

1. ANTECEDENTES.

1.1. EL PROBLEMA.

En estos últimos años Tarija ha tenido un crecimiento acelerado de población y de mancha urbana, como también el número de personas que habitan al otro lado de la quebrada “El Gringo”, Barrio Arsenio Ortiz M. y 1° de Abril, estos barrios son nuevos y por lo tanto no cuentan con varios servicios, como ser estructuras viales para transitar de manera continua y algunos servicios básicos.

Como consecuencia de esta carencia se tiene una obstrucción del paso vehicular y peatonal, al no contar con un acceso vial por donde puedan cruzar el desnivel topográfico en época de lluvias.

- PLANTEAMIENTO.

Durante la época de lluvias, el problema que tienen los habitantes de los diferentes barrios que son usuarios de la avenida Luis Espinal, es que no pueden llegar a la ciudad por las crecidas de la quebrada “El Gringo” lo que está ocasionando obstrucciones temporales en la avenida Luis Espinal.

Las principales causas que ocasionan la obstrucción de la avenida en la quebrada “El Gringo” y que generan inconvenientes al tráfico permanente son:

- Crecidas en época de lluvias.
- Carencia de estructura para cruzar el desnivel topográfico.
- Crecimiento de mancha urbana al otro lado de la quebrada.

De mantenerse la situación actual, gran parte de familias verán obstruidas a sus labores cotidianas, y no podrán asistir a su trabajos de manera puntual por causa de las crecidas, de manera que es mayor el número de personas que buscarán transitar por un acceso alejado aguas arriba de la quebrada, Como consecuencia, habrá una cantidad de personas que no transitarán en época de lluvias en los barrios Arsenio Ortiz Mealla y Primero de Abril hacia Luis espinal y otros lugares como ser

mercados y entidades; por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas posibles:

- Construir infraestructura para pasar el desnivel topográfico en la zona involucrada.
- Construcción de puente vehicular.
- Construcción de pasarela peatonal.

- **FORMULACIÓN.**

Con la construcción de un Puente Vehicular sobre la Quebrada “El Gringo” se garantiza la transitabilidad durante toda época del año en especial en época de lluvias, de manera que muchas personas recorran de manera continua, y no tienen que buscar otros accesos o esperar que pase la crecida, y los pobladores de la zona pueden aspirar una solución efectiva.

- **SISTEMATIZACIÓN.**

De la alternativa si se define, la construcción de un puente vehicular, por lo tanto es necesario analizar cuál es el más conveniente y apropiado ya sea puente tipo losa ó de vigas H°A°, se tomara en cuenta en función de la ingeniería básica.

Tomando como recomendación:

Puente tipo losa: $6m \leq \text{Puente tipo losa} \leq 12m$

Puente de vigas: $12m \leq \text{Vigas de H}^\circ\text{A}^\circ \leq 22m$

En el análisis de alternativas se comparan los dos puentes de tipo losa y vigas H°A°. Se llega a la conclusión de la conveniencia de construir el puente de losa de un solo claro $L = 10,6$ m estribado a ambos lados.

Este tipo de puente está constituido por:

Cimientos.- De hormigón armado.

Estribos.- De hormigón armado.

Tablero alveolar.- De hormigón armado.

Vereda.- De hormigón armado.

Barandas.- De hormigón armado.

1.2. OBJETIVOS.

El informe de proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. Objetivo General.

Diseñar estructuralmente un puente vehicular de hormigón armado sobre la quebrada el Gringo, para dar solución al problema planteado.

1.2.2. Objetivos Específicos.

Entre los objetivos específicos se establecen los siguientes:

- Realizar un estudio topográfico de la zona.
- Diseñar estructuralmente la estructura de estribos.
- Realizar el diseño estructural del tablero que tendrá la estructura para la transitabilidad de vehículos.
- Realizar el diseño estructural de la estructura de sustentación para el tablero.
- Analizar con información primaria el tipo de suelo de la estructura.
- Elaborar una hoja de cálculo Excel para el diseño de estribos, tablero, veredas y barandas.
- Aportar a la solución adecuada al problema “obstrucción del paso vehicular y peatonal”.
- Ajustar los cálculos y dimensiones obtenidos a las necesarias económicamente.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

Las razones por las cuales se realiza el informe de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

- **Teórica (Académica).**

Se profundizan conocimientos adquiridos en el diseño de estructuras de hormigón armado barandas, veredas, tablero, aparatos de apoyo y estribos.

