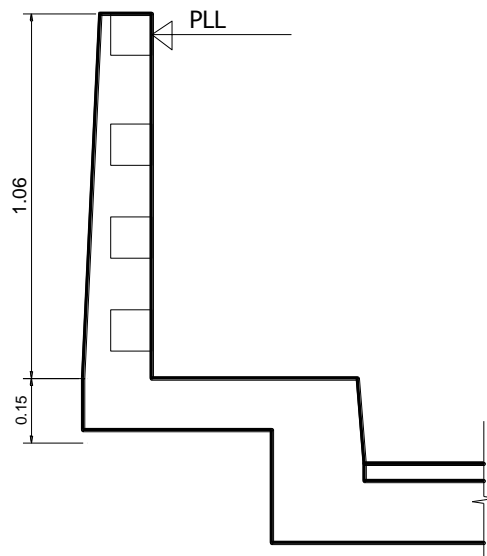
Peso propio = No se considera.

Recubrimiento = 2 cm

Momento último $M_u = 4,11 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$\text{As nec} = 0,916 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min} = 0,866 \text{ cm}^2$$



$$A_s = 0,916 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: $2 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$

Esfuerzo cortante último $v_u = 0,26 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76 \text{ Mpa}$

Por lo cual no requiere armadura al corte pero la norma recomienda una armadura mínima.

FINALMENTE USAR: $\varnothing 6 \text{ mm c/20 cm}$

3.4.1.4. Diseño de la vereda.

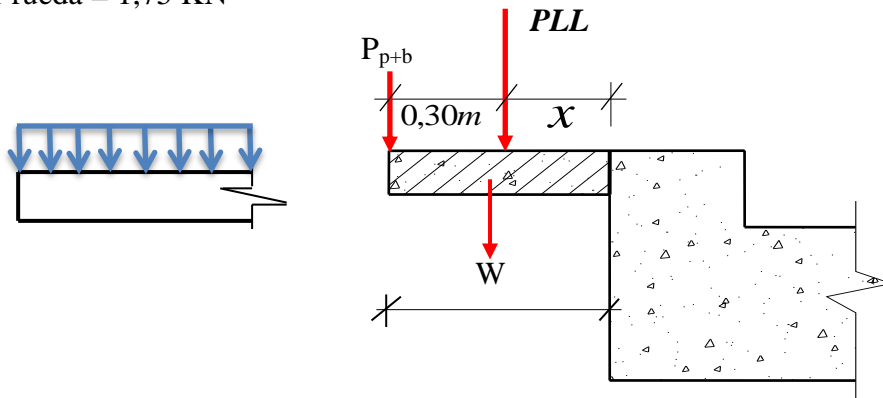
Para el presente diseño se realizaron dos análisis de carga los de los cuales se muestran los resultados a continuación.

Altura de la vereda = 0,15 m

Peso propio de la vereda = 0,00353 Mpa

Recubrimiento = 2,5 cm

Carga por rueda = 1,75 KN



a) Se realiza el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda. También se analizan las cargas producidas por los peatones.

La sección crítica donde se analizan los esfuerzos es en la frontera entre la vereda y el bordillo.

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

Momento	Mu =	4,80	KN*m/m
Cortante	Vu =	7,94	KN/m

b) También se realizó el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda. También se hizo el análisis de las cargas vivas cuando actúa a 0,30 m del barandado y producida por la carga delantera del camión tipo.

De este análisis se tienen los siguientes resultados:

Momento	Mu =	9,35	KN*m/m
Cortante	Vu =	34,69	KN/m

De los análisis ya mencionados se tiene los siguientes resultados finales:

Momento último $M_u = 9,35 \text{ KN*m/m}$

As nec =	2,10	cm²/m
As min =	2,70	cm²/m

$$\mathbf{As = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

FINALMENTE USAR: $\varnothing 10 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$

Esfuerzo cortante último $v_u = 0,34 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76 \text{ Mpa}$

Por lo cual no requiere armadura.

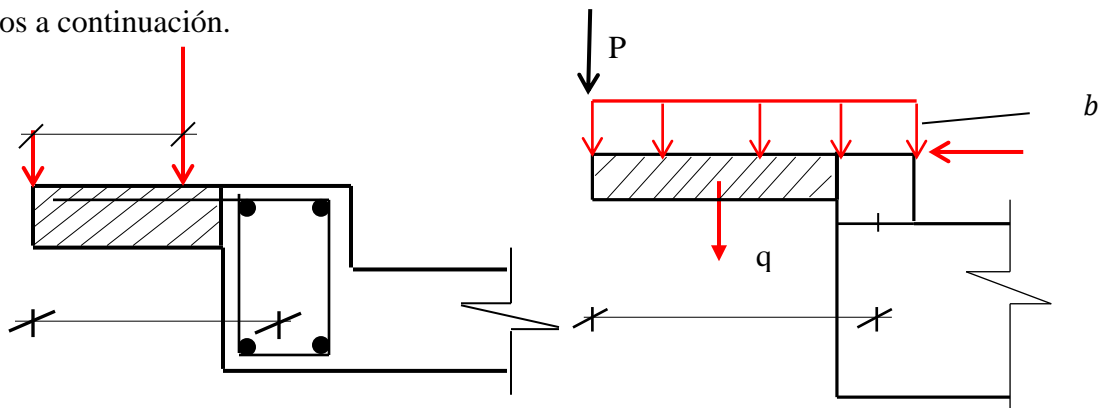
3.4.1.5. Diseño del bordillo.

Dimensiones del bordillo

Altura del bordillo = 0,48 m

Base del bordillo = 0,25

Para el presente diseño se realizaron dos análisis de carga los de los cuales se muestran los resultados a continuación.



a) Se realiza el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda. También se analizan las cargas producidas por los peatones y la carga producida por el impacto de un vehículo.

La sección crítica donde se analizan los esfuerzos es en la frontera entre el bordillo y la losa.

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$\begin{array}{llll} \text{Momento} & \mathbf{M_u} = & \mathbf{12,89} & \mathbf{KN*m/m} \\ \text{Cortante} & \mathbf{V_u} = & \mathbf{7,31} & \mathbf{KN/m} \end{array}$$

b) También se realizó el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda. También se hizo el análisis de las cargas vivas cuando actúa a 0,30 m del barandado y producida por la carga delantera del camión tipo.

De este análisis se tienen los siguientes resultados:

$$\begin{array}{llll} \text{Momento} & \mathbf{M_u} = & \mathbf{15,64} & \mathbf{KN*m/m} \\ \text{Cortante} & \mathbf{V_u} = & \mathbf{72,12} & \mathbf{KN/m} \end{array}$$

De los análisis ya mencionados se tiene los siguientes resultados finales:

Momento último $M_u = 15,64 \text{ KN*m/m}$

$$\begin{array}{lll} \mathbf{As \text{ nec} =} & \mathbf{1,908} & \mathbf{cm^2/m} \\ \mathbf{As \text{ min} =} & \mathbf{4,500} & \mathbf{cm^2/m} \end{array}$$

$$\mathbf{As = 4,500 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12 \text{ mm c}/30 \text{ cm}$

Para el diseño a la flexión del bordillo se considera un momento igual al 10% del producto de la rueda delantera por la longitud entre diafragmas.

