

CAPITULO I

1. CONDICIONES GENERALES.

1.1 Introducción.

La Ciudad de Bermejo fue creada mediante ley del 7 de Diciembre de 1956 como capital de la segunda sección de la Provincia Arce, del Departamento de Tarija, está ubicada al extremo sur del Departamento a 187 Km de la Ciudad de Tarija.

La extensión territorial del Municipio de Bermejo es de aproximadamente de 380,90 Km², se divide en área urbana y rural. Y tan solo representa el 1 % de la superficie del Departamento, que cuenta con 37.623 Km².

Es una zona climática predominantemente cálida y semí-húmeda que comprende todo el área del Municipio de Bermejo, se observa que las mayores temperaturas medias corresponden a los meses de Enero, Febrero y Noviembre, mientras que las temperaturas medias menores corresponden a los meses de Junio, Julio y Agosto, con una temperatura media anual de 22,5° C.

El Ingenio Azucarero es la principal actividad Industrial de la ciudad de Bermejo, este absorbe el 100 % la producción agrícola que se da la zona rural. La mayor parte de la superficie está destinada al cultivo de caña de azúcar y sus derivados alcohol, melaza y cachaza.

Desde 1995, la segunda actividad en importancia es el comercio fronterizo informal con la República Argentina, que se ve incrementada por la política cambiaria aplicada en el País vecino, cuya devaluación de su moneda, se refleja en un tipo de cambio favorable a nuestro país, situación que ha generado una fuerte corriente migratoria de comerciantes del interior del país hacia Bermejo.

Para el buen desarrollo del proyecto se necesita la mayor cantidad de información por lo cual se hizo algunas visitas al lugar.

1.2 Antecedentes

En los últimos años hasta hoy en la actualidad (Gestion-2013), la ciudad de Bermejo ha demostrado un gran movimiento de desarrollo urbano y suburbano, reflejado principalmente en el crecimiento de su población y en el crecimiento de sus productos internos, por otro lado, paralelamente a este desarrollo, el abandono de personas en tierras productivas de las zonas rurales ha ido aumentando, no por la falta de producción

de tierras, ni mucho menos buscando una mejor calidad de vida, sino por falta de infraestructuras de apoyo a las mismas, por la falta de vinculación caminera y el aislamiento urbano en las que estos lugares se encuentran, estas cifras están siendo alarmantes para el municipio de la ciudad de Bermejo, por lo cual esta entidad se está movilizandoo con propuestas y construcciones de nuevos accesos para mejorar el estándar de vida de las personas que viven por estos lugares. Con lo cual el municipio de la ciudad de Bermejo pretende aumentar el desarrollo de la población de la ciudad Bermejo tanto del área rural generando producción y mejor educación en los niños y jóvenes, como en la ciudad propiamente dicha generando mayores ingresos de materia prima al mercado.

1.3 El Problema

Para muchas comunidades, hoy en día, los caminos vecinales se han constituido elementos de vital importancia porque permiten el desarrollo e integración de las mismas. Con la existencia de caminos vecinales las personas pueden comercializar sus productos a los diferentes mercados de abasto que se encuentren cercanos a esos lugares, tienen acceso a los servicios públicos, como ser; postas, núcleos escolares, agua, luz, etc. Pueden introducir alimentos con los cuales no cuentan. Sin embargo, en la realidad esto no puede ser posible, porque actualmente la Comunidad Quebrada Chica carece de una infraestructura caminera que sea transitable en toda época del año; porque la infraestructura existente es una senda de ripio en condiciones deplorables, además de tener que cruzar el río de Quebrada Chica que en épocas de lluvia conlleva caudales considerables. Por lo que las personas que viven en este lugar se ven obligadas a trasladarse caminando, o en animales de carga hasta la avenida principal que lleva a la ciudad de Bermejo, para luego tomar un medio automotor para poder transportarse.

Por otra parte, para los estudiantes de la Comunidad Quebrada Chica se les dificultan asistir al núcleo escolar en épocas de lluvia, porque antes de llegar al mismo se encuentran con el río de Quebrada Chica. Lo que ocasiona que estos tengan un bajo aprovechamiento escolar en estas épocas, e incluso los estudiantes a veces no asisten al colegio en estas épocas por el riesgo al que se exponen.

Dicho de esta manera la comunidad beneficiaria (Comunidad Quebrada Chica) con la Construcción del Puente Vehicular sobre el río Quebrada Chica, se solucionarían los

problemas de educación, los largos viajes que se efectuaban en animales de carga, la necesidad de integración con las comunidades adyacentes, la demanda agrícola y pecuaria de los productores de estos lugares y brindaría acceso para introducir nuevos productos a estos lugares, nuevos servicios, etc.

1.4 Objetivos. La propuesta de proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.4.1 Objetivo General.

- El objetivo general del proyecto es realizar el “*Diseño Estructural de un Puente Vehicular en el río Quebrada Chica*”, ofreciendo un camino estable y transitable durante todo el año, que permita mejorar e incrementar la comercialización de los productos agrícolas y pecuarios de las comunidades beneficiarias, hacia los centros de abasto y de consumo masivo.

1.4.2 Objetivos Específicos.

Los objetivos que se plantean son los siguientes:

- Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento.
- Realizar el estudio de suelos del lugar de emplazamiento.
- Realizar el estudio hidrológico de toda la cuenca de aporte del río Quebrada Chica.
- Realizar el estudio y diseño teórico a detalle de hormigón armado para la superestructura e infraestructura del proyecto.
- Definir el tipo de infraestructura en función a las características del suelo de fundación.
- Realizar el estudio de alternativas para el proyecto.
- Determinar los costos y plazos de ejecución del proyecto.
- Realizar las especificaciones técnicas para la construcción del proyecto.
- Realizar los planos de construcción del proyecto.
- Lograr la graduación del estudiante de Ingeniería Civil.

1.5 Justificación.

La planificación de vías de comunicación como alternativa de mejoramiento económico en las ciudades y comunidades no es más una opción para poder elegir, sino que se ha convertido en una verdadera necesidad, es indispensable en toda lugar 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, llegando a la conclusión que hace falta el mejoramiento del camino o la construcción de una vía de acceso que permita mejorar la educación, economía, deporte, el flujo de tránsito peatonal hacia los mercados de consumo ,etc.

Existen varias razones para justificar este estudio pero mencionaremos la más relevante, la razón que justifica el estudio de un puente sobre el Río Quebrada Chica radica básicamente en que los habitantes o familias y particularmente los estudiantes requieren un camino vehicular y peatonal estable, transitable durante todo el año, y principalmente en épocas de lluvia, con el objeto de obtener a una mejor educación, y condiciones económicas para poder comercializar sus productos tanto agrícolas como pecuarios, y con estos mismos ingresos poder introducir otros productos que no se producen en la zona y de esta manera poder tener una alimentación más balanceada y equilibrada.

1.5.1 Justificación técnica.

Lo que se quiere realizar con el desarrollo del proyecto es ofrecer un óptimo flujo vehicular y peatonal en todo el año, que actualmente se ve limitado en las épocas de lluvia por la obstrucción del cauce Quebrada Chica. Con la posterior construcción del puente vehicular sobre este cauce se dará un mejor confort al tráfico vehicular como peatonal.

1.5.2 Justificación social.

La construcción del Puente vehicular sobre el río Quebrada Chica, beneficiaria a las personas de la Comunidad Quebrada Chica y de la ciudad de Bermejo, ofreciendo el mejoramiento de estándar de vida de los beneficiarios como el desarrollo de la ciudad, al decir mejoramiento de estándar de vida se refiere a dar condiciones viales a las personas para que crezcan en su desarrollo como comunidad y también como productoras.

1.5.3 Justificación económica.

Entre las razones económicas que justifican la vialidad del proyecto, es que se tiene una producción que se necesita comercializar en toda época del año, especialmente en las épocas de lluvia. Para poder comercializarse se requiere contar con un buen camino en épocas de cosecha y el resto del año, y en particular con la construcción de un

punto vehicular, los productores tendrán un camino estable y transitable donde ellos podrán sacar sus productos hacia los mercados de abasto y evitar pérdidas económicas de las cosechas.

1.6 Alcance del proyecto.

A continuación se mencionara el alcance en el cual se enmarca el presente proyecto.

1.6.1 Resultados a Lograr.

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

- Elaborar el estudio de alternativas del proyecto.
- Recopilación, análisis y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de Bermejo, Instituto Geográfico Militar, internet, libros de puentes y suelos e información proporcionados por los docentes expertos en la materia.
- Visitas a la comunidad Quebrada Chica, para verificar la información recopilada. De manera de validar la información proporcionada de otra fuentes.
- Estudio de suelos: capacidad portante, clasificación de suelos, ensayos en roca.
- 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 necesario para su ejecución.
- Elaboración del informe del proyecto.

1.6.2 Aporte académico del estudiante.

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

- Realizar una comparación técnica y económica de la superestructura de un puente tipo Viga Losa con la superestructura de un puente tipo cajón, haciendo más énfasis a estos dos aspectos de los muchos que hay, debido a que los mismos generalmente determinan o gobiernan en la toma de decisiones finales.

1.7. Localización del proyecto.

1.7.1 Ubicación, Superficie y Creación del Municipio de Bermejo.

La Ciudad de Bermejo está ubicada geográficamente al extremo sur del Departamento de Tarija a 187 Km de la Ciudad del mismo nombre y 1.115 Km de la Ciudad de La Paz, correspondiéndole las coordenadas geográficas **22° 35' 24" – 22° 52' 09" de latitud sur** y **64° 26' 30" – 64° 14' 16" de longitud oeste** y una altitud media de 400 msnm.

Los límites de Bermejo son los siguientes: al norte, con el Municipio de Padcaya, al sur, con la confluencia del Río Bermejo y Río Grande de Tarija; y con la República Argentina; al este, con el Río Grande de Tarija y la República Argentina y al oeste, con el Río Bermejo y la República Argentina (Mapa).

La extensión territorial del Municipio de Bermejo es de aproximadamente de 380,90 Km², se divide en área urbana y rural. Y tan solo representa el 1 % de la superficie del Departamento, que cuenta con 37.623 Km².

Figura N°1 Ubicación del Proyecto



Fuente: I.G.M.

1.7.2 Población total del Área de influencia.

El Municipio de Bermejo, según datos del censo del 2001, tiene una población de 33.310 habitantes, representando el 8,5% y 0,40% del total departamental y nacional respectivamente. La densidad promedio del municipio es bastante alta, alcanzando a los 87.45 hab/km², constituyéndose en el territorio Municipal más densamente poblado.

El cantón más poblado es el de Bermejo, que corresponde a la capital del municipio, que tiene una población de 26.486 habitantes lo que representa el 80% de la población total del municipio, y una densidad bastante alta, de 730 hab/km². Mientras tanto, el cantón más pequeño es el de Porcelana que aglutina solamente al 2% de la población total. Los cantones de Arrozales y Candaditos participan con el 10 y 8% de la población respectivamente.

Las comunidades más pobladas, en orden de importancia, son: Campo Grande con 1.288, Colonia Linares con 1.227, Barretero con 877, Porcelana con 802 y Arrozales con 758 habitantes. Mientras que las más pequeñas son Florida.

1.7.3 Idioma y Costumbres.

En referencia al idioma más hablado en la región de Bermejo es el castellano, también se hablan las lenguas quechuas, aymará, y guaraní, en cuanto a fiestas regionales se tiene: San Santiago, La Cruz, La Pascua, Todos Santos y San Roque.

1.7.4 Servicio de Agua potable.

La empresa municipal de agua potable y alcantarillado sanitario bermejo es la encargada de proporcionar este servicio a la ciudad de bermejo para ello disponen de una red principal de pvc 6" de diámetro ubicada a 13.3 m. de longitud de la Línea Municipal y con una profundidad de 1 m.

De manera general, se sabe que aproximadamente el 12% de las viviendas del municipio no cuentan con servicio de agua potable o por cañería, aunque en el área rural el porcentaje es considerablemente mayor, alcanzando al 63%.

El porcentaje de viviendas que tienen agua por cañería dentro de la vivienda alcanza al 47%; en el área urbana al 98% y en el área rural solamente al 11%.

El acceso a agua por cañería fuera de la vivienda es de aproximadamente el 41% en todo el municipio, un 44% en la ciudad y un 26% en el campo.