Para el estudio de la ingeniería básica, se profundizan los conocimientos adquiridos en levantamientos topográficos, estudio hidrológico e hidráulico y el estudio geológico y geotécnico.

- **Metodológica (Técnica).**

Lo que se pretende con el presente proyecto es aplicar los conocimientos referidos al diseño de estructuras de hormigón armado mediante la implementación de un componente que es la construcción de un puente vehicular sobre la quebrada el Gringo, que beneficiara a varios barrios al otro lado de la quebrada.

- **Práctica (Social - Institucional).**

Se espera contribuir en la solución adecuada a la obstrucción del paso vehicular y peatonal, Mediante la alternativa de diseño estructural del “Puente Vehicular”, en el nudo conflictivo en estudio, barrios Luis Espinal, Arsenio Ortiz Mealla y 1° de Abril la cual evitara que los pobladores busquen otros accesos alejados aguas arriba, de manera que afecte su calidad de vida económica de la sociedad y del municipio de Tarija.

1.4. ALCANCES DEL PROYECTO.

Con información primaria y secundaria se describirá hasta donde se pretende llegar en el proyecto:

- Se estudian los antecedentes y la problemática que llevan a plantear el diseño estructural del puente vehicular, en función de los cuales se plantea el objetivo general del proyecto, los objetivos específicos y la ubicación.
- Se extraen los datos necesarios de la ingeniería básica para la realización del proyecto, del estudio topográfico, estudio geotécnico y el estudio hidrológico. Los que darán las características principales de la estructura.
- A partir de las características de la estructura se analizará qué tipo de estructura se adecua al proyecto, mediante un análisis de alternativas, se selecciona la alternativa más adecuada y factible para su estudio y diseño, en base a criterios principalmente técnicos y económicos.
- Se realiza el análisis estructural de la alternativa seleccionada, se analiza las cargas actuantes en la estructura que deben ser tomadas en cuenta para realizar el análisis estructural y el posterior dimensionamiento de acuerdo a una normativa base.
- Se selecciona una solución estructural más conveniente y la forma de resolverla, haciendo uso de herramientas informáticas necesarias como paquetes estructurales que permita obtener las solicitaciones en la estructura para las cuales se dimensiona.
- Se realizara el diseño o dimensionamiento de la estructura del puente que corresponden a la solución o alternativa elegida, tomando como herramientas de diseño las normas correspondientes.
- Se dimensionan de manera detallada cada uno de los elementos constituyentes de la estructura estudiada, de manera que queden plasmados en planos que contengan todos los detalles necesarios para su ejecución.

- Se recomiendan materiales y bancos de materiales a utilizar en la etapa de construcción del proyecto.
- Se realizara un análisis completo de costo del proyecto. De la manera más aproximada posible, se estima el costo final del puente vehicular que representa a la alternativa elegida o solución óptima a la problemática planteada.
- Se formulan las conclusiones a las que se llega con la realización del Diseño Estructural del Puente Vehicular. Se plantean además una serie de recomendaciones para la realización del proyecto o ejecución del mismo.

El proyecto debe contar con especificaciones técnicas de cada uno de los ítems constituyentes del mismo, el cronograma de actividades para su ejecución y los estudios, consideraciones y documentos ambientales necesarios.

1.5. LOCALIZACIÓN.

La zona de conflicto donde se ubica la obstrucción del paso vehicular y peatonal estudiado se localiza entre los barrios Luis Espinal y Arsenio Ortiz Mealla, pertenecientes a la Provincia Cercado del departamento de Tarija, la provincia está en la parte sur del país, y en la parte central de Tarija entre las coordenadas geográficas 21°31'38.43'' de latitud sur, 64°42'18.36'' de longitud oeste, y 1917 m.s.n.m. de altitud media.