El cual es el siguiente:

Momento último $M_u = 71,036 \text{ KN*m}$

$$\mathbf{As \text{ nec} = 0,431 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s \text{ min}} = 4,356 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,356 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: $2 \text{ } \varnothing 16$

Esfuerzo cortante último $v_u = 0,68 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76 \text{ Mpa}$

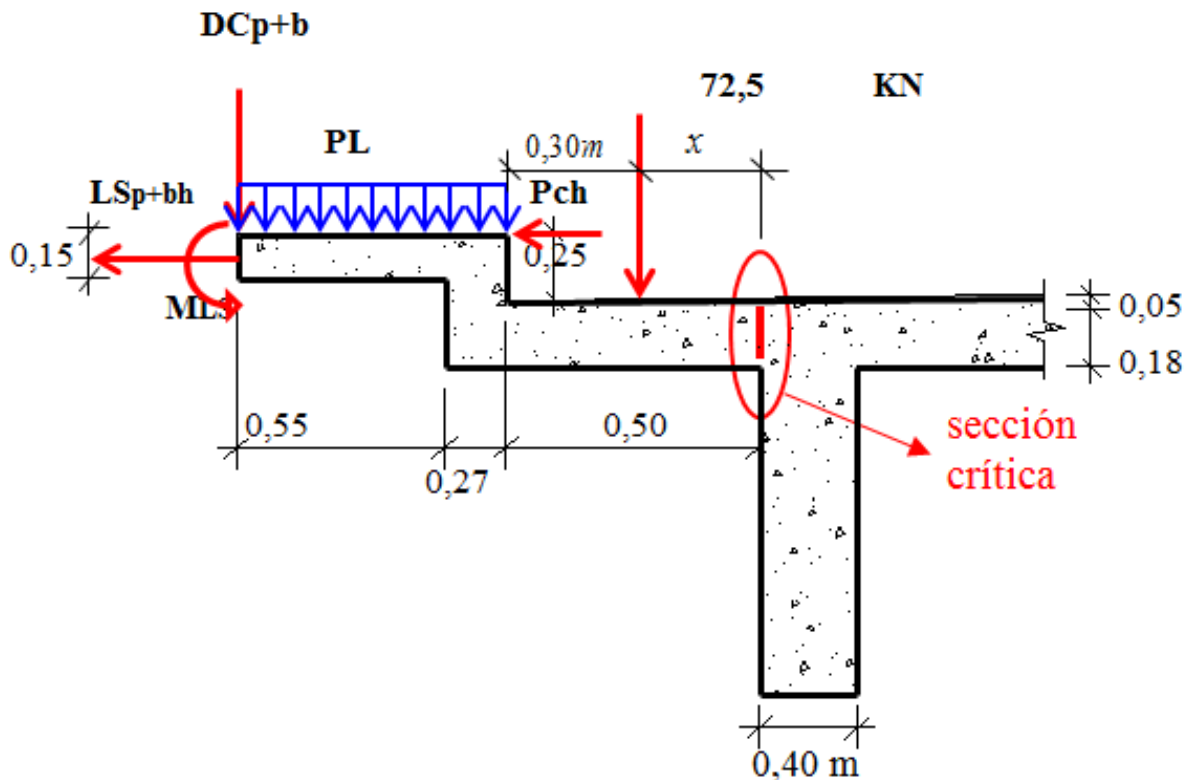
Por lo cual requiere armadura mínima pero se colocara la armadura en toda la sección del bordillo para asegurar el trabajo en conjunto de la estructura y garantizar la resistencia al corte.

FINALMENTE USAR: $\varnothing 12 \text{ mm c/30 cm}$

3.4.1.6. Diseño de la losa exterior.

Figura N°11

Losa externa cargada



Para el diseño de la losa exterior se lo realiza para las condiciones más desfavorables lo cual es cuando actúa: El peso propio del barandado más la acera, el peso propio de la losa, peso propio de la capa de rodadura, como así también cuando actúa la carga viva del camión de diseño ubicada a una distancia de 0,30 m del bordillo y la carga producida por los peatones sobre la vereda.

Las cargas que se consideran son las siguientes:

Peso debido a los postes y barandas	$DC_{p+b} =$	1,64	KN/m
Peso debido a la vereda	$DC_{vereda} =$	2,90	KN/m
Peso debido al bordillo	$DC_{bordillo} =$	2,09	KN/m
Peso propio de la losa	$DC_{losa\ volada} =$	2,12	KN/m
Peso debido a la capa de rodadura	$DW_{CR} =$	1,08	KN/m
Carga viva debido a los peatones	$PL =$	0,0035	Mpa
Carga de camión de diseño	$LL =$	72,50	KN
Carga debido al impacto de la rueda	$Pch =$	7,50	KN/m

Se procede a la determinación de los momentos y cortantes últimos para lo cual se determina primero el ancho de faja equivalente para una losa exterior el cual es el siguiente:

$$E = 1,307 \text{ m}$$

El Momento último de diseño se lo determina con la combinación y factores de carga especificada en el marco teórico de donde se obtiene lo siguiente:

$$\text{Momento último } M_u = 46,96 \text{ KN*m/m}$$

$$\text{Recubrimiento } r = 2,50 \text{ cm}$$

$$As_{nec} = 8,974 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{min} = 3,240 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 8,974 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12 \text{ mm c/11 cm}$ Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico

Se determina la armadura secundaria o de distribución de la losa de acuerdo a lo especificado en el marco teórico, de donde lo necesario es el 67 % de la armadura principal.

$$A_s = 6,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\varnothing 10 \text{ mm c}/12 \text{ cm}$ Armadura secundaria de la losa en sentido paralelo al tráfico.

Se determina la armadura por retracción y temperatura la cual responde a una armadura mínima que resista los esfuerzos solicitados por los cambios de temperatura.

$$A_s \text{ min} = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

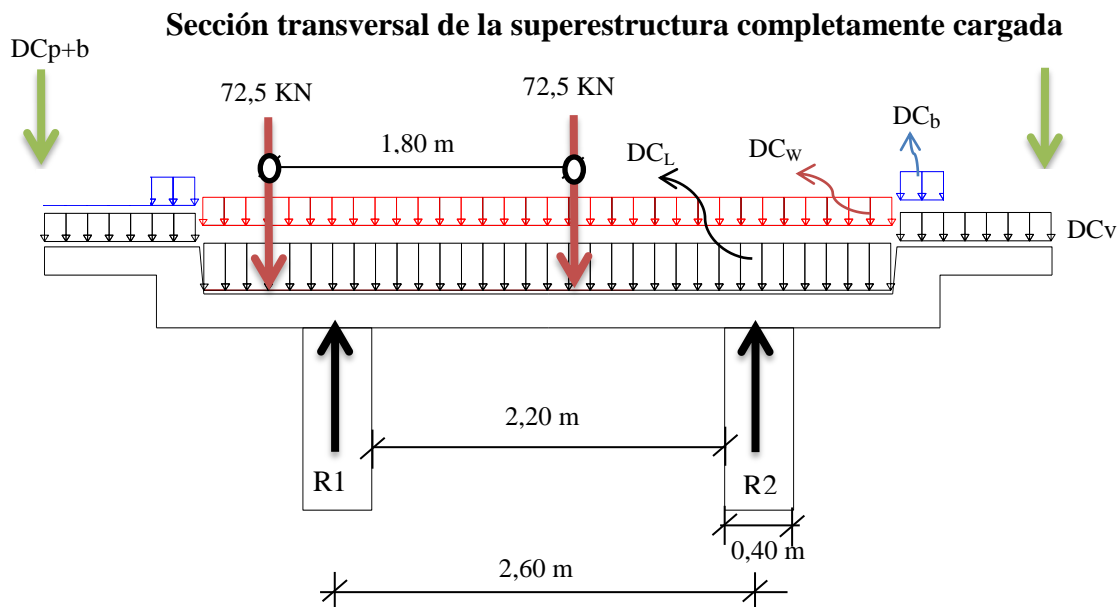
FINALMENTE USAR: $\varnothing 10 \text{ mm c}/22 \text{ cm}$

En cuanto al cortante la misma no está solicitada a este esfuerzo ya que la rueda se ubica sobre la viga.