Aproximadamente el 50% de las comunidades del área rural no tienen acceso al servicio de agua; y las que tienen acceso su cobertura es muy reducida, a excepción de Colonia Linares y Candado Grande donde alcanza al 90% y 31% respectivamente.

En síntesis, el acceso al servicio de agua por cañería es todavía muy reducido en el área rural del municipio, mientras que en el área urbana la cobertura es buena.

1.7.5 Saneamiento Básico.

La empresa municipal de agua potable y alcantarillado sanitario bermejo es la encargada de proporcionar este servicio a la ciudad de bermejo para ello disponen de una red principal de cemento (Hormigón), 6" de diámetro ubicada a 10 m. de longitud de la Línea Municipal y con una profundidad de 2.7 m. la red es antigua.

Aproximadamente, un 12% de las viviendas del municipio no cuentan con servicio sanitario, aunque este dato está muy sesgado por la información del área urbana, ya que en el sector rural del municipio la situación es muy diferente ya que un 44% de las viviendas no cuentan sistemas de saneamiento básico. Cabe apuntar, que el porcentaje de viviendas sin respuesta es considerable, al menos en el área rural (20%), y se supone que son familias que no tienen acceso al servicio, consecuentemente el porcentaje de viviendas que no tienen baño alcanzaría a un 66% en el área rural.

Además, se sabe que un 76% de las viviendas del todo el municipio tiene este servicio, en el área urbana un 83%, y en el área rural solamente un 36%.

1.7.6 Energía Eléctrica.

S.E.T.A.R. (Servicios Eléctricos de Tarija) es la empresa encargada de proporcionar este servicio a la ciudad de bermejo para ello disponen de una red principal de alta tensión de 380 voltios y redes de baja tensión de 220 voltios, el transformador se encuentra en la esquina, al lado de las oficinas de Entel. El área urbana tiene una cobertura del servicio de energía eléctrica de 85% aproximadamente. En el área rural la situación es totalmente diferente, solamente 12 comunidades, un 57%, acceden al servicio eléctrico. Las comunidades donde la cobertura del servicio de energía eléctrica es mayor son Colonia Linares, Cercado, Arrozales, Candado Chico, Candado Grande, Flor de Oro, los Pozos con el 75%, en promedio.

1.7.7 Servicio de Comunicación.

En la Ciudad de Bermejo opera con telefonía fija local la Cooperativa COTABE con 3.000 líneas, el servicio de larga distancia es proporcionado por COTAS y ENTEL, empresa que además tiene el servicio de INTERNET. En el área Rural ENTEL tiene servicio a través de centrales locales en 4 comunidades. A nivel de radiodifusión tenemos 7 Radios, 4 canales de Televisión y dos empresas de Cable.

1.7.8 Servicio de Salud.-

La región de Bermejo cuenta con: Un centro de salud de distrito constituido por el Hospital Virgen de Chaguaya ubicado en la ciudad de Bermejo cabeza de distrito, dos centros de salud de área uno ubicado en la comunidad de San Telmo Río Bermejo y otro ubicado en la comunidad de Barretero y siete centros de salud ubicados en las comunidades de: La Mamora, El Limal, Salado, Campo Grande, Colonia Linares, Trementinal, y San Ramón Puesto²⁷.

En la ciudad de Bermejo se cuenta con una amplia gama de clínicas particulares, tales como: Caja de Salud CORDES, Caja Nacional de Seguridad Social (CNSS), Caja Petrolera y consultorios particulares.

1.7.9 Gas.-

La empresa Tarijeña de Gas es la encargada de proporcionar este servicio a la ciudad de bermejo para ello disponen de una red principal de pvc 25 mm de diámetro ubicada a 17 m. de longitud de la Línea Municipal y con una profundidad de 0.7 m

CAPITULO II

2.1 INGENIERIA BASICA DEL PROYECTO.

2.1.1 Estudios Topográficos.

Para desarrollar esta parte de la ingeniería básica primeramente se dará a conocer los objetivos principales de este estudio, y se los describe a continuación:

- Elaborar los planos topográficos, tanto altimetría como planimetría.
- 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.

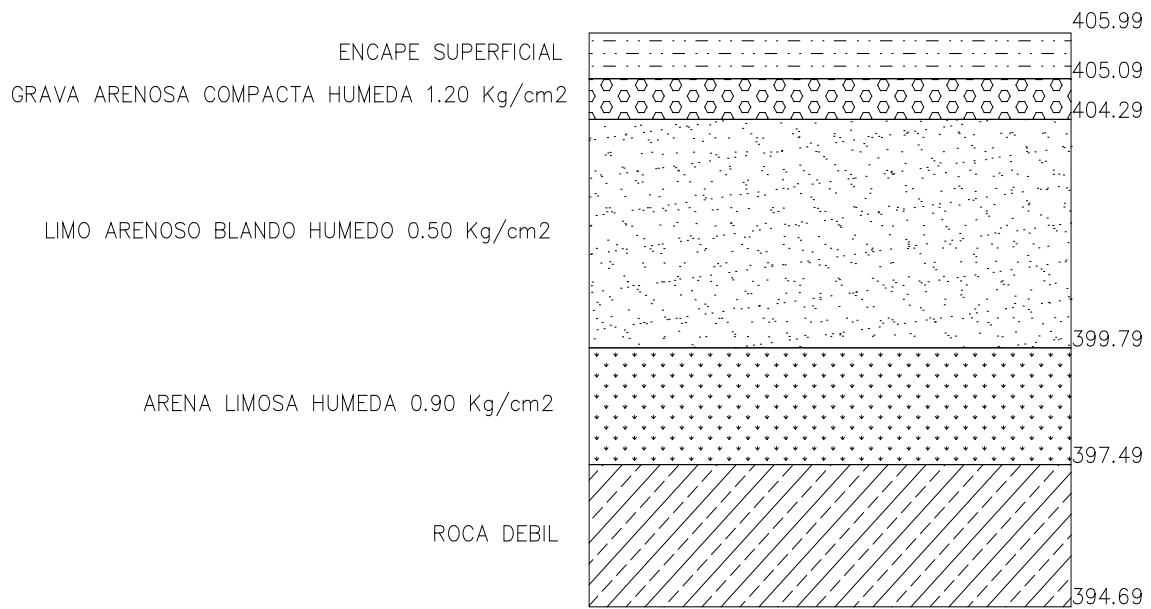
Los estudios topográficos fueron realizados en el sentido del eje del camino aproximadamente 85 m antes y después del obstáculo a salvar, en el sentido del eje del río debido a que el lugar cuenta con sembradíos de caña se realizó unos 50 m a la derecha e izquierda del camino, esta información fue elaborada por el G.A.M.B. (Gobierno Autónomo Municipal de Bermejo), posteriormente la información de campo fue procesada por el software AutoCAD CIVIL 3D 2013, donde se obtuvo las curvas de nivel cada metro y se definió la cota rasante que tiene por elevación 409.61 m.s.m.m. Debido a que la topografía del lugar está limitada por los sembradíos de caña (propiedad privada) que están a los lados del camino se ha optado por una longitud de puente de 17 m que inicia en la progresiva 0+029.4 y termina en la progresiva 0+046.4. El puente definido en esta parte es recto, es decir es perpendicular al flujo del río (Ver planos constructivos). Como se trata de un río, en el diseño de los accesos solamente existe volúmenes de relleno y no de corte, dando un total de 954.3 m³ de relleno.

2.1.2 Estudio de Suelos y Geotécnicos.

Se procedió al estudio del suelo de fundación con los Sondeos Geo-eléctricos Verticales en el lugar de emplazamiento, el cual nos arrojó la estratigrafía del suelo de fundación, para ver más detalles sobre la descripción de los estratos que contiene cada estribo se puede consultar el anexo A-2 de este proyecto.

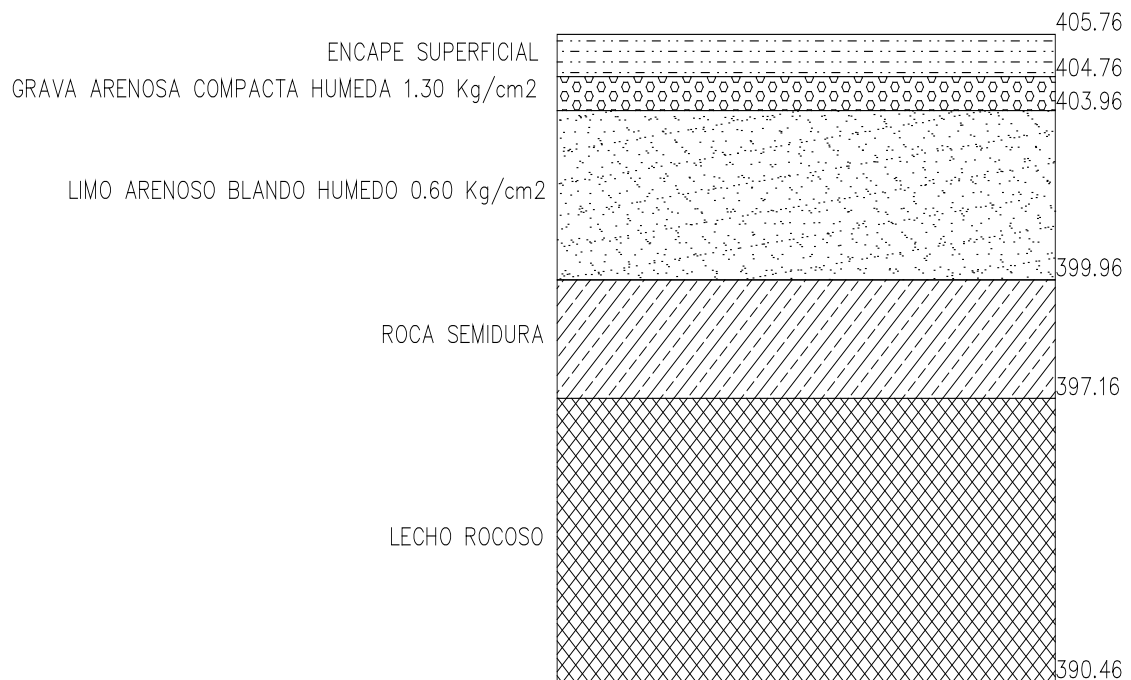
Se definió dos estribos uno de altura $h=12.8$ m y otro $h=9.8$ m por que la estratigrafía del suelo está definida de la siguiente manera:

Figura N°2 Estratigrafía Estribo h=12.8 m



Fuente: Elaboración Propia (unidades en m.s.n.m.)

Figura N°3 Estratigrafía Estribo h=9.8 m



Fuente: Elaboración Propia (unidades en m.s.n.m.)

Definiendo así la cota de fundación de la siguiente manera:

- Estribo H=12.8m, cota de fundación 396.71 m.s.n.m.
- Estribo H=9.8m, cota de fundación 399.71 m.s.n.m.

El informe muestra que la resistencia en la parte rocosa es de 1.465 MPa.

2.1.3 Estudios de Hidrología e Hidráulica.

Los objetivos de estos estudios son establecer las características de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

En el presente proyecto el estudio hidrológico e hidráulico, se recolectó información del SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología) y del instituto geográfico militar IGM, para proceder a calcular los parámetros de la cuenca de aporte del Río Quebrada Chica, que desemboca sus aguas al río Grande de Tarija, posteriormente se realizó el cálculo del caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años, para el cálculo de los caudales, se utilizó los métodos más conocidos como el Método de Gumbell, el Hidrograma Triangular, la ecuación de Pasenti y los Métodos Empíricos. Para ver detalladamente este estudio consultar el anexo A-3 de este informe, aquí en esta parte solo se presentan el resumen de los resultados:

Tabla N°1 Parámetros de la cuenca

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD
Área de la cuenca	Km^2	11.65
Perímetro de la cuenca	Km	16.814
Altitud máxima de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	780
Altitud mínima de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	410
Altitud media de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	595
Longitud media del cauce principal	Km	8
Pendiente media del río principal	<i>m/m</i>	0.028

Fuente: Elaboración Propia

Las estaciones utilizadas para la presente área de influencia son: Bermejo, Emborozu, La Merced y Guandacay.