Foto satelital de los Barrios Luis Espinal en el margen izquierdo y Arsenio Ortiz M. – 1° de Abril, en el margen derecho.

Fig. 1.1



Fuente: Google Earth.

1.5.1. Información Demográfica y Socioeconómica Relativa al Proyecto.

Con la construcción del proyecto se beneficiarían en forma directa los barrios Arsenio Ortiz M. y 1° de Abril y otras comunidades como Pampa Galana.

- **Información Demográfica.**

La población beneficiaria directamente cuenta con un número aproximadamente de 50 familias, y está compuesto aproximadamente por 5 miembros por familia.

La población beneficiaria indirecta son todas las personas de los barrios circundantes que circulan de forma irregular hacia otros lugares (como Pampa Galana.).

- **Información Socioeconómica.**

Las actividades de los habitantes de estos barrios están basadas en los distintos rubros en la ciudad, los hombres practican la albañilería, carpintería, mecánica y otros. Las

mujeres también se dedican a algunos rubros como ser amas de casa, ayuda a sus esposos y otros.

Su economía está basada en el trabajo cotidiano de manera que en época de lluvia quedan obstruidos y no cuentan con ingresos.

1.5.2. Servicios Básicos Existentes.

Los servicios básicos existentes en esta zona, son los siguientes:

- El barrio Luis Espinal cuenta con todos los servicios básicos existentes agua potable, luz eléctrica, alcantarillado y telefonía e internet.
- Los barrios Arsenio Ortiz M. y 1° de Abril cuentan con algunos servicios básicos como ser agua potable (la cual se extrae de una pila pública) y luz eléctrica. No existe servicio de alcantarillado sanitario, pero algunas viviendas cuentan con pozos sépticos y letrinas.
- Los habitantes de estos barrios no cuenta con una unidad educativa pero asisten a las escuelas y colegios de los barrios aledaños.
- Los barrios Arsenio Ortiz M. y 1° de Abril no cuenta con un centro de salud o posta sanitaria, pero recurren a los centros de salud del centro de la ciudad que no está muy alejado de estos barrios.
- La mayoría de las viviendas están construidas de material, pero la mayor parte de estas viviendas no tienen un cierre perimetral.

2. MARCO TEÓRICO.

2.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

El estudio topográfico comprende la obtención de información topográfica con el respectivo equipo de apoyo para lo cual se debe asistir al sitio de emplazamiento del proyecto. Toda esa información debe ser procesada en un programa informático especializado para la obtención de las características geométricas del terreno.

El levantamiento topográfico debe constar de lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 con curvas de nivel a intervalos de 1 m.
- Ubicación de los accesos al puente, con planos a escala entre 1:500 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m.
- El plano de planta y perfiles longitudinal y transversal detallados, a la misma escala y en su proyección (1:500 a 1:100) abarcando una zona que permita cubrir la información completa.

2.2. ESTUDIO DE SUELOS.

El estudio de suelos proporcionará la información técnica necesaria que permita conocer las características físicas y mecánicas del terreno donde se emplaza la estructura; se realiza de la siguiente manera:

- Estudio geotécnico.- Se realiza una exploración del sitio para obtener una información exacta de las condiciones del suelo en el lugar que se investiga. La profundidad, espesor, resistencia y composición de cada uno de los estratos, son los principales objetivos de la exploración.
 - Los estudios deben contemplar ensayos de campo, determinación del tipo de suelo, ensayo SPT para determinar la resistencia portante del suelo al nivel de la fundación.

- Las muestras obtenidas se trasladan a laboratorio, para efectuar la clasificación de suelos (Método S.U.C.S.) y clasificación de suelos (Método AASHTO). para propósitos de ingeniería.
 - o Determinación de límites Atterberg.
 - o Determinación del contenido de humedad en el laboratorio.
 - o Análisis granulométrico de los suelos.
 - o Determinación de la resistencia del suelo de fundación.

- Se realiza la estratigrafía de los distintos suelos, sus espesores y composición de cada estrato.

2.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

El estudio hidrológico e hidráulico debe incluir altura de lluvias máximas, crecidas máximas, nivel de aguas máximas extraordinarias y las velocidades del cauce en una crecida y su material de arrastre.