3.4.1.7. Diseño de la losa interna.

Para el diseño de la losa interna se lo realiza para las condiciones más desfavorables lo cual es cuando actúan todas las cargas en el tablero pero con sus respectivos coeficientes

Figura N°12



Las cargas se especifican a continuación:

				Factor de carga	
				Máximo	Mínimo
Peso debido a los postes y barandas	$DC_{p+b} =$	1,64	KN/m	1,5	0,9
Peso debido a la vereda	$DC_{vereda} =$	2,90	KN/m	1,5	0,9
Peso debido al bordillo	$DC_{bordillo} =$	2,09	KN/m	1,5	0,9

Peso propio de la losa externa	$DC_{losa\ volada} =$	2,12	KN/m	1,25	0,9
Peso debido a la capa de rodadura exter.	$DW_{CR\ ext.} =$	1,08	KN/m	1,5	0,65
Peso propio de la losa interna	$DC_{losa\ int.} =$	9,32	KN/m	1,25	0,9
Peso debido a la capa de rodadura inter.	$DW_{CR\ INT.} =$	2,37	KN/m	1,50	0,65
Carga de camión de diseño	$LL =$	72,50	KN	1,75	1

El Momento último de diseño se lo determina con la combinación y factores de carga especificada en el marco teórico de donde se obtiene lo siguiente:

Momento último $M_u = 47,53$ KN*m/m

Recubrimiento $r = 2,50$ cm

$$As_{nec} = 9,092 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{min} = 3,240 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 9,092 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: **$\emptyset 12$ mm c/11 cm** Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico

Se determina la armadura secundaria o de distribución de la losa de acuerdo a lo especificado en el marco teórico, de donde lo necesario es el 67 % de la armadura principal.

$$As = 6,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: **$\emptyset 10$ mm c/12 cm** Armadura secundaria de la losa en sentido paralelo al tráfico.

Se determina la armadura por retracción y temperatura la cual responde a una armadura mínima que resista los esfuerzos solicitados por los cambios de temperatura.

$$As_{min} = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: **$\emptyset 10$ mm c/22 cm**

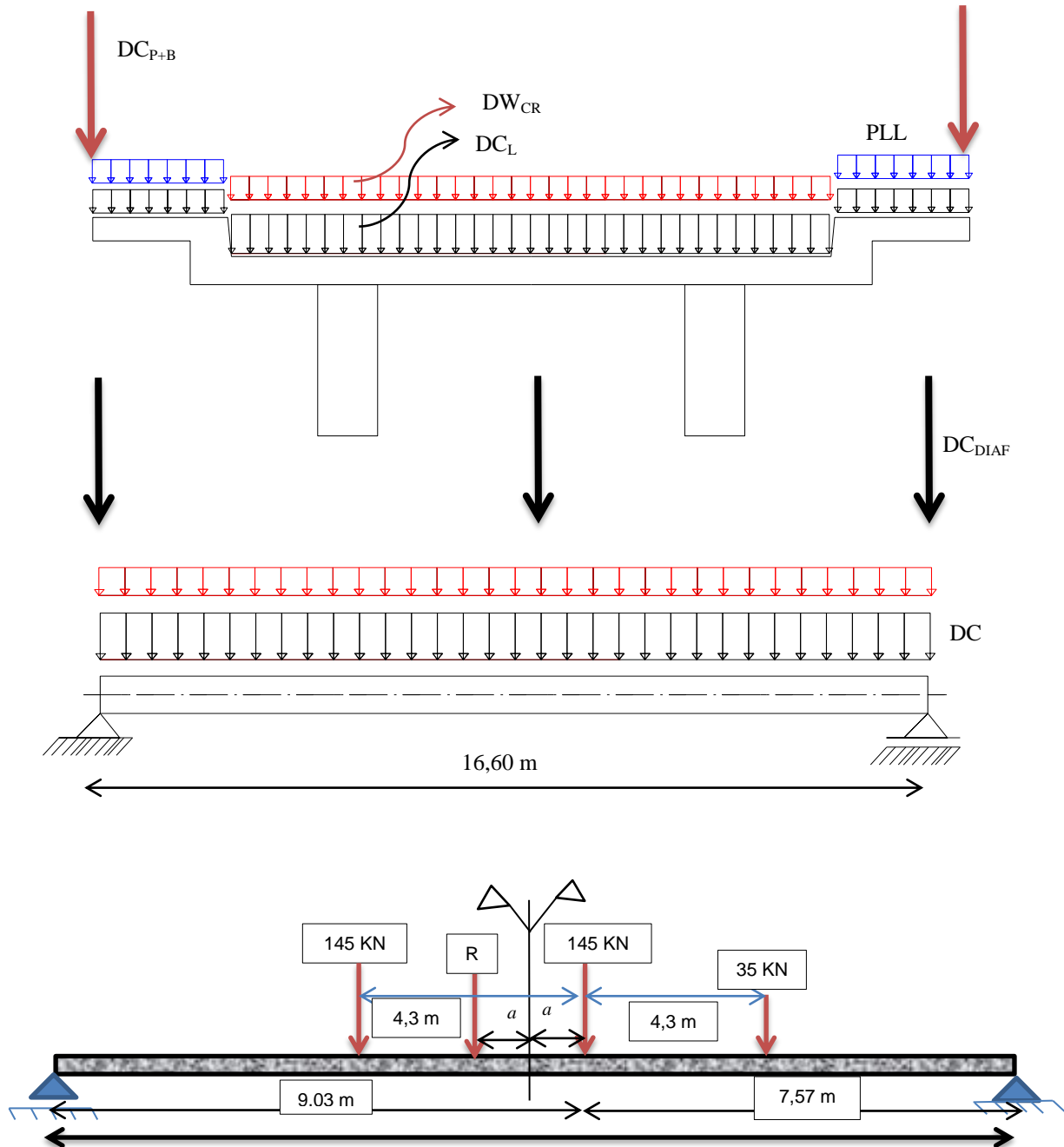
En cuanto al cortante la misma no está solicitada a este esfuerzo ya que la rueda se ubica sobre la viga.

3.4.1.8. Diseño de las vigas principales.

Para el diseño de las vigas se recurrió netamente a la estática como se menciona en la teoría cargando totalmente al tablero y haciendo actuar a todas las cargas simultáneamente.

Figura N°13

Cargas consideradas para el diseño de las vigas



Se procedió a la determinación del factor de carga de acuerdo a lo especificado en el marco teórico de donde el mismo es el siguiente:

Porcentaje de carga de camión para cada viga $F_e = 0,690$

Porcentaje de carga de carril para cada viga $F_e = 0,692$

Las cargas y procedimiento de diseño para la determinación de los momentos y cortantes últimos se especifican en los anexos en la memoria de cálculo, de los cuales los resultados finales son los siguientes:

Momento último $M_u = 3369,77 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Recubrimiento $r = 5,0 \text{ cm}$

$$\text{As nec} = 95,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min} = 53,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{As max} = 225,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{As} = 95,64 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: **19 \emptyset 25 mm**

Esfuerzo cortante último $v_u = 2,52 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76 \text{ Mpa}$

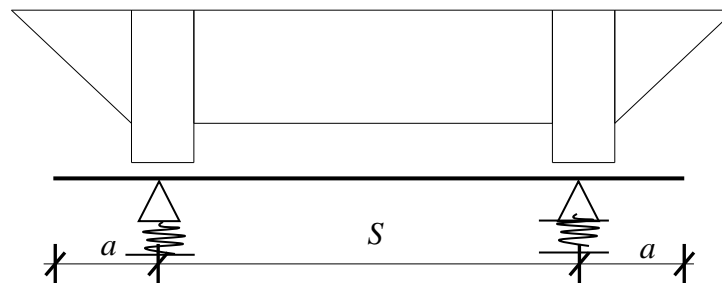
Por lo cual requiere armadura la cual se colocara en dos piernas para darle un mayor trabajo en conjunto a la estructura para lo cual se elige un diámetro para e el cual se determinará el espaciamiento: diámetro adoptado **$\emptyset = 12 \text{ mm}$**

FINALMENTE USAR: **$\emptyset 12 \text{ mm c/14 cm}$**

3.4.1.9. Diseño de los diafragmas.

Los diafragmas son vigas altas con relación lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyadas en las vivas principales que son muy largas elásticas el apoyo de los diafragmas resulta elástico por lo cual se recurre a su diseño de cómo una viga de gran canto.