Tabla N°2 Estaciones pluviométricas de la zona de estudio

Estación	Longitud S	Longitud W	Altura m.s.n.m.	Tipo de estación	Años registrados
Bermejo	22° 46' 15"	64° 18' 42"	385	Pluviométrica	1973-2012
Emborozu	22° 16' 01"	64° 33' 16"	881	Pluviométrica	1976-2007
La Merced	22° 01' 29"	64° 40' 36"	1509	Pluviométrica	2000-2012
Guandacay	22° 24'	64° 30'	980	Pluviométrica	1975-1998

Fuente: SENAMHI

Los parámetros estadísticos de las estaciones de estudio son las siguientes:

Tabla N°3 Parámetros estadísticos de las estaciones

ESTACION	AÑOS DE REGISTRO	MEDIA	E	K	DESV. EST
Bermejo	37	88.8	77.5	0.6	25.3
Emborozu	16	117.9	102.0	0.6	35.4
La Merced	13	58.3	51.6	0.5	14.8
Guandacay	18	86.6	61.6	1.6	55.5

Fuente: Elaboración Propia

La característica ponderada es: $Kd = 0,8$

La moda ponderada es: $Ed = 74.75$

2.1.3.1 Tiempo de concentración.

$$Tc = 1.271 h.$$

2.1.3.2 Caudal máximo

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

Tabla N°4 Caudal máximo

GUMBELL	T (años)	Q (m ³ /s)
	100	110.974
H.U.	T (años)	Q (m ³ /s)
	100	198.884
PASENTTI	T (años)	Q (m ³ /s)
	100	212.848
MET. EMPIRICOS	T (años)	Q (m ³ /s)
	-	112.352

Fuente: Elaboración Propia

De donde se promedió los resultados obtenidos dando finalmente como resultado un caudal de diseño de $Q_d = 158.76 \text{ m}^3/\text{s}$

2.1.3.3 Tirante de circulación máximo.

La curva de descarga del río es:

Tabla N°5 Curva de descarga

Y (m)	A (m ²)	P (m)	Rh (m)	Q (m ³ /s)
0.05	0.042	1.687	0.0249	0.017
0.10	0.223	4.884	0.0457	0.132
0.15	0.492	5.707	0.0862	0.444
0.20	0.785	6.09	0.1289	0.926
0.25	1.096	6.478	0.1692	1.550
0.30	1.425	6.866	0.2075	2.309
0.35	1.773	7.255	0.2444	3.204
0.40	2.137	7.566	0.2824	4.253
0.45	2.514	7.845	0.3205	5.442
0.50	2.904	8.123	0.3575	6.762
0.55	3.306	8.402	0.3935	8.206
0.60	3.721	8.68	0.4287	9.780
0.62	3.845	8.763	0.4388	10.264

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N°6 Tirante máximo de circulación

GUMBELL	T (años)	Q (m ³ /s)	Y (m)
	100	110.974	1.474
H.U.	T (años)	Q (m ³ /s)	Y (m)
	100	198.884	1.859
PASENTTI	T (años)	Q (m ³ /s)	Y (m)
	100	212.848	1.910
EMPIRICOS	T (años)	Q (m ³ /s)	Y (m)
	-	112.352	1.481

Fuente: Elaboración Propia

Donde se promedió los resultados dando Y_{max}=**1.68 m**

2.1.3.4 Profundidad de socavación.

La profundidad de socavación calculada de acuerdo a métodos empíricos es:

Tabla N°7 Profundidad de Socavación

Autor	Socavación (m)
FROEHLICH	3.309
HIRE	3.77

Fuente: Elaboración Propia

De donde se tomó un valor conservador de **3.5m**

2.1.4 Estudio de Alternativas.

El análisis de alternativas del proyecto está gobernado por la ingeniería básica (ubicación, crecida máxima y trazo vial de los accesos). Se formularan tres alternativas de solución con sus respectivas ventajas y desventajas, que se las menciona a continuación:

- Puente viga de H°A° simplemente apoyado
- Puente viga cajón de H°A° simplemente apoyado
- Puente viga de H°P° simplemente apoyado

2.1.4.1 Descripción de las alternativas

a. Puente viga de H°A° simplemente apoyado

Están formados fundamentalmente por elementos horizontales que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares. Mientras que la fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y hacia abajo y, por lo tanto, éstos se ven sometidos a esfuerzos de compresión, los elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan. El esfuerzo de flexión supone una compresión en la zona superior de las vigas y una tracción en la inferior.

Los puentes de vigas de hormigón armado pueden salvar tramos de 20 a 25 m; para distancias superiores se utilizan mucho el acero y el hormigón pretensado y, cuando la longitud es considerable, las vigas son compuestas.

Ventajas.- Las ventajas que presenta son:

- La plasticidad del hormigón que permite adoptar la forma más adecuada que se acomode a los requerimientos dimensionales.
- Economía
- Estética.
- Gastos de mantenimiento casi nulos, particularmente por su resistencia a los agentes atmosféricos.

Desventajas.- La desventaja que presenta es:

- El más serio inconveniente del hormigón armado, lo constituye el peso propio.

b. Puente viga cajón de H°A° simplemente apoyado

La sección cajón presenta, desde el punto de vista resistente, una serie de ventajas respecto a las secciones de vigas prefabricadas y sección losa y se las menciona a continuación:

Ventajas.- Las ventajas que presenta son:

- Tiene una gran cabeza superior e inferior, lo que la hace apta para soportar momentos flectores positivos y negativos.
- Tiene una gran rigidez a la torsión.
- Por su condición de sección cerrada, la viga cajón tiene una buena rigidez transversal, lo que reduce la distorsión de la sección.
- Es apta para soportar cargas descentradas, sin desequilibrar apenas la simetría de la distribución transversal de las tensiones longitudinales de flexión.
- Por su rigidez transversal, permite reducir al mínimo el espesor de sus paredes.
- Tiene un gran radio de giro (relación Inercia/Acero), por lo que se obtiene un excelente rendimiento para el pretensado.

Desventajas.- Las desventajas que presenta son:

- Cuando la viga-cajón está fuertemente solicitada a torsión, la zona de la losa de tablero entre almas debe ser armada, o bien pretensada, adicionalmente, en las direcciones longitudinal y transversal, lo que produce un costo adicional por el pretensado y un grado de complejidad constructivo también por el pretensado.
- Especialmente recomendados en alineamientos curvos dada su alta resistencia torsional y la posibilidad de mantener la sección transversal constante.

c. Puente viga de H°P° simplemente apoyado

El hormigón pretensado se puede considerar un nuevo material; su diferencia con el hormigón armado es que en éste la armadura es pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en el pretensado, en cambio, la armadura es activa, es decir se tesa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el hormigón, de forma que nunca tenga tracciones o que éstas tengan

un valor reducido. La estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de hormigón pretensado. En definitiva, es adelantarse a las acciones que van a actuar sobre la estructura con unas contra-acciones que es el momento en que se tesan las armaduras; se pueden tesar antes de hormigonar la pieza, es decir, pretesarlas, o se les puede dar carga después de hormigonada la pieza, es decir, postesarlas.

Ventajas.- Las ventajas que presenta son:

- El hormigón pretensado, recupera su posición original en cuanto dejan de actuar las cargas.
- Es adecuado para soportar cargas dinámicas como es el caso de los puentes.
- La principal ventaja es que para tramos simplemente apoyados con luces mayores a los 20 m se obtienen estructuras mucho más económicas.
- Permite un aumento de luz para una misma altura de viga disponible.
- El hormigón pretensado es un material que facilita la prefabricación, permitiendo la múltiple ocupación de los encofrados y reduciendo al mínimo el apuntalamiento.

Desventajas.- Las desventajas que presenta son:

- La colocación de las vigas en su posición final, que requiere de equipo especial.
- El desplazamiento del equipo de tesado.
- 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.

2.1.4.2 Evaluación Multicriterio

A continuación se hará un análisis de las tipologías de puentes planteadas en líneas más arriba, de donde se tomaran decisiones para la selección de la alternativa más viable.

- **Métodos Constructivos**

El puente con vigas de hormigón pretensado representa mayor complejidad ya que el hormigón pretensado requiere de un control riguroso y de un equipo especializado en su proceso de construcción, el puente cajón en lo que se refiere al encofrado es un poco

más complejo que el puente viga de H°A°, dando la viabilidad a la alternativa de puente viga de H°A°.

- **Durabilidad de los materiales**

En esta parte del análisis el material usado es el Hormigón Armado para todas las alternativas, de manera que todos son viables.

- **Economía**

Debido a que en nuestro medio social la economía es un factor muy preponderante en la toma de decisiones, con el siguiente y último análisis se hará la toma de decisión definitiva para su posterior desarrollo.

- Puente vehicular de losa de hormigón armado y viga de hormigón pretensado el cual se considera un costo aproximado de 143,904.90 Bs/m por 17 m de luz se tiene un costo de 2,446,393.3 Bs. proyecto inviable económicamente.
- El puente viga cajón tiene un precio de 171,662.76 Bs. por 17 m de luz se tiene 2,918,266.93 Bs. proyecto inviable económicamente.
- Puente vehicular de losa y viga de Hormigón Armado de sección transversal de 7.3 m tiene un costo 171,170.23 Bs/m por 17 m de luz, se tiene un costo 2,909,893.90 Bs. alternativa viable económicamente.

2.1.4.3 Selección de la alternativa

Con el análisis realizado anteriormente se llega a la conclusión de que la alternativa más viable es el puente de viga de H°A°, debido a su reducido costo, a continuación se muestra un cuadro comparativo, donde se coloca en manera resumida lo descrito en líneas más arriba.

Tabla N°8 Cuadro comparativo de alternativas estructurales

Alternativa Estructural	Luz (m)	Métodos Constructivos	Materiales	Costo por Unidad de Longitud (Bs/m)	Costo Total (Bs)
Puente viga de H°A°	17	Viable	Viable	171,170.23	2,909,893.90
Puente viga cajón de H°A°	17	Inviabile	Viable	171,662.76	2,918,266.93
Puente viga de H°P°	25.6*	Inviabile	Viable	143,904.90*	3,683,965.50*

*Precio referencial del puente sobre quebrada Torrecillas

Fuente: Elaboración Propia

Aspectos generales.

Se presentara las características generales que la alternativa elegida tendrá, se la muestra en el cuadro siguiente:

Tabla N°9 Aspectos Generales del puente

ANCHO DE CARRIL	7.3 m
TIPO DE ESTRUCTURA	Simplemente Apoyado
MATERIAL	H°A°
LONGITUD	17 m

Fuente: Elaboración Propia

2.2 MARCO TEÓRICO

Para el desarrollo del presente proyecto se requiere de la aplicación de todos los conocimientos adquiridos hasta esta instancia 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:

2.2.1 Idealización de la estructura.

Para un mejor entendimiento en el análisis de la estructura en sí, 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:

2.2.1.1 Superestructura.

La superestructura está compuesta por: el tablero, su sistema estructural, el sistema de vigas o losas y los dispositivos especiales que tiene determinadas funciones.

2.2.1.1.1 Tablero.

El tablero está constituido por la capa de rodadura, las aceras y las barreras de protección y/o barandas que están de acuerdo a las especificaciones AASHTO-LRFD 2007. Las aceras tienen un ancho de 0.63m desde la cara de la baranda hasta el final del bordillo. 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.

Su sistema estructural está constituido por vigas longitudinales y transversales, las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura y a través de ella, al suelo donde se funda el puente, que en nuestro caso es roca.

Entre la superestructura y la infraestructura se encuentran los aparatos de apoyo del puente. Ante los cambios longitudinales por variaciones de temperatura y desplazamientos sísmicos, la superestructura requiere de juntas de dilatación que permitan su movilidad.