Se debe realizar una inspección visual de las marcas de agua de las crecidas anteriores, que servirán como parámetro para la longitud que tendrá el puente.

También se deben estudiar los factores hidráulicos tales como la socavación general y local que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permite definir los requisitos mínimos del puente y su función óptima.

Estos estudios deben permitir establecer:

- Ubicación óptima del cruce.
- Área de flujo a ser confinado por el puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación.

2.4. IDEALIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

La estructura esta idealizada de la siguiente forma:

2.4.1. Superestructura.

La superestructura consiste en el tablero y sus elementos que soportan directamente las cargas.

Está constituida por los diferentes elementos:

- **Barandado.-** El barandado está constituido por los pasamanos y postes; los pasamanos transmitirán su carga de peso propio y sobrecarga de uso a los postes, los postes transmitirán las cargas de los pasamanos y la suya a la vereda.
- **Vereda.-** La vereda transmite su carga de peso propio, cargas provenientes del barandado y cargas vivas mayores de las hipótesis analizadas al bordillo.
- **Bordillo.-** Se encarga de transmitir las cargas provenientes de la vereda, su peso propio y cargas vivas mayores analizadas de sus hipótesis a la losa.
- **Losa.-** La losa transmite las cargas provenientes de la vereda y bordillo, su carga de peso propio y cargas vivas mayores resultantes del análisis de las hipótesis, para ser transmitidos a la infraestructura.

2.4.2. Infraestructura – Fundaciones.

Está formada por todas las estructuras que dan apoyo a la superestructura, transmitiendo las cargas al suelo. Dentro de la infraestructura consideramos incluidas a las fundaciones, los extremos se denominan “estribos”.

- **Aparatos de apoyo.-** Los aparatos de apoyo transmiten las cargas provenientes de la superestructura a los estribos.

- **Estribos.-** Los estribos transmiten las cargas provenientes de los aparatos de apoyo, el empuje del suelo, la supresión y estos serán transmitidas a sus fundaciones y finalmente al suelo de fundación.

2.4.3. Estructuras Complementarias.

Estos trabajos se ejecutan con el objeto de mejorar las condiciones de operación de la estructura; estas pueden ser protecciones, señalización, limpieza de cauce, iluminación y forestación.

2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL.

2.5.1. Normas de Diseño.

2.5.1.1. Norma para Diseño de Puentes.

Ya que nuestro país Bolivia no cuenta con una norma propia para el diseño de puentes se nos permite hacer uso de las recomendaciones de la norma AASHTO LRFD (2004).

Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

2.5.1.2. Norma para Diseño de Elementos de Hormigón Armado.

Es recomendable diseñar piezas de hormigón armado con una norma americana ya que la norma para puentes lo es, de esa manera conseguimos una mayor compatibilidad entre normas. Es por esto que las piezas de hormigón se diseñan con la norma ACI-318 (2005) en combinación de la norma AASHTO LRFD.

2.5.2. Cargas Actuantes sobre el Puente.

2.5.2.1. Cargas Permanentes.

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

2.5.2.1.1. Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

Consiste en el peso de la estructura (DC) en donde la norma nos recomienda un peso del hormigón armado de 2392 Kg/m^3 , sin embargo para el proyecto se tomara un peso igual a 2400 Kg/m^3 .

2.5.2.1.2. Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios.

El peso de la superficie de rodamiento (DW) varía según el material que lo compone, en nuestro caso se diseña con una capa de pavimento flexible (capa de rodadura).

2.5.2.1.3. Empuje del suelo.

Para determinación del empuje del suelo (EH), se considera en función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo.
- Contenido de agua.
- Grado de compactación.
- Ubicación del nivel freático.
- Interacción suelo estructura.
- Relleno adicional.
- Inclinación del muro.

El empuje del suelo está dado por la siguiente expresión:

$$EH = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\text{suelo}} \cdot K_a \cdot H \cdot (H + 2 \cdot h')$$

Donde:

γ_{suelo} = Peso específico del suelo.

K_a = Coeficiente de presión activa.

H = Altura del alzado.

h' = Relleno adicional.