Figura N°14
Sección longitudinal del Diafragma



Dado que la base de una viga debe de ser por lo menos 15 cm entonces se adopta una sección de 20 cm para lo cual se tiene los siguientes resultados:

Momento último $M_U = 180,04 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Recubrimiento $r = 2,50 \text{ cm}$

La distancia desde la parte superior hasta el eje neutro es la siguiente:

Distancia al eje neutro **$a = 6,7 \text{ cm}$**

La tracción en la fibra inferior del diafragma es la siguiente:

Tracción en la fibra inferior **$T_U = 185,96 \text{ KN}$**

De donde se obtiene el área necesaria de armadura para los diafragmas del análisis a flexión ya que como viga de gran canto requiere menos armadura:

$$\text{As nec} = 5,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min} = 5,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{As} = 5,94 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: 3 Ø 16 mm

Para la armadura de refuerzo vertical y horizontal se lo determina de acuerdo a lo especificado en la norma ACI318 - 2005 y se obtiene los siguientes resultados:

FINALMENTE USAR: **Ø 8 mm c/17 cm Armadura vertical**

FINALMENTE USAR: **Ø 6 mm c/17 cm Armadura horizontal**

3.4.1.10. Diseño de los aparatos de apoyo.

Para el diseño de los aparatos de apoyo se lo realiza en tensiones admisibles considerando las cargas en estado de servicio para un determinado factor de seguridad.

La carga de servicio total es la siguiente:

Carga de servicio **N = 495,68 KN**

Tensión admisible en compresión del Neopreno $\beta_{nm} = 10 \text{ MPa}$.

Espesor de la placa de neopreno **e = 1,2 cm**

Sección final determinada:

Dimensión en sentido paralelo al trafico **A = 0,25 m**

Dimensión en sentido transversal al trafico **B = 0,30 m**

Altura total de la placas **h = 4,8 cm**

Espesor de la placa metálica **e = 1 mm** (tres placas de 1 mm)

3.4.2. Infraestructura.

Diseño estructural de la infraestructura

El diseño estructural de la infraestructura se lo realiza de acuerdo a lo especificado en el marco teórico respetando la norma AASHTO LRFD – 2004. Todo el procedimiento del diseño, las formulas empleadas más la memoria de cálculo se especifica en los anexos del presente proyecto por lo cual en este punto solo se especifican los resultados obtenidos para cada análisis realizado.

3.4.2.1. Diseño de los estribos.

Figura N° 15
Dimensiones del estribo

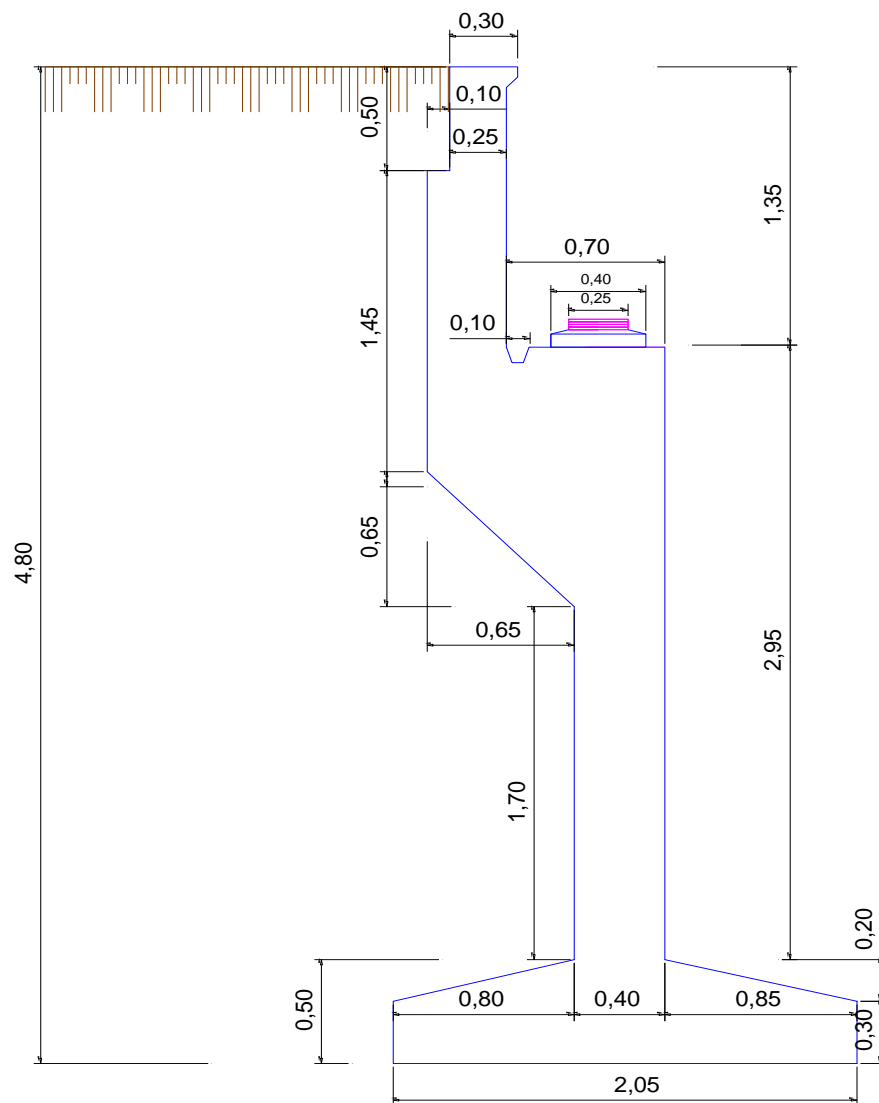


Tabla N° 14

Cargas y efectos considerados en los estribos

Resumen de Fuerzas y Momentos resistentes (Verificación de la estabilidad):

FUERZA	CARGA KN/m	Brazo m	Momento KN*m/m	Descripción
DC =	72,13	1,24	89,25	Peso Propio Estribo
EV =	36,93	1,72	63,66	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

Resumen de Fuerzas y Momentos actuantes (Verificación de la estabilidad):

FUERZA	CARGA KN/m	Brazo m	Momento KN*m/m	Descripción
$F_{\Delta} =$	12,43	2,40	29,83	Incremento de presión por carga vehicular
$EH_{av} =$	19,69	2,05	40,37	Componente vertical del empuje activo
$EH_{ah} =$	45,65	1,60	73,04	Componente horizontal del empuje activo

Resumen de Fuerzas y Momentos de cargas de la Superestructura.