2.2.1.2 Infraestructura.

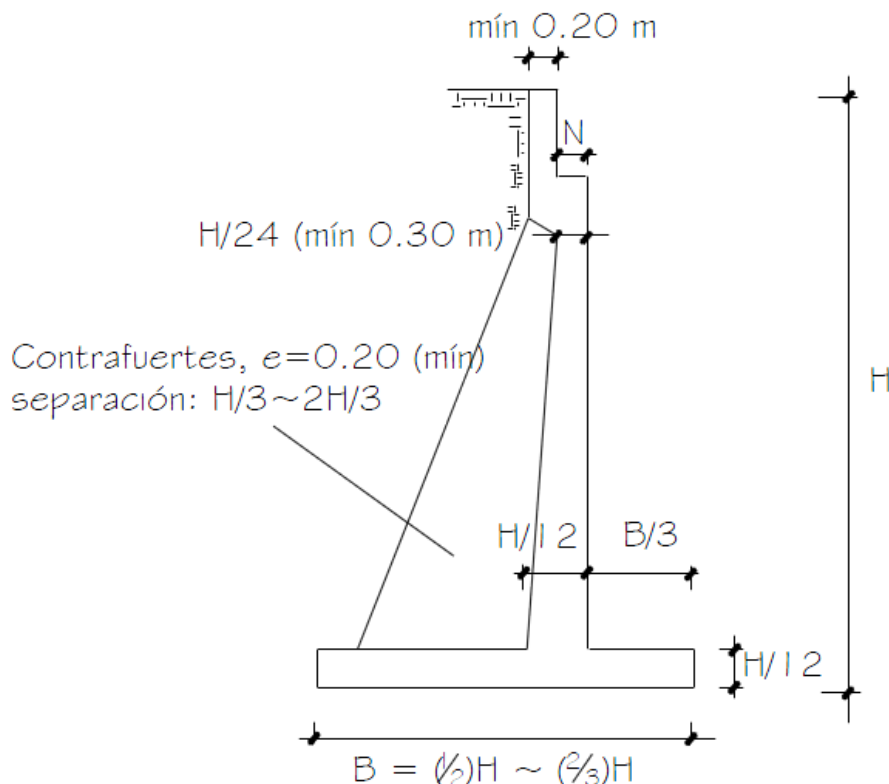
Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente, en la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos.

Los estribos que se adecuan al proyecto son los estribos tipo contrafuertes por lo que permiten alturas de pantalla hasta los 12m.

2.2.1.2.1 Estribos.

Constituyen una solución evolucionada a la de los muros en voladizo, en la que al crecer la altura y por tanto los espesores de hormigón, compensa el aligerar las piezas. Esto conduce a armaduras y encofrados más complicados y a un hormigonado más difícil y por lo tanto más costoso, al manejarse espesores más reducidos. Pueden tener los contrafuertes en intradós o en el trasdós. Los muros que tienen los contrafuertes en el intradós no tienen un buen aspecto estético.

Figura N°4 Estribos con Contrafuertes



Fuente: Libro PUENTES (MC. Ing Arturo Rodríguez) Lima-Perú

2.2.2 Diseño estructural.

Para el diseño del puente se ha adoptado como norma base la *AASHTO-LRFD 2007* y *ACI-2008* donde se explica a continuación de forma breve la filosofía de diseño.

2.2.2.1 Superestructura.

2.2.2.1.1 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:

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

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.

2.2.2.1.2 Factores de carga y combinaciones de carga.

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i$$

Dónde:

η_i : Modificador de cargas.

γ_i : Factores de carga especificada en la tabla N°10

Q_i : Solicitaciones de las cargas aquí especificadas.

Para las condiciones aplicables de solicitaciones 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 solicitaciones 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 nueve 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° 10 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
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Especificaciones AASHTO-LRFD 2007

Tabla N° 11 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-LRFD 2007

2.2.2.1.3 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°12 Pesos específicos de los materiales.

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
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
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
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-LRFD 2007

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:

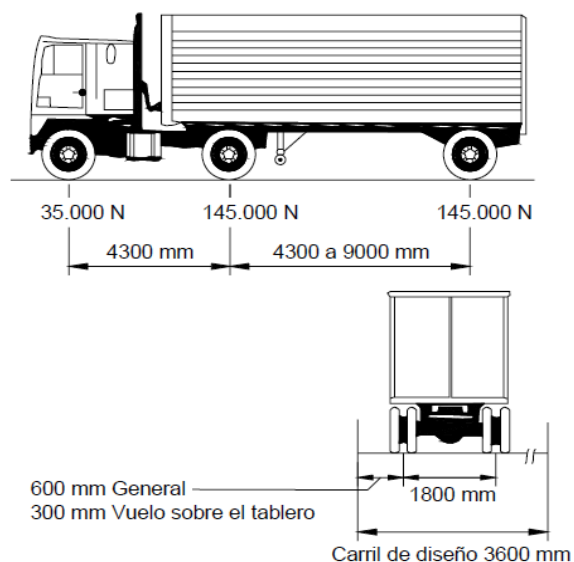
- Camión de diseño o tándem de diseño
- Carga de carril de diseño.

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°5 Camión de diseño.

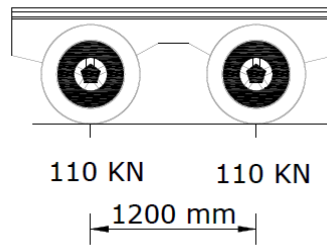


Fuente: Especificaciones AASHTO-LRFD 2007

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°6 Tándem de diseño.

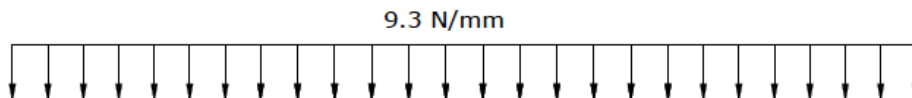


Fuente: Especificaciones AASHTO-LRFD 2007

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°7 Carga de carril de diseño



Fuente: Especificaciones AASHTO-LRFD 2007

Incremento por carga dinámica (IM).

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a acepción de las fuerzas centrífugas 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 el 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°13 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 2007

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 cargas e 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°14 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 2007

2.2.2.1.4 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 2007.

Las combinaciones utilizadas son las siguientes.

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

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

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.

2.2.2.1.5 Análisis estructural.

a) Factor de distribución

La AASHTO ha usado métodos de factor de distribución por muchos años, el factor de distribución es el porcentaje de carga viva que reciben las vigas, se ha calculado los factores de distribución con las ecuaciones que la normativa AASHTO-LRFD 2007 muestra en sus especificaciones en el *artículo 4.6.2.2.2*

b) Líneas de Influencia

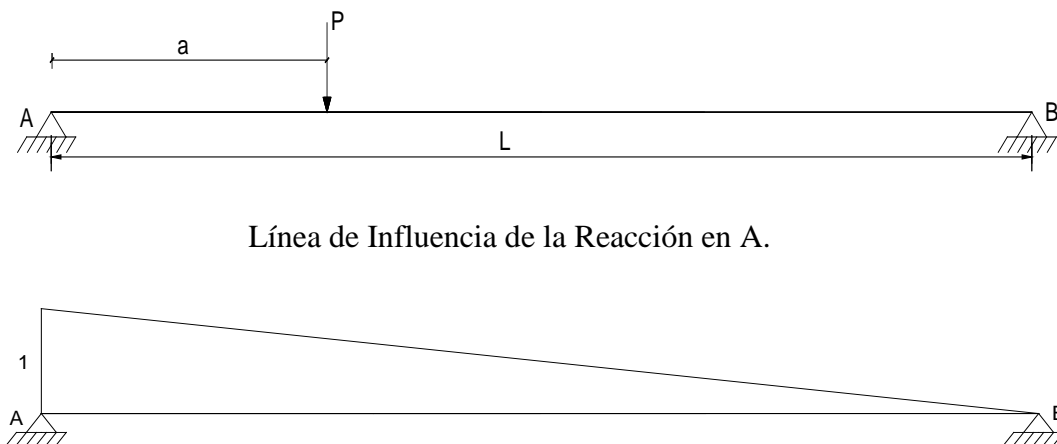
En gran parte de las estructuras las posiciones de las cargas exteriores son fijas sin embargo hay otros casos donde varían a lo largo de la estructura, por ejemplo un puente recorrido por un vehículo, en estos casos las solicitaciones en la estructura no solo dependerán de la magnitud de la carga sino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

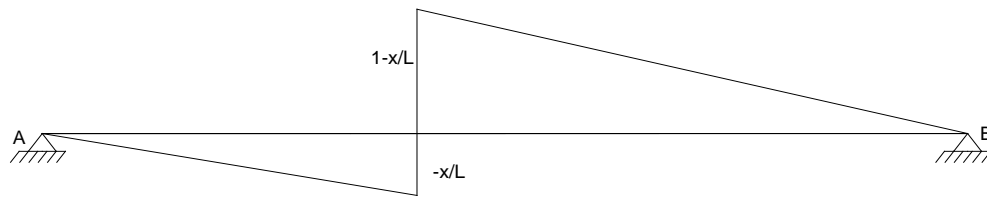
✓ Línea de influencia para viga simplemente apoyada

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.

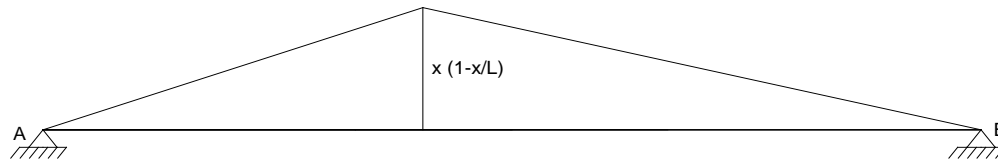
Figura N°8 Líneas de influencia viga simplemente apoyada



Línea de Influencia del cortante en una sección “x”



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



Fuente: Elaboración Propia

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°15 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 2007

Donde:

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.

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:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$Mn = 0.85 f'c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

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:

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

La condición de resistencia es:

$$M_u \leq \phi M_n$$

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

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 * f'c * b * a}{f_y}$$

Dónde:

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

Armadura máxima

La máxima cantidad de armadura deberá ser tal que:

$$A_{s_{máx}} = 0.75 \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y}$$

Dónde:

$A_{s_{max}}$: 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/cm^2

f_y = Resistencia característica a la fluencia del acero en Kg/cm^2

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.

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * h$$

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:

$$v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d}$$

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:

$$v_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c'}$$

Pero es más práctico usar la siguiente ecuación.

$$v_c = 0,167 * \sqrt{f'c'}$$

Secciones que requieren armadura transversal

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

$$v_U > 0,5 \phi v_c$$

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.

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

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)

2.2.2.2 Infraestructura:

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

2.2.2.2.1 Estribos.

2.2.2.2.1.1 Cargas que actúan en los estribos

Las cargas que actúan en un estribo son los siguientes:

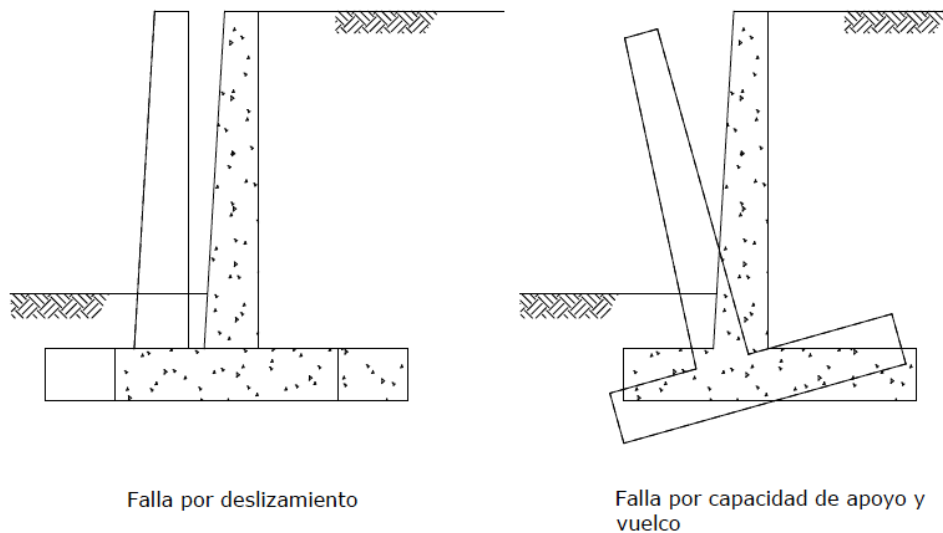
- Carga debido a la reacción de la superestructura, correspondiente a carga permanente y carga viva.
- Peso propio del estribo y del relleno que actúa sobre la base del estribo y contribuye a su estabilidad.
- Empuje de tierras, teniendo en cuenta el efecto debido a la sobrecarga por carga viva
- Fuerza 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.

2.2.2.2.1.2 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



Fuente: Elaboración propia

2.2.2.2.1.3 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 $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{adm}}$ del terreno.