2.5.2.1.4. Relleno adicional.

El valor del relleno adicional (h') que se recomienda es de 0,6 m.

2.5.2.2. Cargas Transitorias.

Las cargas transitorias son las correspondientes a las cargas de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil, peatones, cargas hidráulicas, de viento, etc.

2.5.2.2.1. Cargas Peatonales.

Se debe aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se debe considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.5.2.2.2. Fuerza de frenado en los vehículos.

La fuerza de frenado (BR) se debe tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 % del camión de diseño ó 5 % del tándem de diseño.

En nuestro medio es recomendable tomar un valor del 5 % del peso total del camión de diseño, se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1200 mm

sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deben estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

2.5.2.2.3. Fuerza de colisión de un vehículo.

Las fuerzas de colisión de un vehículo, (CT) según la norma LRFD para vehículos livianos, se considera una fuerza de colisión lateral en el bordillo de 7.5 KN/m aplicada a una altura de 0.25m desde la calzada. (Ver **Tabla A13.2-1** de la norma AASHTO LRFD y la página 69 del libro de Puentes de Hugo E. Belmonte González.).

2.5.2.2.4. Incremento por carga vehicular.

La circulación de las cargas móviles a velocidad sobre la estructura de un puente da origen a esfuerzos instantáneos y de vibración, los que hacen que el material se fatigue y pueda entrar en resonancia, debido a la oscilación. Estos efectos se combinan con una carga de impacto que se produce cuando el vehículo penetra a una estructura menos rígida.

Para poder tomar en cuenta los efectos mencionados se deberá aplicar un factor de mayoración aplicando los porcentajes indicados en la TABLA 2.1, incremento por carga dinámica, (IM).

TABLA 2.1

Incremento por carga dinámica.

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: NORMA AASHTO LRFD 2004.

2.5.2.2.5. Sobrecarga viva.

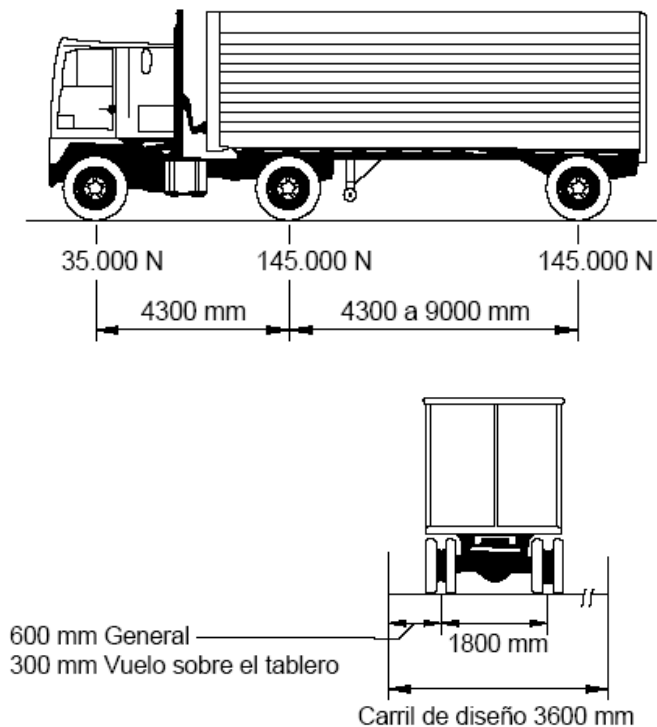
Las fuerzas de colisión de un vehículo, (CT) según la norma LRFD para vehículos livianos, se considera una fuerza de colisión lateral en el bordillo de 7.5 KN/m aplicada a una altura de 0.25m desde la calzada. (Ver **Tabla A13.2-1** de la norma AASHTO LRFD y la página 69 del libro de Puentes de Hugo E. Belmonte González.)

Deberá aplicarse la sobrecarga vehicular llamada HL-93 que consiste en una combinación de:

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

a). Camión de diseño.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión serán:



La separación entre los dos ejes de 145.000 N se debe variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas. Se debe considerar un incremento por carga dinámica. (Ver TABLA 2.1).

b). Tandem de diseño.