FUERZA	CARGA KN/m	Brazo m	Momento KN*m/m	Descripción
HL - 93 =	51,79	1,20	62,15	Carga Viva
BR =	8,93	6,60	58,93	Fuerza de Frenado
$R_{DC} =$	58,16	1,20	69,79	Peso propio de Vigas y Diafragmas
$R_{DW} =$	28,03	1,20	33,64	Peso propio de accesorios

3.4.2.1.1. Capacidad de Carga y Estabilidad en estado Límite de Servicio

✓ Hipótesis I Estribo construido + Rellenos (Accesos)

- Comprobación al vuelco.

Sumatoria de momentos resistentes $\sum M_o = 193,28 \text{ KN*m/m}$ Sumatoria de momentos actuantes $\sum M_o = 102,87 \text{ KN*m/m}$ Factor de seguridad obtenido $F_s = 1,88$

- Esfuerzos sobre el terreno.

Sumatoria de momentos resistentes $\sum M_o = 193,28 \text{ KN*m/m}$

Sumatoria de momentos actuantes $\sum M_o = 102,87 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$

Sumatoria de fuerzas verticales $\sum F_v = 128,75 \text{ KN/m}$

Excentricidad $e = 0,32 \text{ m}$

La resultante si cae en el tercio central.

Esfuerzo máximo $\sigma = 0,12 \text{ MPa}$

Esfuerzo admisible del terreno $\sigma_{adm} = 0,936 \text{ MPa}$

a) Estribo construido más relleno más puente.

➤ Comprobación al vuelco.

Sumatoria de momentos resistentes $\sum M_o = 358,86 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$

Sumatoria de momentos actuantes $\sum M_o = 161,80 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$

Factor de seguridad obtenido $F_s = 2,22$

➤ Esfuerzos sobre el terreno.

Sumatoria de momentos resistentes $\sum M_o = 358,86 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$

Sumatoria de momentos actuantes $\sum M_o = 161,80 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$

Sumatoria de fuerzas verticales $\sum F_v = 266,74 \text{ KN/m}$

Excentricidad $e = 0,29 \text{ m}$

La resultante si cae en el tercio central.

Esfuerzo máximo $\sigma = 0,239 \text{ MPa}$

Esfuerzo admisible del terreno $\sigma_{adm} = 0,936 \text{ MPa}$

3.4.2.1.2. Determinación de la estabilidad en estado límite de resistencia.

✓ **Hipótesis I Estribo construido + Rellenos (Accesos)**

➤ Capacidad de Carga.

Excentricidad $e_{max} = 0,34 \text{ m}$

La resultante si cae en nucleo central.

Esfuerzo máximo $\sigma_{max} = 0,636 \text{ MPa}$

Esfuerzo admisible del terreno $\sigma_{adm} = 0,936 \text{ MPa}$

➤ Comprobación al vuelco.

Según el artículo 11.6.3.3 en fundación en estratos rocosos el vuelco en el estado límite de resistencia se garantiza cuando la excentricidad no sobrepasa el núcleo central de la base de la zapata

Núcleo central = 0,34 m

Excentricidad $e_{\max} = 0,34 \text{ m}$

Por lo cual se garantiza la estabilidad al vuelco ya que la excentricidad cae dentro del núcleo central, además garantizando que la fundación está trabajando en compresión variando linealmente desde la puntera hasta el talón.

➤ Comprobación al Resbalamiento.

Resistencia nominal al corte $Q_{\tau} = 118,73 \text{ KN/m}$

Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el roca y la fundación $\phi_{\tau} = 0,60$

Solicitud al corte mayorada $Q_U = 68,48 \text{ KN/m}$

$$68,48 \text{ KN/m} \leq 71,24 \text{ KN/m OK!!!}$$

Determinación del refuerzo en el estribo

a) Diseño del parapeto superior (sección 1).

El mismo fue diseñado con la misma norma que los anteriores elementos de la estructura y con la misma filosofía de diseño.

Momento último $M_U = 36,63 \text{ KN*m/m}$

Recubrimiento $r = 7,50 \text{ cm}$

$$A_s \text{ nec} = 5,98 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 3,04 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 5,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12 \text{ mm c/18 cm}$ Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 10 \text{ mm c/33 cm}$ Armadura secundaria

b) Diseño del parapeto inferior (sección 2).

Momento último $M_U = 55,79 \text{ KN*m/m}$

Recubrimiento $r = 7,50 \text{ cm}$

$$A_s \text{ nec} = 5,625 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 4,82 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 5,625 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12 \text{ mm c}/18 \text{ cm}$ Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12 \text{ mm c}/22 \text{ cm}$ Armadura secundaria

c) Diseño del Alzado.

Momento último $M_U = 215,97 \text{ KN}^*\text{m}/\text{m}$

Recubrimiento $r = 7,50 \text{ cm}$

$$A_s \text{ nec} = 19,753 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 5,625 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 19,753 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 25 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$ Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$ Armadura secundaria

d) Diseño de la puntera.

Momento último $M_U = 89,24 \text{ KN}^*\text{m}/\text{m}$

Recubrimiento $r = 7,50 \text{ cm}$

$$A_s \text{ nec} = 5,755 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 7,506 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 7,506 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 16 \text{ mm c}/24 \text{ cm}$ Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 16 \text{ mm c}/24 \text{ cm}$ Armadura secundaria

e) Diseño del talón.

Momento último $M_U = 49,55 \text{ KN}^*\text{m}/\text{m}$

Recubrimiento $r = 7,50$ cm

$$As \text{ nec} = 3,172 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 7,506 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$As = 7,506 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 16$ mm c/24 cm Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 16$ mm c/24 cm Armadura secundaria

3.4.3. Estructuras complementarias.

Las estructuras complementarias que se van a utilizar para el presente proyecto están en función a las condiciones de la zona por lo cual se especifican a continuación:

3.4.3.1. Aleros.

Los aleros que se diseñaron son una continuación de los estribos calculados anteriormente, estas estructuras presentan el mismo cálculo que los estribos con un pequeña diferencia que en los mismos no se hace actuar el peso de la superestructura ni la fuerza de frenado por lo cual solo se presenta la armadura a utilizar y en la memoria de cálculo se presenta el detalle su cálculo en los anexos del presente proyecto:

Para los aleros se tienen los siguientes resultados:

Refuerzo para el Alzado.

$$As = 10,549 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 5,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 20$ mm c/30 cm Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12$ mm c/21 cm Armadura secundaria

Refuerzo para la puntera.

$$As = 2,663 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 7,506 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 16$ mm c/24 cm Armadura principal

FINALMENTE USAR: $\emptyset 16$ mm c/24 cm Armadura secundaria

Refuerzo para el talón.

$$As = 0,295 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 7,506 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: **Ø 16 mm c/24 cm** Armadura principal

FINALMENTE USAR: **Ø 16 mm c/24 cm** Armadura secundaria

3.4.3.2. Gaviones.

Los gaviones que se diseñaron son los que comúnmente se utilizan en nuestro medio los cuales se especifican en los planos a detalle en los anexos del presente proyecto.

4. APORTE ACADÉMICO

“COMPARACIÓN ECONÓMICA DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE LOSA ALIGERADA CON UN PUENTE VIGA LOSA”

4.1. Marco conceptual del aporte académico.

Desde tiempos remotos se han venido desarrollando estructuras a través de las cuales el hombre pudo vencer cierto tipos de obstáculos principalmente para vencer los tramos que debido a las grandes precipitaciones se ven obstaculizadas por las grandes ríoadas que se forman de diferentes maneras ya que el agua busca su cauce para evacuar las aguas de lluvias. Pero también a través de los puentes el hombre a podido vencer desniveles topográficos para optimizar la trayectoria de los caminos que une dos ciudades importantes como también una zona productora con una consumidora.