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

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

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

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

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

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

Dónde:

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales

B = Ancho de la zapata

2.2.2.2.1.4 Vuelco

La falla por vuelco se produce si los momentos que generan el vuelco son mayores que los momentos que estabilizan la estructura.

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $3/4$ centrales ($e \leq 3/8B$).

2.2.2.2.1.5 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.

2.2.3 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.

2.2.3.1 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 contrafuertes 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.

2.2.3.2 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.

2.2.4 Economía del proyecto

La parte económica del proyecto es una de las más importantes, debido a que en nuestro medio este factor es el que define en la mayoría de los casos la tipología de puentes a utilizar. Las partes que comprende son las siguientes:

2.2.4.1 Cómputos métricos

Los cómputos métricos son los que establecen el costo total del proyecto y se los realiza de manera directa para algunos elementos y de manera indirecta para otros. Se debe tomar en cuenta las pérdidas que se pueda tener en la etapa constructiva puesto que esto puede hacer variar las cantidades de diseño y ocasionaría retrasos en la ejecución.

2.2.4.2 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son en síntesis la descripción de la manera como se desarrollara las actividades planteadas en el proyecto, en esta parte se define bien las limitaciones del ítem lo que contempla y lo que no contempla, debido a que ocasionaría confusiones en el pago si no se lo logra interpretar de la manera correcta.

2.2.4.3 Precios unitarios

Los precios unitarios son elaborados de acuerdo a las especificaciones técnicas del proyecto, aplicando las leyes sociales y tributarias vigentes.

2.2.4.4 Presupuesto general de la obra

El presupuesto general de la obra da una idea de la magnitud de la obra, está elaborada en función a los precios unitarios y a los cálculos métricos.

2.2.4.5 Cronograma de ejecución

El cronograma de ejecución de la obra se lo elabora en función de las cantidades de diseño y de las cuadrillas de mano de obra y de las maquinarias, definiendo los jornales de trabajo de 8 Hrs. y seis días laborales a la semana.

CAPITULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Planteamiento estructural.

La estructura planteada es un puente recto simplemente apoyado con un tablero superior el cual consta fundamentalmente: de los accesorios, la calzada constituida por la losa y las vigas la cuales estarán sometidas principalmente a flexión y la infraestructura la cual estará constituida por los estribos tipo contrafuertes.

3.1.1. 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

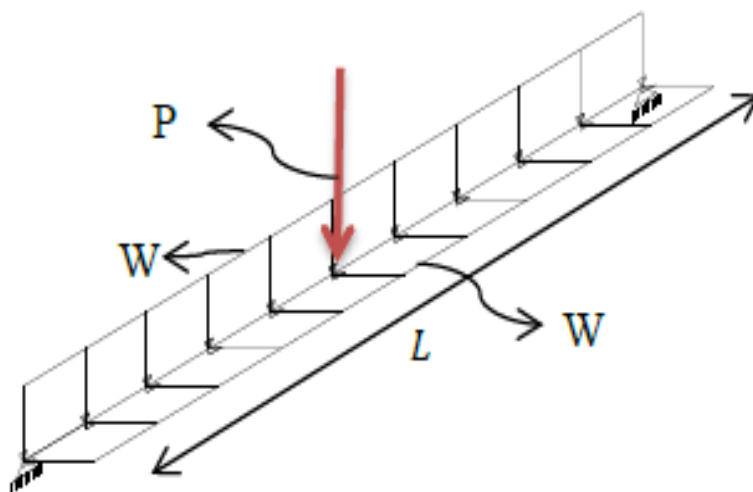
En el presente diseño solo se muestran los resultados obtenidos para cada elemento en cada análisis que se realiza en su cálculo, la memoria de cálculo, la formulas empleadas y el procedimiento del diseño se especifica el anexo A-4 de este informe.

3.1.1.1. Pre-dimensionamiento.

El pre-dimensionamiento de la superestructura se la hizo en base a las especificaciones AASTHO-LRFD-2007 y algunos criterios basados en la bibliografía los resultados se muestran en el anexo A-4 de este informe.

3.1.1.2. Diseño del pasamano

Figura N°10 Esquema de cargado de los pasamanos



Fuente: Elaboración propia

Momento mayorado: $M_u = 1.63 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Cortante mayorado: $V_u = 2.49 \text{ KN}$

$$A_s = \mathbf{0.475 \text{ cm}^2}$$

Finalmente USAR: **1 Ø 8mm** constructivamente una barra en esquina

Esfuerzo cortante último $v_u = 0.25 \text{ Mpa}$

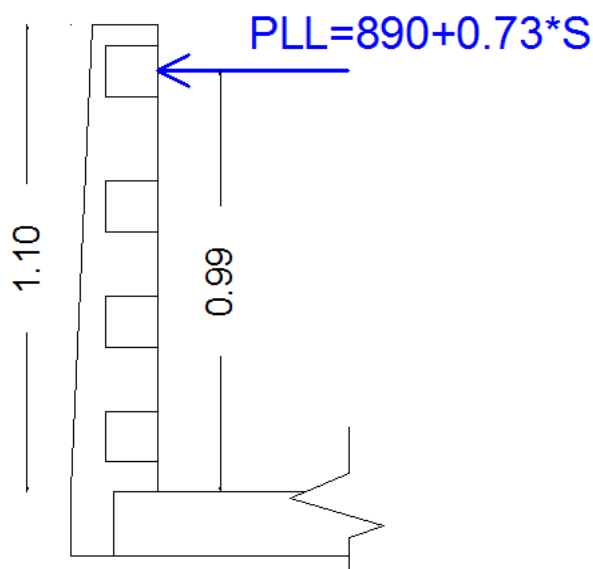
Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

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

Finalmente USAR: **Ø 6mm c/20cm** constructivamente

3.1.1.3. Diseño de los postes

Figura N°11 Esquema de cargado de los Postes



Fuente: Elaboración propia

$$M_u = 4.07 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = \mathbf{1.155 \text{ cm}^2}$$

Finalmente USAR: **2 Ø 10mm**

Esfuerzo cortante último $v_u = 0.14 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

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

Finalmente USAR: Ø 6mm c/15cm constructivamente

3.1.1.4. Diseño de la vereda

Para el diseño de la vereda se hace el análisis para dos hipótesis:

HIPOTESIS N°1.-

Se aplicaran todas las cargas mencionadas a continuación:

- Peso propio de la baranda
- Peso propio de la acera en voladizo
- Carga viva peatonal (AASHTO-LRFD 3.6.1.6)

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$M_u = 1.896 \text{ KN*m/m}$$

$$V_u = 4.725 \text{ KN/m}$$

HIPOTESIS N°2.-

Se aplicaran todas las cargas mencionadas a continuación:

- Peso propio de la baranda
- Peso propio de la acera en voladizo
- Carga de rueda delantera del camión tipo 17.5 KN (CIV-951 PUENTES)

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$M_u = 6.726 \text{ KN*m/m}$$

$$V_u = 36.925 \text{ KN/m}$$

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

Momento último $M_u = 6.726 \text{ KN*m/m}$

$$A_s = 2.700 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 10mm c/ 30cm

Armadura de Distribución: Ø 8mm c/18cm

Esfuerzo cortante último $v_u = 0.36 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

Por lo cual no requiere armadura.

3.1.1.5. Diseño del bordillo

En el diseño del bordillo se hace un análisis transversal y longitudinal, para el análisis transversal se hicieron dos hipótesis:

HIPOTESIS N°1.-

Se aplicaran todas las cargas mencionadas a continuación:

- Peso propio de la baranda
- Peso propio de la acera en voladizo
- Peso propio del bordillo
- Carga viva peatonal (**AASHTO-LRFD 3.6.1.6**)
- Carga viva de impacto con un valor de 7.5 KN/m (CIV-951 PUENTES)

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$M_u = 7.564 \text{ KN}^*\text{m/m}$$

$$V_u = 11.27 \text{ KN/m} \quad \uparrow$$

$$V_u = 13.13 \text{ KN/m} \quad \rightarrow$$

HIPOTESIS N°2.-

Se aplicaran todas las cargas mencionadas a continuación:

- Peso propio de la baranda
- Peso propio de la acera en voladizo
- Peso propio del bordillo
- Carga de la rueda delantera del camión tipo de 17,5 KN (CIV-951 PUENTES)

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$M_u = 13.069 \text{ KN}^*\text{m/m}$$

$$V_u = 35.877 \text{ KN/m}$$

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

Momento último $M_u = 13.069 \text{ KN}^*\text{m/m}$

$$A_s = 4.50 \text{ cm}^2$$

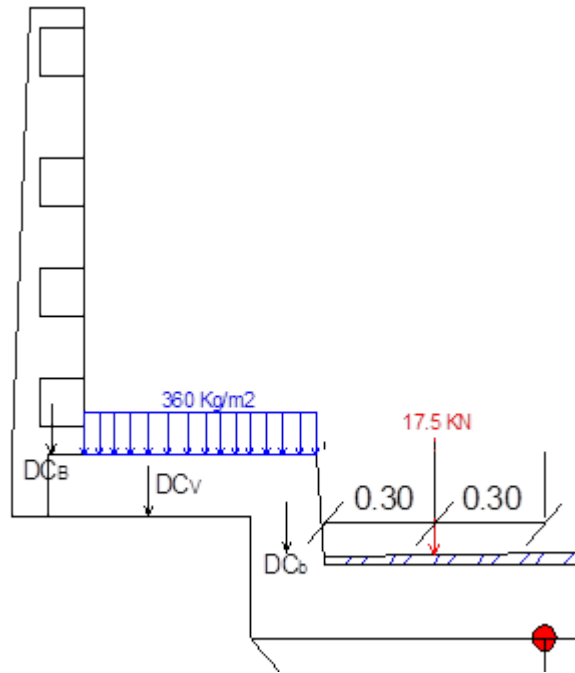
Finalmente USAR: $\varnothing 12\text{mm c/ } 30\text{cm}$

Para el diseño a la flexión del bordillo se considera la armadura mínima por que la flexión principal es en el sentido transversal

Finalmente USAR: $2 \varnothing 16 \text{ mm}$

3.1.1.6. Diseño de la losa externa

Figura N°12 Losa externa cargada



Fuente: Elaboración propia

Las cargas que se consideran son las siguientes:

$$DC_{p+b} = 1.80 \text{ KN/m}$$

$$DC_{vereda} = 3.60 \text{ KN/m}$$

$$DC_{bordillo} = 10.80 \text{ KN/m}$$

$$DC_{losa} = 4.32 \text{ KN/m}$$

$$DW_{CR} = 1.10 \text{ KN/m}$$

$$PL = 0.0036 \text{ MPa}$$

$$LL = 72.5 \text{ KN}$$

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:

$$E = 1.39 \text{ m}$$

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:

$$\text{Momento último } M_U = 48.88 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

$$A_s = 9.178 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 12mm c/ 15cm Armadura principal

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.

$$A_s = 6.15 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 10mm c/ 15cm Armadura secundaria

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: Ø 10mm c/ 15cm sentido transversal

Finalmente USAR: Ø 10mm c/ 30cm sentido longitudinal

3.1.1.7. Diseño de la losa interna

Para los momentos positivos y negativos de diseño se tomaron en cuenta las cargas DC, DW y LL, considerando para la carga viva uno o dos carriles cargados. Posteriormente se lo afecta por sus respectivos factores de carga.