El tandem de diseño consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se debe tomar como 1800 mm. Se debe considerar un incremento por carga dinámica.

c). 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.

Si se anticipa que la calzada soporta porcentajes de tráfico de camiones inusualmente elevados, para cada sitio específico es posible pensar en modificar el camión de diseño, el tandem de diseño y/o la carga del carril de diseño.

2.5.2.2.6. Sobrecarga peatonal.

Se debe aplicar una carga peatonal (PL) de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se debe considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deben diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se debe tomar como $w = 0,73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal debe estar diseñado para una carga concentrada de 890 N.

Los postes deben estar diseñados para un carga concentrada de $P_{LL} = 890 + 0,73 \cdot L$, dada en N en donde L es la separación entre postes en mm aplicada en el centro del pasamanos superior.

2.5.3. Factores de Carga y Combinaciones de Cargas.

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética.

Cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la siguiente ecuación para cada uno de los estados límites.

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

Donde:

γ_i = Factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones mostradas más adelante en la TABLA 2.3.

ϕ = Factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, 0.9 para flexión y 0.85 para corte.

η_i = Factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa. Adoptar un valor de 1.

Q_i = Solicitación

R_n = Resistencia nominal

R_r = Resistencia reducida: ϕR_n

Para el diseño de puentes se tiene varios estados límites los cuales son:

- **Estados límites de servicio.**

Los estados límites de servicio se deben considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular, para ello se tienen los siguientes estados:

- **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 de las deflexiones y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también 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.
- **SERVICIO III** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- **SERVICIO IV** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.

- **Estado límite de fatiga y fractura.**

La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente y se tiene el siguiente estado:

- **FATIGA** – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada.

- **Estado límite de resistencia.**

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga. Este estado garantiza que se provee resistencia y estabilidad:

- 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 diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
 - RESISTENCIA III – Combinación de cargas 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 una velocidad del viento de 90 km/h.
- **Estados límites correspondientes a eventos extremos.**

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por un vehículo:

- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye colisión de vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

TABLA 2.2

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: NORMA AASHTO LRFD 2004.

TABLA 2.3

Factores de Carga para Cargas Permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : 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
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: NORMA AASHTO LRFD 2004.

2.5.4. Análisis y Diseño del Hormigón Armado.

2.5.4.1. Análisis y diseño por flexión.

Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones.

El código ACI nos da los siguientes límites de cuantía para el diseño:

Cuantías máximas:

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \qquad \rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

Donde:

ρ_b = cuantía balanceada

$\beta_1 = 0.85$ si la resistencia del hormigón es menor que 280 Kg/cm^2

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. 4200 Kg/cm^2

f'_c = resistencia de compresión del hormigón a los 28 días.

Cuantías mínimas:

Se toma el valor mayor de las dos siguientes expresiones:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Diseño por flexión.

Se deberá hacer cumplir la siguiente condición:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

Donde:

M_u = momentos solicitados mayorados.

M_n = momento nominal que resiste el hormigón.

ϕ = factor de reducción de capacidad con un valor de 0.9 para flexión.

El cálculo de armadura es simple y se lo calculó con las dos siguientes fórmulas que resultaron de un análisis del equilibrio del par de fuerzas internas, con una distribución de compresiones en el hormigón de forma rectangular. (Método simplificado).

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2.614 \cdot \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y}$$

Donde:

d = Es el canto útil en cm.

Mu = Es el momento último máximo mayorado en Kg.cm

b = Base del elemento a diseñar en cm.

a = Profundidad del bloque de compresiones en cm.

As = Cantidad de acero necesario en cm²

Los demás términos ya fueron definidos anteriormente.

2.5.4.2. Diseño por fuerza cortante.

La fuerza cortante que resiste una viga es la que proporcionan el hormigón y el acero transversal, es decir:

$$V_n = V_c + V_s$$

Con el mismo criterio anterior para flexión:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

Donde:

Vu = Es la fuerza cortante última mayorada ubicada en una sección crítica.

Vn = Resistencia del acero y el hormigón a la fuerza de corte.