La construcción de los puentes inicialmente era de forma empírica donde estos generalmente se encontraban sobredimensionados en cuyo caso funcionaban y prestaban el servicio sin ninguna falla hasta cumplir su vida útil de los materiales de los cuales estaba construido y en algunas pocas ocasiones estas estructuras estaban sub dimensionadas en cuyo caso colapsaban. De ahí que el hombre le presto más atención a los puentes realizando diversas pruebas para de esta manera poder optimizar la estructura de manera que cumpla su función y sea lo más económica posible. De esta manera surgieron los diferentes tipos de puentes que se adecuan a las condiciones de la longitud del tramo a salvar, al tipo de fundación sobre la cual se pretende colocarlo, al número de carriles que se quiere que transiten por los mismos y finalmente a la estética que se le quiera dar ya que estas estructuras son también conocidas como obras de arte mayor.

En nuestro país se construyeron hasta el momento diversos tipos de puentes los cuales generalmente se lo construyeron con un criterio considerando la economía ya que somos un país tercermundista. Los puentes más conocidos son los siguientes:

- Puentes Losa
- Puentes tipo Viga Losa
- Puentes tipo Vigas con armaduras Postesas y Losa
- Puentes en Arco
- Puentes Colgantes
- Puentes atirantados.

Estos puentes se construyeron de acuerdo a la utilidad y a la zona donde es así que en zonas muy pobladas es decir ciudades generalmente se construyen de manera que sean lo más estético posible y en zonas rurales se construyen con un criterio más económico que estético.

Es importante mencionar también que en la construcción de puentes a veces es necesario que la altura del puente sea lo más mínimo posible ya que se tiene que salvar un tramo donde existe un río y se cuenta con un tirante muy elevado de agua o simplemente se quiere llegar a un punto tal que ya está definido por caminos ya existente caso que. Para lo cual se presenta una alternativa que al margen de la economía nos permite tener una mayor altura de galibo que la desarrollada en el presente proyecto.

4.2. Alcance del aporte.

Con el presente aporte se pretende que los universitarios que se encuentran en el desarrollo de un proyecto de puentes de condiciones similares a las mencionas anteriormente tengan una idea del tipo de estructura a diseñar y no así proceder un diseño que al final no era el óptimo para el problema en cuestión, además de hacer notar algunas ventajas que tiene un tipo de estructura en función a otra que también soluciona el problema. Por lo cual se presenta el alcance del aporte académico:

- Realizar una comparación económica de la superestructura de un puente tipo Losa Aligerada con un puente tipo Viga Losa, además de realizar una comparación del galibo de cada estructura de acuerdo a los requerimientos de la norma AASHTO LRFD-2004.

4.3. Diseño de la superestructura del puente tipo Losa Aligerada.

El presente diseño solo se diseña los elementos que son sujetos a comparación, por lo cual no se presenta el diseño del barandado ya que se utilizara el mismo. Además solo se presenta los resultados para cada análisis de carga lo cual se lo presentará en la memoria de cálculo del presente proyecto.

4.3.1. Pre dimensionamiento.

Ancho de la calzada :	$ac =$	4,00 m
Altura del bordillo :	$a =$	0,25 m
Ancho útil de la vereda :	$av =$	0,80 m
Ancho del bordillo :	$ab =$	0,25 m
Base de las Vigas interiores:	$b =$	0,35 m
Base de las Vigas interiores:	$b =$	0,27 m

$$h_{min} = 0,83 \quad m$$

$$L_C = 16,83 \quad m$$

4.3.2. Materiales.

$f'_c =$	21	MPa	$f_y =$	420	MPa
$\gamma_H =$	2400	kg/m ³			
$\gamma_{CR} =$	2200	kg/m ³			

4.3.3. Diseño de las vigas longitudinales.

Las cargas que aquí se consideran son las mismas que se consideraron en el diseño del presente proyecto en las vigas ya anteriormente diseñadas.

A diferencia del anterior diseño en este caso se determina un ancho de faja equivalente donde se supone afecta la carga de diseño (HL-93).

$$E = 250 + 0,42 * \sqrt{L_1 * W_1}$$

Dónde:

E: Es el ancho de faja equivalente (mm).

LI: Es la longitud del tramo (mm).

WI: el ancho de calzada o carril (mm).

$$E = 3,70 \quad m$$

Resumen de solicitaciones:

Momento por carga de camión:	249,54	KN*m
Momento por carga de carril:	104,84	Kg*m
Momento por peso propio:	264,12	KN*m
Cortante por carga de camión:	68,03	KN
Cortante por carga de carril:	24,92	KN
Cortante por peso propio:	62,77	KN

La combinación de carga que se utiliza es la misma que ya se mostró en el diseño de las anteriores vigas principales en el presente proyecto.

$$\mathbf{Mu = 950,31 \quad KN*m}$$

$$\mathbf{Vu = 241,12 \quad KN}$$

De donde la armadura necesaria para la flexión es la siguiente:

$$\mathbf{As \text{ nec} = 37,19 \quad cm^2}$$

$$\mathbf{As \text{ min} = 23,28 \quad cm^2}$$

$$\mathbf{As \text{ max} = 98,55 \quad cm^2}$$

FINALMENTE USAR:

$$\mathbf{8 \quad \phi \quad 25 \quad mm}$$

De la cual la armadura de distribución es la siguiente:

FINALMENTE USAR:

$$\mathbf{\phi \quad 16 \quad mm \quad c/ \quad 11,00 \quad cm}$$

Y la armadura por contracción y temperatura es la siguiente:

FINALMENTE USAR:

$$\mathbf{\phi \quad 10 \quad mm \quad c/ \quad 20 \quad cm}$$

De donde la armadura necesaria para el corte es la siguiente:

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 10 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 30 \quad \text{cm}$$

4.3.4. Diseño de los diafragmas.

Los diafragmas se diseñan con el criterio que ayude a resistir la posible torsión que se pueda generar en la estructura y de manera que se arriostre las vigas longitudinales.

Base del Diafragma = 0,20 m

Altura del Diafragma = 0,50 m

Longitud de cálculo del Diafragma = 0,70 m

Solicitaciones por carga viva:

Tracción en la fibra inferior $T_U = 185,96 \text{ KN}$

Con lo que de acuerdo a la combinación de cargas que especifica la norma se tiene las máximas solicitaciones:

$$T_U = 185,96 \text{ KN}$$

Con lo que se determina la armadura de tracción necesaria que es la siguiente:

$$A_s \text{ nec} = 3,252 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 3,300 \text{ cm}^2$$

De donde para tracción se tiene:

FINALMENTE USAR:

$$3 \quad \phi \quad 12 \quad \text{mm}$$

La armadura de distribución vertical es la siguiente:

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 8 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 10 \quad \text{cm}$$

La armadura de distribución Horizontal es la siguiente:

FINALMENTE USAR:

$$\phi \quad 6 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 10 \quad \text{cm}$$

4.4. Comparaciones

4.4.1. Comparación de hormigón armado.

Tabla N°15

Comparación de volúmenes de hormigón

SUPERESTRUCTURA PUENTE LOSA ALIGERADA LONGITUD = 17,10 m								
11	- Hormigón Simple P/Vigas Tipo R-21							
	- Vigas externas	m3	0,27	0,830	17,10	3,832	2,00	7,66
	- Vigas interiores	m3	0,35	0,830	17,10	4,968	5,00	24,84
	- Vigas de borde	m3	0,27	0,480	17,10	2,216	2,00	4,43
	- Total	m3						36,93
13	- Hormigón Simple P/Diafragmas Tipo R-21							
	- Diafragmas	m3	0,20	0,500	2,25	0,23	2,00	0,45
	- Total	m3					1,00	0,45
12	- Hormigón Simple P/Losa Tipo R-21							
	- Losa	m3	2,29	0,18	17,10	7,05	1,00	7,05
	- Total	m3						7,05
14	- Hormigón Simple P/Accesorios Tipo R-21							
	- Pasamanos	m3	0,12	0,120	17,10	0,25	8,00	1,97
	- Postes	m3	0,13		0,15	0,02	20,00	0,38
	- Acera	m3	0,55	0,15	17,10	1,41	2,00	2,82
	- Total	m3						5,17
TOTAL HORMIGÓN ARMADO		m3						49,61

SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGAS LONGITUD = 17,10 m								
11	- Hormigón Simple P/Vigas Tipo R-21							
	- Vigas externas	m3	0,40	1,150	17,10	7,866	2,00	15,73
	- Vigas de borde	m3	0,27	0,480	17,10	2,216	2,00	4,43
	- Total	m3						20,16
13	- Hormigón Simple P/Diafragmas Tipo R-21							
	- Diafragmas	m3	0,20	0,720	2,97	0,43	3,00	1,28
	- Total	m3					1,00	1,28
12	- Hormigón Simple P/Losa Tipo R-21							
	- Losa	m3	3,20	0,18	17,10	9,85	1,00	9,85
	- Total	m3						9,85
14	- Hormigón Simple P/Accesorios Tipo R-21							
	- Pasamanos	m3	0,12	0,120	17,10	0,25	8,00	1,97
	- Postes	m3	0,13		0,15	0,02	20,00	0,38
	- Acera	m3	0,55	0,15	17,10	1,41	2,00	2,82
	- Total	m3						5,17
TOTAL HORMIGÓN ARMADO		m3						36,47

4.4.2. Comparación la cantidad de Acero.

La comparación del acero se lo realiza considerando una pérdida del 10 % por efectos de cortes y pérdidas de acero.

Cantidad total de acero para la superestructura del puente Losa: 8550,64 Kg.

Cantidad total de acero para la superestructura del puente Viga Losa: 6927,00 Kg.

4.4.3. Comparación económica.

Costo total de la superestructura del puente Losa: 222143,76 Bs.

Costo total la superestructura del puente Viga Losa: 172155,50 Bs.

Diferencia de costos para la misma longitud: 49988,26 Bs.

Costo por unidad longitudinal de la superestructura del puente Losa: 12990,86 Bs/m.

Costo por unidad longitudinal superestructura del puente Viga Losa: 10067,57 Bs/m.

Diferencia de costo por unidad longitudinal: 2923,29 Bs/m.

4.4.4. Comparación de Galibo.

Galibo para el puente Losa: 4,55 m

Galibo Para el puente Viga losa: 4,23 m

4.5. Guía para su utilización.

La utilización del presente aporte académico es bastante sencillo lo único que tiene que hacer el estudiante es comparar las condiciones del lugar en que pretende emplazar su proyecto, determinar ya sea visualmente o mediante cálculos el tirante de aguas que circula por el cauce y verificar el financiamiento con el que se puede contar además de la importancia de terminar en un punto específico o no. Con esta información solo tiene que observar los resultados que en este diseño se muestra y si es importante tener un mayor galibo debido a un gran tirante de circulación entonces deberá realizar un diseño de un puente Losa Aligerada y si por el contrario no cuenta con muchos recursos se deberá tomar el diseño de un puente Viga Losa y correr el riesgo de las enormes riadas que superan el periodo de retorno tomado.

4.6. Conclusiones y Recomendaciones.

4.6.1. Conclusiones

- ✓ Los resultados de la comparación económica muestran que el costo del puente tipo Losa supera al costo del puente tipo Viga Losa con 49988,27 Bs. Para una longitud de 17,10 m. También se puede observar con estos resultados una diferencia en los costos de 2923,29 Bs/m, por lo que económicamente es más conveniente la construcción de un puente tipo Viga Losa.
- ✓ De un análisis al costo por unidad longitudinal es evidente que a mayor longitud es más económico la construcción de un puente tipo viga losa ya que la losa superior de este tipo de puentes siempre tendrá la misma altura para un mismo carril y lo único que aumentaría sería la sección transversal de las vigas, lo cual no repercute mucho en el volumen total del tablero, por el contrario el puente tipo losa exige mayor altura en su estructura aumentando considerablemente a los volúmenes del tablero lo que incide bruscamente en el precio. En contraste a menor longitud es notorio que el costo de los puentes tipo losa se vuelven más económicos por que reducen la altura total de su losa reduciendo la altura de las vigas disminuyendo considerablemente los volúmenes del tablero.
- ✓ La importancia de la construcción de puentes tipo Losa radica en la recuperación de galibo ya que al tener una menor altura esto nos permite ganar revancha lo cual sería conveniente cuando se está en presencia de un gran tirante de circulación o cuando se prevea el arrastre de árboles o ramas en zonas montañosas las cuales pudieran trancarse en la ubicación del puente generando un problema al poner en riesgo la estructura.
- ✓ Los volúmenes de hormigón y la cantidad de acero de un puente tipo Losa son superiores que los de los puentes tipo Viga Losa lo cual en conclusión elevan el costo de los puentes Losa en comparación con los puentes tipo Viga losa por lo que para una longitud similar a la del presente proyecto es más favorable económicamente la construcción de un puente igual al del este Proyecto, a no ser que se quiera contar con una mayor revancha o la misma no sea suficiente para cumplir con el tirante de circulación.

4.6.2. Recomendaciones.

- ✓ Es importante que el proyectista antes de realizar el diseño de estos tipos de estructura evalúe la topografía del lugar, el tirante de circulación máximo y las condiciones económicas con las que cuenta para la construcción y tomar la decisión más óptima.
- ✓ Cuando la Luz sea pequeña es recomendable la construcción de los puentes tipo Losa y si es similar a la del presente proyecto es más recomendable los puentes tipo Viga Losa.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Las conclusiones y recomendaciones que en este apartado se presenta están en función a la memoria de cálculo y las condiciones del lugar donde se emplazará el presente proyecto las cuales son las siguientes:

5.1. Conclusiones.

- ✓ Con la construcción del puente en “*Cruce Carachimayo Norte y La Hondura*” las crecidas del rio no serán un impedimento para que las comunarios de las zonas beneficiadas puedan llevar sus productos a los centros de consumo.
- ✓ Con la implementación del proyecto se tendrá una mayor integración entre las comunidades de La Hondura, Carachimayo Norte, Carachimayo El Bordo, Carachimayo Centro y finalmente el centro urbano de la ciudad de Tarija que tanta falta hace a la comunidad.
- ✓ La construcción de dicha estructura eliminara el temor que el rio ocasiona a los alumnos de la zona ya que para cruzar el rio al asistir a la escuela de la comunidad Carachimayo Norte no tendrán que hacerlo por medio del rio por el contrario lo realizaran a través del puente.
- ✓ El camino que sin la estructura solo funciona en tiempos de sequía hasta que lo deteriora la crecida del rio funcionara en todo tiempo del año ya que habrá una mayor transitabilidad por ende obligara a realizar un mayor mantenimiento del camino, ya que el mismo cobrara una mayor importancia debido a la construcción de una represa en la zona.
- ✓ En el diseño de puentes de acuerdo a la norma AASHTO LRFD-2004 es muy importante manejar las unidades que la misma predispone ya que algunas de sus ecuaciones tienen dimensiones y el no manejar de la forma mencionada puede ocasionar errores en el cálculo.
- ✓ Es importante manejar las ecuaciones correctamente de acuerdo a la bibliografía usada ya que el cambiar algún factor ocasiona fallas en la interpretación de las mismas.
- ✓ Es importante realizar de forma correcta la ingeniería básica consultando a los respectivos docentes que dictan las asignaturas relacionadas con el proyecto porque la deficiencia de alguno de los estudios ocasiona una sobre dimensión y sub

dimensión de algunos elementos dejando incluso sin respaldo al proyecto llegando a ocasionar el rechazo del mismo.