CALCULO DEL MOMENTOS DE DISEÑO

Tabla N°16 Momento Negativo de diseño

CARGA	TIPO	M(KN*m)	γ max	γ min	M(KN*m)
Losa	DC	-1.28	1.25	0.9	-1.60
Barandado	DC	3.42	1.25	0.9	3.08
Rodadura	DW	-0.29	1.5	0.65	-0.44
Carga viva	LL	-14.24	1.75	-	-33.15
					-32.11

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°17 Momento Positivo de diseño

CARGA	TIPO	M(KN*m)	γ max	γ min	M(KN*m)
Losa	DC	0.56	1.25	0.9	0.70
Barandado	DC	-8.46	1.25	0.9	-7.61
Rodadura	DW	0.13	1.5	0.65	0.19
Carga viva	LL	13.83	1.75	-	32.19
					25.47

Fuente: Elaboración propia

- Para el momento negativo

$$A_s = 5.909 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 12mm c/ 20cm

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.

$$A_s = 3.959 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 10mm c/ 20cm

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: Ø 10mm c/ 25cm sentido transversal

Finalmente USAR: Ø 10mm c/ 30cm sentido longitudinal

- Para el momento positivo

$$A_s = 4.650 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 12mm c/ 25cm

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.

$$A_s = 3.116 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 10mm c/ 25cm

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.

$$A_{s \text{ min}} = 3.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

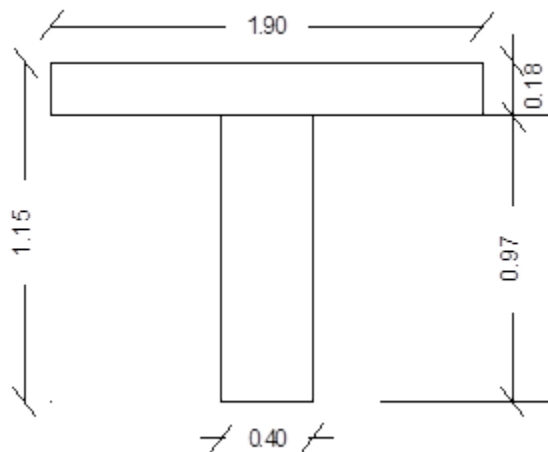
Finalmente USAR: Ø 10mm c/ 25cm sentido transversal

Finalmente USAR: Ø 10mm c/ 30cm sentido longitudinal

3.1.1.8. Diseño de las vigas principales

Pre-dimensionamiento

Figura N°13 Pre-dimensionamiento de la viga



Fuente: Elaboración propia

Las cargas que se consideran son:

$$DC_{losa} = 4.32 \text{ KN/m}$$

$$DC_{viga} = 9.31 \text{ KN/m}$$

$$DC_{diaf} = 0.738 \text{ KN}$$

$$DW_{rod} = 0.99 \text{ KN/m}$$

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 y cortante de diseño

$$M_U = 2689.1 \text{ KN*m}$$

$$V_U = 728.55 \text{ KN}$$

La armadura para el momento es la siguiente:

$$A_s = 67.354 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: **14 Ø 25mm** se dispondrá 2 filas de cinco barras y una fila de cuatro barras

Esfuerzo cortante último $v_u = 1.97 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

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 el cual se determinará el espaciamiento: diámetro adoptado $\varnothing = 12 \text{ mm}$

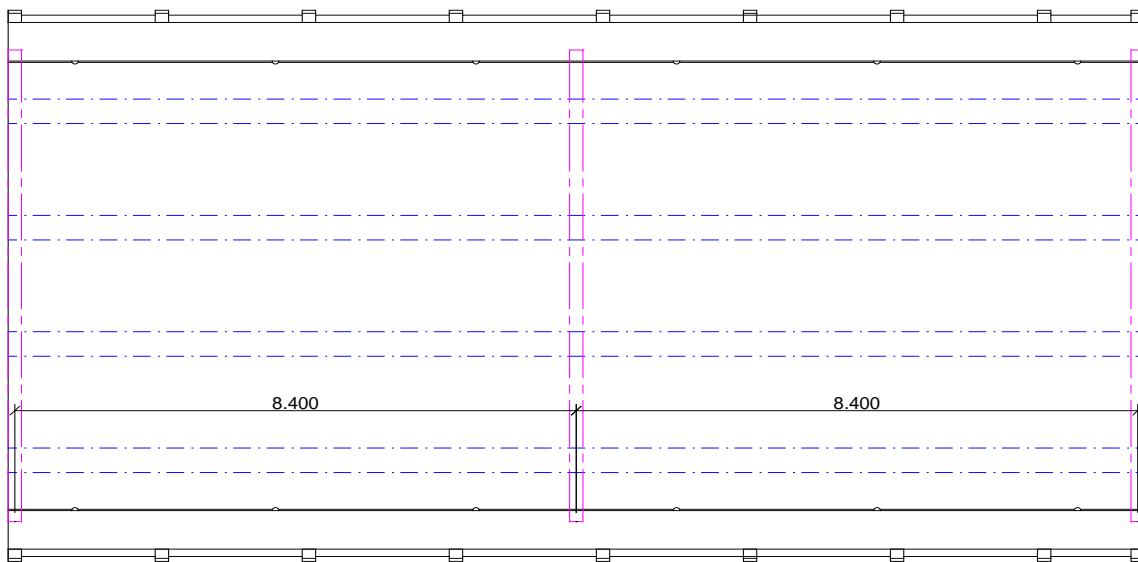
Finalmente USAR: $\varnothing 12\text{mm c/ 22cm}$

La armadura de piel en las caras de las vigas nos da el siguiente resultado:

Finalmente USAR: $\varnothing 10\text{mm c/ 30cm}$

3.1.1.9. Diseño de las vigas diafragmas

Figura N°14 Ubicación de los diafragmas



Fuente: Elaboración propia

Se procede al cálculo de los momentos positivos y negativos junto con el cortante de diseño. Las cargas que intervienen son el barandado, peso propio y la carga viva. La reacción máxima que se puede generar en el sentido longitudinal es 266.3 KN

Al igual que en el diseño de las losa interna procedemos a ubicar transversalmente la carga viva para generar las máximas sollicitaciones.

Se tiene los siguientes resultados:

$$\text{MU (-)} = -101.2 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{MU (+)} = 93.65 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{VU} = 174.3 \text{ KN}$$

$$A_s (-) = 4.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s (+) = 3.95 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: **3 Ø 16mm** para el momento negativo

Finalmente USAR: **2 Ø 16mm** para el momento positivo

Esfuerzo cortante último $v_u = 1.59 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

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 el cual se determinará el espaciamiento: diámetro adoptado $\emptyset = 8 \text{ mm}$

Finalmente USAR: **Ø 8mm c/ 30cm**

La armadura de piel en las caras de las vigas nos da el siguiente resultado:

Finalmente USAR: **Ø 8mm c/ 30cm**

3.1.1.10. 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 $N = 449.81 \text{ KN}$

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

Espesor de la placa de neopreno $e = 2 \text{ cm}$

Sección final determinada:

Dimensión en sentido paralelo al trafico $A = 0.30 \text{ m}$

Dimensión en sentido transversal al trafico $B = 0.30 \text{ m}$

Altura total de la placas $h = 4 \text{ cm}$

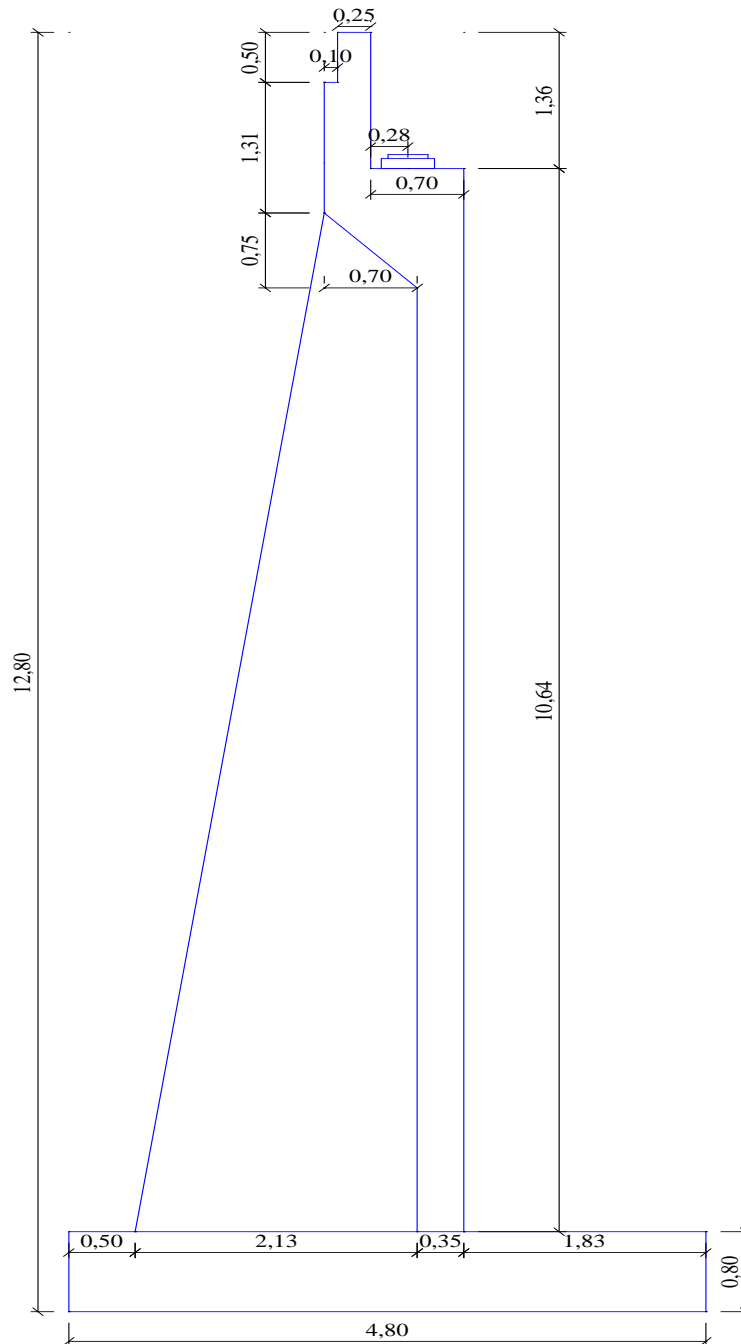
3.1.2. Infraestructura.

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 – 2007. Todo el procedimiento del diseño, las formulas empleadas más la memoria de cálculo se especifica en el anexo A-4 del presente proyecto por lo cual en este punto solo se especifican los resultados obtenidos para cada análisis realizado.

3.1.2.1 Pre-dimensionamiento

Figura N°15 Dimensiones del estribo



Fuente: Elaboración propia

3.1.2.2 Verificación a la estabilidad

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia I y Servicio I aplicables en este caso y con un valor $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado Ia.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Ib

3.1.2.2.1 CASO I ESTRIBO CON PUENTE

a) Vuelco alrededor del punto “A”

Tabla N°18 Vuelco alrededor del punto A-CASO I

ESTADO	V _U KN	M _{VU} KN*m	M _{HU} KN*m	X _o m	e m	e _{max} m	OBS.
RESIS Ia	1268.21	3693.99	1685.19	1.58	0.82	1.80	iiiOK!!!
RESIS Ib	1960.02	5387.22	1685.19	1.89	0.51	1.80	iiiOK!!!
SERVICIO I	1427.75	3913.92	1076.47	1.99	0.41	1.80	iiiOK!!!

Fuente: Elaboración propia

b) Deslizamiento en la base del estribo

Tabla N°19 Deslizamiento en la base del estribo-CASO I

ESTADO	V _U KN	RESISTENTE KN	ACTUANTE H _U KN	OBS.
RESIS Ia	1268.214	786.589	333.063	iiiOK!!!
RESIS Ib	1960.018	1215.670	333.063	iiiOK!!!
SERVICIO I	1427.75	885.536	216.92	iiiOK!!!

Fuente: Elaboración propia

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Tabla N°20 Presiones actuantes en la base del estribo-CASO I

ESTADO	V _U KN	e m	σ_{max}	σ_{min}	OBS.	OBS.
RESIS Ia	1268.214	0.816	0.59	-0.01	iiiOK!!!	iiiOK!!!
RESIS Ib	1960.018	0.511	0.73	0.15	iiiOK!!!	iiiOK!!!
SERVICIO I	1427.75	0.413	0.49	0.14	iiiOK!!!	iiiOK!!!

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.2.2 CASO II ESTRIBO SIN PUENTE

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Tabla N°21 Vuelco alrededor del punto A-CASO II

ESTADO	V _U KN	M _{VU} KN*m	M _{HU} KN*m	X _O m	e m	e _{max} m	OBS.
RESIS Ia	1213.27	3570.38	1419.04	1.77	0.63	1.80	iiiOK!!!
RESIS Ib	1586.41	4546.59	1419.04	1.97	0.43	1.80	iiiOK!!!
SERVICIO I	1197.08	3394.91	924.38	2.06	0.34	1.80	iiiOK!!!

Fuente: Elaboración propia

b) Deslizamiento en la base del estribo

Tabla N°22 Deslizamiento en la base del estribo-CASO II

ESTADO	V _U KN	RESISTENTE	ACTUANTE H _U	OBS.
RESIS Ia	1213.272	752.513	314.834	iiiOK!!!
RESIS Ib	1586.405	983.943	314.834	iiiOK!!!
SERVICIO I	1197.08	742.467	206.51	iiiOK!!!

Fuente: Elaboración propia

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Tabla N°23 Presiones actuantes en la base del estribo-CASO II

ESTADO	V _U KN	e m	σ _{max}	σ _{min}	OBS.	OBS.
RESIS Ia	1213.272	0.627	0.33	0.08	iiiOK!!!	iiiOK!!!
RESIS Ib	1586.405	0.429	0.38	0.15	iiiOK!!!	iiiOK!!!
SERVICIO I	1197.08	0.336	0.27	0.13	iiiOK!!!	iiiOK!!!

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.3 Calculo del refuerzo del estribo

El diseño de los estribos con contrafuertes fue realizado con el método HUNTINGTHON (fotocopias de la materia de PUENTES). El recubrimiento para la fundación y elevación del estribo es de 5 cm.

3.1.2.3.1 ESPALDAR

SECCIÓN 1

$$M_u = 44.12 \text{ KN*m}$$

$$A_s = 6.26 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 16mm c/ 25cm

Armadura transversal

$$A_s \text{ min} = 4.50 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 10mm c/ 20cm

Esfuerzo cortante último $v_u = 0.19 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

Por lo cual no requiere armadura

SECCIÓN 2

$$M_u = 73.84 \text{ KN*m}$$

$$A_s = 6.83 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 16mm c/ 25cm

Armadura transversal

$$A_s \text{ min} = 6.30 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 12mm c/ 20cm

Esfuerzo cortante último $v_u = 0.21 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

Por lo cual no requiere armadura

3.1.2.3.2 LOSA DE ALZADO

ARMADURA HORIZONTAL

La armadura horizontal se la calculo simulando la losa apoyada en los contrafuertes para toda la longitud del cajado dando como resultados los siguientes valores:

$$M_u (+) = 36.99 \text{ KN*m}$$

$$A_s = 6.30 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 12mm c/ 20cm

$$M_u (-) = 101.71 \text{ KN*m}$$

$$A_s = 9.42 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 16mm c/ 20cm

Esfuerzo cortante último $v_u = 0.44 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

Por lo cual no requiere armadura

ARMADURA VERTICAL

La armadura vertical es calculada con las ecuaciones mostradas en el anexo A-4 de este informe los resultados se presentan aquí:

$$Mu (+) = 20.13 \text{ KN*m}$$

$$As = 6.30 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 12mm c/ 20cm

$$Mu (-) = 80.53 \text{ KN*m}$$

$$As = 7.41 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø 12mm c/ 20cm

3.1.2.3.3 CALCULO DE CONTRAFUERTE

Para el cálculo de los contrafuertes se procedió a discretizar en dos secciones de diseño para $(H-h)/2$

SECCIÓN 1

$$H = 6 \text{ m}$$

$$Mu = 870.44 \text{ KN*m}$$

$$As = 16.24 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: 4 Ø 25mm

Esfuerzo cortante último $v_u = 0.79 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

Por lo tanto requiere armadura de corte, se asume un diámetro de 12 mm

Finalmente USAR: Ø 12mm c/ 30cm

SECCIÓN 2

$$H = 12 \text{ m}$$

$$Mu = 2878.90 \text{ KN*m}$$

$$As = 37.15 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: 8 Ø 25mm

Esfuerzo cortante último $v_u = 1.14 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

Por lo tanto requiere armadura de corte, se asume un diámetro de 12 mm

Finalmente USAR: Ø 12mm c/ 25cm

Armadura de Distribución:

Finalmente USAR: 2 Ø 10mm en ambas caras del contrafuerte

3.1.2.3.4 CALCULO DE LA CIMENTACION

CÁLCULO DE LA PUNTERA

La puntera se la calcula como un voladizo para más detalle consultar el anexo A-4 de este informe:

$$M_u = 517.35 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 18.00 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: **Ø 20mm c/ 20cm**

Armadura Transversal

Finalmente USAR: **Ø 20mm c/ 20cm**

Esfuerzo cortante último $v_u = 0.40 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

Por lo cual no requiere armadura

CÁLCULO DEL TALÓN

Para el cálculo del talón se idealizo como una losa apoyada en los contrafuertes de los cuales sus resultados son los siguientes:

$$M_u (+) = 176.69 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 18.00 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: **Ø 20mm c/ 20cm**

$$M_u (-) = 485.78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 18.00 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: **Ø 20mm c/ 20cm**

Armadura Transversal

Finalmente USAR: **Ø 20mm c/ 20cm**

Esfuerzo cortante último $v_u = 0.17 \text{ Mpa}$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0.88 \text{ Mpa}$

Por lo cual no requiere armadura

3.1.2.3.5 LOSA DE APROXIMACION

$$A_s \text{ min} = 2.610 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: **Ø 10mm c/ 30cm**

3.1.3. 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:

3.1.3.1. Aleros.

Los aleros que se diseñaron son una continuación de los estribos calculados anteriormente, estas estructuras presentan el mismo cálculo que los estribos con una 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 el anexo A-4 del presente proyecto:

LOSA DE ALZADO

Horizontal

Finalmente USAR: **Ø 12mm c/ 20cm** momento positivo

Finalmente USAR: **Ø 16mm c/ 20cm** momento negativo

Vertical

Finalmente USAR: **Ø 12mm c/ 20cm** momento positivo

Finalmente USAR: **Ø 12mm c/ 20cm** momento negativo

CONTRAFUERTES

Sección 1

Finalmente USAR: **4 Ø 25mm** para flexión

Finalmente USAR: **Ø 12mm c/ 30cm** para corte

Sección 2

Finalmente USAR: **8 Ø 25mm** para flexión

Finalmente USAR: **Ø 12mm c/ 25cm** para corte

Armadura de Distribución:

Finalmente USAR: **2 Ø 10mm** en ambas caras del contrafuerte

CIMENTACION

PUNTERA

Finalmente USAR: **Ø 20mm c/ 20cm**

Armadura Transversal

Finalmente USAR: Ø 20mm c/ 20cm

TALÓN

Finalmente USAR: Ø 20mm c/ 20cm

Finalmente USAR: Ø 20mm c/ 20cm

Armadura Transversal

Finalmente USAR: Ø 20mm c/ 20cm

3.1.3.2. Gaviones.

Los gaviones que se contemplaron en los items son los que comúnmente se utilizan en nuestro medio los cuales se especifican en los planos a detalle en el anexo A-12 del presente proyecto.

3.1.4. Economía del proyecto

Se lo elaboro de acuerdo a los siguientes resultados que se presentan:

3.1.4.1. Cómputos métricos

Los resultados de los cómputos métricos de los ítems contemplados fueron calculados algunos de manera directa y otros de manera indirecta, para poder tener una mejor apreciación se puede consultar el anexo A-7 de este informe.

3.1.4.2. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se muestran a detalle en el anexo A-8 del presente proyecto.

3.1.4.3. Precios Unitarios

Los precios unitarios se elaboraron con los siguientes detalles:

- Cargas sociales **55%**
- IVA **14.94%**
- Herramientas **5%**
- Gastos generales y administrativos **10%**
- Utilidad **10%**
- Impuestos I.T. **3.09%**

Para más detalles consultar el anexo A-6 del presente proyecto.

3.1.4.4. Presupuesto general de la obra

El presupuesto general de la obra asciende a DOS MILLONES NOVESENTOS NUEVE MIL OCHOSCIENTOS NOVENTA Y TRES 90/100, ver detalles en el anexo A-7 del presente proyecto.

3.1.4.5. Cronograma de ejecución

El cronograma de ejecución fue elaborado de acuerdo al capítulo anterior con la ayuda el software Microsoft Project, dando un total de 194 días calendario de ejecución.

Para ver más detalles ver el anexo A-9 del presente proyecto.

CAPITULO IV

4. APORTE ACADÉMICO

“COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DEL PUENTE VIGA-LOSA CON EL PUENTE VIGA-CAJON”

4.1. Marco conceptual del aporte académico.

Desde que el hombre se vio delante de las dificultades que se colocaban en frente de él, siempre ha buscado darle una solución partiendo de la primera idea que se le ocurra, poco a poco él ha ido optimizando esa solución en base a la experiencia que ganaba de las anteriores, y hasta el día de hoy el hombre está optimizando sus problemas.

No va a ser diferente en la construcción de puentes, el hombre ha buscado una infinidad de tipologías de puentes para salvar depresiones u obstáculos, de manera que el busca la que mejor se pueda acomodar al caso que se enfrente.

Siempre habrá un parámetro que limite las tipologías de puentes, por ejemplo en lugares de desarrollo gobernara el aspecto económico, de acuerdo al lugar de emplazamiento gobernara el aspecto técnico, en lugares desarrollados si el lugar de emplazamiento así lo permite gobernara el aspecto estético, etc. En fin existen muchos parámetros que pueden definir la tipología de puentes, en este estudio se hizo énfasis al aspecto económico, por lo cual en este capítulo se hará una comparación técnica-económica de la tipología escogida con el puente viga-cajón.

4.2. Alcance del aporte.

La esencia de este aporte académico radica en desarrollar en los futuros postulantes, un criterio de análisis tecnico-economico, para poder optimizar los costos, los materiales, el tiempo de ejecución, etc. Esto servirá a los postulantes en su vida profesional, porque les ayudara a sacar conclusiones, ventajas y desventajas y así evitarse muchos problemas en el futuro. Para lo cual se presenta el alcance del aporte académico:

- Realizar una comparación técnica-económica de la superestructura de un puente tipo Viga-Cajón con un puente tipo Viga-Losa.

4.3. Diseño de la superestructura del puente tipo Viga-Cajón.

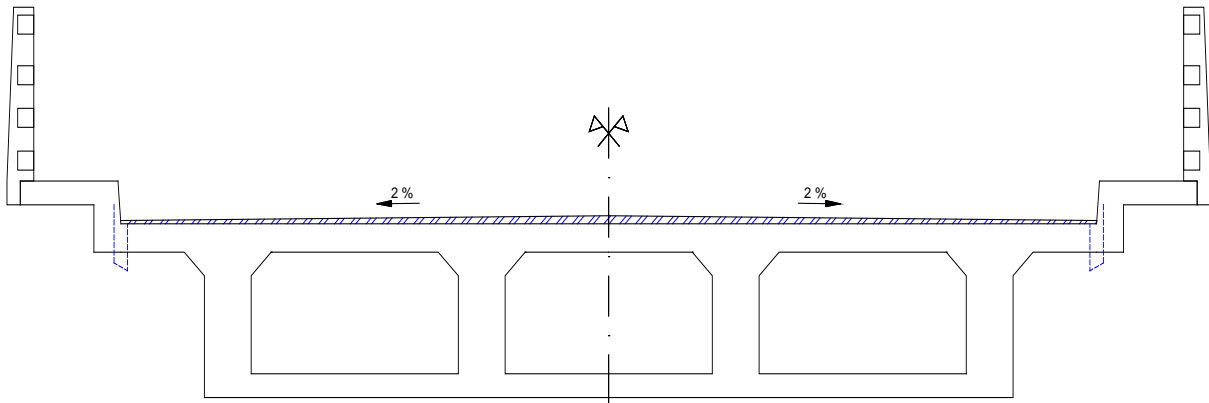
El presente diseño solo se diseña los elementos que son sujetos a comparación, por lo cual no se presenta el diseño del barandado ya que se utilizara el mismo. Además solo se

presenta los resultados para ver los detalles consultar el anexo A-5 del presente proyecto.

4.3.1. Pre-dimensionamiento.

El pre-dimensionamiento se lo realizo en función de los cajones multicelda. Consultar el anexo indicado en líneas mas arriba.