- ✓ Se puede verificar que todos los elementos del barandado están más sometidos a flexión que al esfuerzo cortante ya que la armadura tanto de los pasamanos como los postes es la armadura que genera la sollicitación de flexión y no requieren armadura de corte.
- ✓ Se determina que la máxima sollicitación tanto en el bordillo como en la vereda la genera la carga de camión en la ubicación prescrita por la norma AASHTO LRFD-2044.
- ✓ La armadura que requiere el bordillo es superior que la que requiere la vereda por lo cual por razones de ocasionar que los mismos trabajen en conjunto se dispone la armadura del bordillo también a la vereda reemplazando a la que genera la sollicitación en la misma. La cual para la flexión son barras de 12 mm espaciadas 30 cm.
- ✓ Queda definido que el bordillo es un elemento que trabaja a flexión tanto verticalmente como horizontalmente para un carga igual al 10 % de la carga de camión la cual requiere un refuerzo de 2 barras de 16 mm.
- ✓ La losa sobre dos vigas es un elemento isostático presentando dos secciones de diseño una que consiste en el diseño del vuelo de la losa ubicando a la carga de rueda del camión a una distancia de 300 mm a partir del bordillo siendo para el único elemento que se ubica la carga de camión en esta posición, para el resto de los elementos la ubicación es a partir de 600 mm donde genere la máxima sollicitación y la otra sección consiste en el diseño de la losa interna para la cual se dispone toda la carga del eje del camión la cual de acuerdo a la norma ya mencionada es 145 KN, para el diseño de estas dos secciones se recurre al método tradicional el cual consiste en determinar el ancho de faja equivalente siendo diferente para la losa interna que de la losa eterna.
- ✓ El refuerzo de la losa consiste en una armadura que resista el momento flector de las sollicitaciones para nuestro caso son barras de 12 mm espaciadas 11 cm.
- ✓ El diseño de las vigas principales se lo realiza para la ubicación que nos determina el teorema de Barre ya que este nos genera la máxima sollicitación a la flexión, las

vigas principales son elementos sometidos a flexión la cual aumenta en función a la longitud de las mismas. El refuerzo para las vigas consiste en 19 barras de 25 mm, armadura que está muy por debajo de la armadura máxima.

- ✓ Para la determinación del porcentaje de carga para cada viga en un puente con dos vigas no es precisa la norma ya que el mismo se lo realiza con las ecuaciones de la estática para la ubicación más desfavorable, determinando la reacción de en la viga para una carga unitaria la cual nos proporciona el porcentaje de cada rueda el cual es mayor a la unidad ya que representa a la fila de ruedas y no así al eje del camión.
- ✓ La carga de carril solo interviene en el diseño de las vigas en la superestructura. La cual de la misma manera se la ubica donde genera la máxima sollicitación lo cual consiste en ubicarla a partir del bordillo hacia el interior de la losa.
- ✓ El diseño de los estribos para una profundidad menor a los 10 m es más conveniente el uso de estribos tipo ménsula sin contrafuertes ya que el empuje del suelo está en función a la profundidad y a menor profundidad menor fuerza de empuje activo por lo cual no necesita contrafuerte.
- ✓ las cargas más considerables en el diseño de estribos son el empuje activo, el peso del suelo de relleno, el peso propio del estribo, la superestructura y la carga HL-93 de la norma AASHTO LRFD – 2044, es importante tomar en cuenta que la fuerza de frenado que proporciona la norma ya está mayorada y no volverla a mayorarla y además la fuerza de frenado es desfavorable ubicada a 1800 mm por encima de la losa.
- ✓ Los estados de resistencia más desfavorables en el diseño de estribos y aleros son el estado de Resistencia I y IV ya que en el estado I es una combinación para una situación normal y el estado IV es debido a la alta relación entre las cargas permanentes y las sollicitaciones.
- ✓ En el diseño de la infraestructura sobre rocas se deben realizar varias alternativas de estribos ya que al estar en frente a una buena resistencia las recomendaciones de los libros puede estar muy sobre dimensionado, pero con el análisis de alternativas se llega a optimizar muy considerablemente el costo de la estructura.

- ✓ Es importante verificar el vuelco, el resbalamiento y los esfuerzos en toda infraestructura ya que estos factores son muy determinantes en la estabilidad de toda la estructura.
- ✓ El mayor refuerzo en fundaciones sobre rocas se genera en la pantalla (elevación del estribo), siendo para nuestro caso la armadura necesaria de barras de 25 mm espaciadas cada 25 cm.
- ✓ Se puede establecer que para un buen diseño de estribos la relación entre puntera y talón no debe alejarse mucho de la unidad para generar una baja excentricidad y lograr que la estructura trabaje en su totalidad en compresión.
- ✓ Para las fundaciones emplazadas sobre rocas no es necesario una gran sección en las zapatas por lo cual generalmente la armadura necesaria es la armadura mínima.
- ✓ Finalmente se concluye estableciendo que en la elaboración de los planos del diseño estructural por razones constructivas se modifican en pequeñas proporciones el espaciamiento de las armaduras para darle mayor uniformidad y es importante especificar claramente las dimensiones de todos los elementos previamente a colocar los refuerzos.

5.2.Recomendaciones.

- ✓ Se recomienda realizar una inyección de cemento en la roca de fundación de los estribos para cubrir todos los vacíos que este tipo de roca genera y así de esta manera garantizar que la misma trabaje en conjunto y tenga la resistencia de diseño, también se deberán realizar calicatas que superen el metro de profundidad que donde se encuentra la roca virgen y si es necesario la perforación con diamantina para que la estructura no colapse por los estribos.
- ✓ Realizar un mantenimiento continuo del camino para mantener el flujo vehicular en todo momento.
- ✓ A pesar de las estructuras de protección es importante construir una obra de protección en el lado Carachimayo Norte al lado de la escuela de esta comunidad ya que el río en este punto socaba y golpea con gran fuerza a la roca.
- ✓ Ante cualquier duda de los resultados mostrados en la ingeniería del proyecto se recomienda recurrir a la memoria de cálculo donde se explica todo el detalle de cálculo.

- ✓ Es recomendable cumplir con el recubrimiento de la norma para elementos sometidos al contacto con el suelo.
- ✓ Realizar consultas oportunas a los docentes de las asignaturas relacionadas con el proyecto para realizar el cálculo correctamente ya que el mantener la duda ocasiona errores en el diseño.
- ✓ Buscar una buena referencia del estudio del suelo de fundación con el que se cuenta en el lugar ya que este parámetro es decisivo en el tipo de fundación a utilizar.
- ✓ Es muy importante consultar paralelamente a la norma AASHTO LRFD – 2044 la norma ACI318 -2005 ya que estas normas son muy relacionadas.
- ✓ No es coherente trabajar mezclando unidades y sistemas de medida ya que esta situación genera dudas en cuanto a los resultados obtenidos.
- ✓ Es muy importante realizar visitas al lugar del proyecto para tener una buena idea y generar mayores alternativas de diseño estructural de cualquier estructura, además consultar a la gente del lugar de antecedentes en el lugar.
- ✓ Se debe tener mucho cuidado con las bibliografías utilizadas ya que algunas tienen diferentes sistemas de medida.