Figura N°16 Sección transversal puente viga-cajón



Fuente: Elaboración propia

4.3.2. Diseño de losa exterior

Se tomaron en cuenta la misma situación de carga del diseño del puente viga losa dando como resultados los siguientes:

$$M_u = 34.19 \text{KN} \cdot \text{m/m}$$

$$A_s = 6.31 \text{cm}^2$$

Finalmente USAR: **Ø12mm c/ 20cm** Armadura principal

Armadura de distribución

Finalmente USAR: **Ø10mm c/ 25cm**

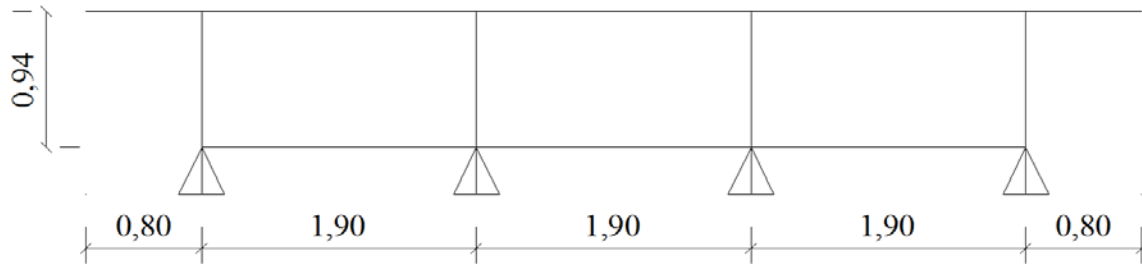
Armadura de contracción y temperatura

Finalmente USAR: **Ø10mm c/ 25cm**

4.3.3. Diseño de losa interior

Para el diseño de la losa interior se hizo una idealización de la estructura para poder calcular los momentos máximos tanto positivos como negativos, se hizo un análisis para la carga viva tanto para un carril cargado como para dos carriles cargados los detalles están en el anexo A-5 de este informe los resultados son los siguientes:

Figura N°17 Idealización de la viga cajón



Fuente: Elaboración propia

$$M_u (-) = -28.29 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

$$A_s = 5.18 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø12mm c/ 25cm

Armadura de distribución

Finalmente USAR: Ø10mm c/ 25cm

$$M_u (+) = 25.05 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

$$A_s = 4.57 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø12mm c/ 25cm

Armadura de distribución

Finalmente USAR: Ø10mm c/ 30cm

4.3.4 Diseño de la viga cajón por flexión

El diseño de la viga cajón por flexión se la hizo para toda la sección del tablero. Los factores de distribución fueron calculados con las especificaciones AASTHO-LRFD 2007. Los resultados son los siguientes:

$$M_u = 5953.8 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

$$A_s = 219.62 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: Ø25mm c/ 15cm en la losa inferior

Finalmente USAR: 3Ø25mm en cada nervio

4.3.5 Diseño de la viga cajón por esfuerzo cortante

$$\text{Esfuerzo cortante último } v_u = 1.28 \text{ Mpa}$$

$$\text{Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte } v_c = 0.88 \text{ Mpa}$$

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 el cual se determinará el espaciamiento: diámetro adoptado $\emptyset = 12 \text{ mm}$

Finalmente USAR: **$\emptyset 12\text{mm c/ 30cm}$** en los nervios

La armadura de piel en las caras de las vigas nos da el siguiente resultado:

Finalmente USAR: **$\emptyset 10\text{mm c/30 cm}$**

Armadura de distribución en la losa inferior

Finalmente USAR: **$\emptyset 10\text{mm c/30 cm}$**

4.3.6 Comparaciones

4.3.6.1 Comparación de hormigón

Observando las tablas en líneas más abajo podemos apreciar que la diferencia no es mucha, manejando en porcentajes podemos decir que varían en un 9.83%, siendo la diferencia de 5.70 m^3 de H° , a favor de la superestructura viga-losa.

Tabla N°24 Comparación de volúmenes de hormigón

II	SUPERESTRUCTURA						
13	HORMIGON TIPO AA R-28 P/SUPERSTRUCTURA	m^3					
	TABLERO C/VIGAS	m^3	3.21	17.00	54.57	1.00	54.57
	DIAFRAGMAS	m^3	5.66	0.20	1.13	3.00	3.40
							57.97

II	SUPERESTRUCTURA VIGA - CAJON						
13	HORMIGON TIPO AA R-28 P/SUPERSTRUCTURA	m^3					
	TABLERO C/VIGAS	m^3	3.73	17.00	63.41	1.00	63.41
	DIAFRAGMAS	m^3	5.66	0.20	1.13	2.00	2.26
							65.67

Fuente: Elaboración propia

4.3.6.2 Comparación de la cantidad de Acero.

Cantidad total de acero para la superestructura del puente Viga Losa:

- Acero **7,346.70 Kg.**
- Cuantía **126.74Kg/m^3**

Cantidad total de acero para la superestructura del puente Viga-Cajón:

- Acero **6,593.19 Kg.**
- Cuantía **100.39 Kg/m^3**

Observando este parámetro se puede apreciar que la variación es del 11.43%, la cual es significativa en los precios, siendo la diferencia de ambos de 753.51 Kg. En favor de la superestructura viga-cajón.

4.3.6.3 Comparación económica.

Costo total de la superestructura del puente Viga-Cajón: 342,023.34 Bs.

Costo total la superestructura del puente Viga Losa: 333,650.31 Bs.

Diferencia de costos para la misma longitud: 8,373.03 Bs.

Costo por metro de la superestructura del puente Viga-Cajón: 20,119.02 Bs/m.

Costo por metro superestructura del puente Viga Losa: 19,626.49 Bs/m.

Diferencia de costo por unidad longitudinal: 492.53 Bs/m.

4.3.6.4 Comparación Técnica

En esta parte se hizo un análisis basado en el estudio de alternativas, las ventajas del puente viga cajón desde el punto de vista técnico en comparación con el puente viga, es alta, debido a que la sección cajón es cerrada y tiene una gran rigidez a la torsión, reduciendo así la distorsión de la sección transversal. Algunas de sus desventajas son cuando la viga-cajón está fuertemente solicitada a torsión, la zona de la losa de tablero entre almas debe ser armada, o bien pretensada, adicionalmente, en las direcciones longitudinal y transversal, lo que produce un costo adicional por el pretensado y un grado de complejidad constructivo también por el pretensado. Los puentes de sección en cajón son especialmente recomendados en alineamientos curvos dada su alta resistencia torsional y la posibilidad de mantener la sección transversal constante, a su vez los puentes viga están constituidos por vigas como su propia denominación indica, es decir, piezas rectas horizontales o cuasi-horizontales apoyadas en dos o más puntos que soportan las cargas que actúan sobre ellas mediante su capacidad para resistir flexiones. En efecto esta resistencia de las vigas viene determinada por su canto y el momento de inercia de sus secciones.

La mayor ventaja que puede tener esta tipología de puente es por simplicidad constructiva en comparación a las otras tipologías de puente (viga-cajón), además de su bajo costo por ser el más simple.

Su mayor desventaja es el peso propio porque puede ser simplemente apoyado de 12-24m y continuo de tres tramos de 12-15-12m a 15-21-15m, fuera de estos límites es recomendable el sistema de pretensado.

Con las principales ventajas y desventajas mencionadas en líneas más arriba, la que resalta mas es el puente viga cajón por su alta rigidez transversal, pero solo es recomendable para tramos curvos. Para lo cual esta parte solamente es comparativa y se optara por el puente viga.

4.4 Guía para su utilización.

La utilización del presente aporte académico es bastante sencillo lo único que tiene que hacer el estudiante es ver las condiciones del lugar en que pretende emplazar su proyecto, y hacer las comparaciones necesarias entre ambas tipologías, como ser el volumen de H^o, la cantidad de refuerzo, los peraltes, los métodos constructivos, etc, así sacando sus propias conclusiones en base a bibliografía y recomendaciones hechas por la experiencia.

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Las conclusiones y recomendaciones que en este apartado se presenta están en función a lo desarrollado en capítulos anteriores y las condiciones del lugar donde se emplazará el presente proyecto las cuales se las menciona a continuación:

5.1. Conclusiones.

- ✓ La construcción del puente en la “Comunidad Quebrada Chica” las crecidas del río no serán un obstáculo para que los comunarios de las zonas beneficiadas puedan llevar sus productos a los centros de consumo.
- ✓ Se tendrá un tráfico vehicular como peatonal de transitabilidad permanente.
- ✓ Con la implementación del proyecto se tendrá una mayor integración entre las comunidades de Colonia Linares, Quebrada Chica, Arrozales, y finalmente con la ciudad de Bermejo que tanta falta hace a la comunidad.
- ✓ Los costos de transporte tanto de carga como de pasajeros se verán ampliamente reducidos.
- ✓ El Presupuesto de Construcción del proyecto es de Bs **2,909,893.90** teniendo un costo por unidad de longitud de **171,170.23 Bs/m**, el cual está dentro de los estándares normales para este tipo de estructuras.
- ✓ Para la obtención de las solicitaciones para la losa interna se la hizo por medio de las líneas de influencia.
- ✓ Para el diseño de la losa externa la carga viva se toma a 0.3m de la cara de la baranda, tomando en cuenta sus anchos de faja prescritos por la norma AASHTO-LRFD 2007, de la misma manera para la losa interna la carga viva se toma a 0.6m de la cara del bordillo o donde genere la máxima solicitación.
- ✓ Las solicitaciones de las vigas, al ser una estructura simplemente apoyada se las obtuvo por el teorema de Barré.
- ✓ El Hormigón empleado tanto en la superestructura así como en la infraestructura es de 28 MPa.
- ✓ La estructura diseñada en capítulos anteriores fue calculada para la carga viva HL-93 especificada en las prescripciones AASTHO-LRFD 2007.

- ✓ La sección de análisis para momento se tomó en las caras de los elementos, y para corte a una distancia “d” de las caras de los elementos.
- ✓ La máxima sollicitación en la superestructura es la de las vigas dando un valor de 2,689.1 KN*m, como consecuencia se usaron barras de $\phi 25$ mm.
- ✓ La máxima sollicitación en la infraestructura es de 2,878.90 KN*m en la parte de los contrafuertes, usando barras de $\phi 25$ mm.
- ✓ Los resultados de la comparación económica muestran que el costo del puente tipo Viga-Losa es inferior al puente tipo Viga-Cajón con: 8,373.03 Bs. La variación de precios se la puede expresar en porcentaje lo que nos da un valor de 2.51%.
- ✓ Los volúmenes de hormigón del puente viga-cajón en comparación con el puente viga-losa es superior debido a que el puente viga-cajón tiene más sección, donde su variación es 9.83%.
- ✓ La cantidad de acero del puente tipo viga-cajón es 6,593.19 Kg. y la del puente viga-losa es 7,346.70 Kg. habiendo una variación de 11.43%.
- ✓ Las verificaciones para la estabilidad del estribo son óptimas, para las dos hipótesis planteadas. (pág. 53-54).
- ✓ Para el cálculo de la pantalla de los estribos se la idealizo como una losa apoyada en los contrafuertes dando como resultado; $M_u (+) = 36.99$ KN*m y $M_u (-) = 101.71$ KN*m
- ✓ El diseño óptimo de la infraestructura se da cuando la puntera en comparación con el talón es más pequeña, donde la puntera tiene un valor de 1.83 m y el talón tiene un valor de 2.63 m.
- ✓ El suelo de fundación es roca con una resistencia de 1.465 MPa.
- ✓ El hormigón de nivelación tipo E en la roca de fundación de los estribos tendrá como resistencia a los 28 días un valor de 11MPa y un espesor de 0.10 m.

5.2 Recomendaciones

- ✓ En el diseño de puentes de acuerdo a la norma AASHTO LRFD-2007 es muy importante manejar las unidades que la misma predispone debido a que algunas de sus ecuaciones tienen dimensiones específicas y el no manejar de la forma mencionada puede ocasionar errores en el cálculo.

- ✓ Se tendrá especial cuidado de no remover el fondo de las excavaciones que servirán de base a la cimentación y una vez terminadas se las limpiaran de toda roca, tierra u otro material suelto.
- ✓ 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.
- ✓ En los relleno y compactado de las estructuras el material de relleno a emplearse será preferentemente el mismo suelo extraído de la excavación, libre de pedrones y material orgánico.
- ✓ Antes de colar el hormigón, todo el acero de refuerzo deberá estar libre de polvo, suciedad, óxido corrosivo, escamas sueltas, pintura, grasa, aceite o cualquier otro material extraño que pueda afectar la adherencia.
- ✓ Se recomienda realizar un plan de mantenimiento continuo del camino para mantener el flujo vehicular en todo momento.