φ = Factor de reducción de capacidad, con un valor de 0,85 para corte.

Fuerza cortante que resiste el concreto. (Vc)

El Código ACI sugiere la siguiente expresión simplificada:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde:

Vc = Resistencia del hormigón al corte.

b, d, f'c ya fueron definidos anteriormente.

Fuerza cortante que resiste el acero. (V_s)

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Donde:

A_v = Área de acero equivalente a dos barras de acero.

s = Espaciamiento de los estribos verticales.

V_s = Resistencia al corte correspondiente al acero.

- Si $V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}$, entonces no necesita ningún refuerzo transversal.

- Si $\phi \frac{V_c}{2} \leq V_u \leq \phi V_c$, necesita un refuerzo mínimo, exceptuando losas, vigas con una altura menor a 20cm y viguetas.

$$A_{vmin} = 3,5 \cdot b \cdot \frac{s}{f_y} \quad s \leq \frac{d}{2} \quad s \leq 60cm$$

- Si $V_u \geq \phi \cdot V_c$ se tiene:

- Si $V_s \leq 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$, entonces $s \leq \frac{d}{2} \wedge s \leq 60cm$

- Si $V_s > 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \wedge V_s \leq 2,12 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$, entonces $s \leq \frac{d}{4}$

$s \leq 30cm$

- $V_s > 2,12 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$, entonces

- Cambiar la sección.

- Mejorar la calidad del concreto.

2.5.4.3. Armadura de distribución.

En la parte inferior de las losas se debe disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se debe calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67 \text{ por ciento}$$

Donde:

S = Longitud de tramo efectiva (mm) considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (AASTHO LRFD).

2.5.5. Superestructura.

2.5.5.1. Barandado.

- **Geometría.-** La mínima altura de las barandas para peatones debe ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera, La abertura libre entre los elementos debe ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro en la parte superior debe ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro, Las barandas se deberan proyectar más allá de la cara de los postes, La longitud de las barandas debe ser una longitud que requiera armaduras necesarias.
- **Sobrecargas de Diseño.-** La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se debe tomar como $w = 0,73 \text{ N/mm}$, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las

cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Los postes de las barandas para peatones se debe diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , en N, se debe tomar:

$$P_{LL}=890+0,73L$$

Donde:

L= Separación entre postes. (mm).

(AASHTO LRFD-2004 Cap. 13.8)

2.5.5.2. Vereda.

- **Geometría.-** La vereda debe ser >600 mm para ser considerada peatonal, su espesor debe estar entre:

$$h = \frac{La}{10} \geq 12cm$$

Donde:

La = Longitud de la vereda.

- **Sobrecargas de Diseño.-** Las cargas consideradas:

Carga peatonal.- Se considera una carga de diseño de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa.

Carga del camión de diseño HL-93.- Se considera una esta carga en una situación que el vehículo haya subido la llanta delantera a la acera 30 cm antes del barandado.

El diseño debe realizarse con las cargas que produjeran mayores esfuerzos.

2.5.5.3. Bordillo.

La altura del cordón para las aceras sobre elevadas en el puente no debería ser mayor que 200 mm, pero en Bolivia se recomienda 25 cm.

- **Sobrecargas de Diseño.-** Las cargas consideradas:

Carga peatonal.- Se considera una carga de diseño de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa.

Carga del camión de diseño HL-93.- Se considera una carga en una situación que el vehículo haya subido la llanta delantera a la acera 30 cm antes del barandado.

Fuerza de colisión de un vehículo.- Las fuerza de colisión de un vehículo es lateral en el bordillo de 7,5 KN/m aplicada a una altura de 0,25m.

2.5.5.4. Losa alveolada.

La losa se la realiza con el fin de aligerar las cargas de peso propio de la estructura.

- **Geometría.-** La altura mínima de la losa recomendada deberá ser:

Tramos simples - Losas con armadura principal paralela al tráfico.

$$\frac{1,2 \cdot (S + 3000)}{30}$$

Donde:

S=Longitud de la losa (mm).

L=longitud de tramo (mm).

La distancia entre centros de alveolos no debe ser menor que la altura de la losa, los alveolos deben satisfacer el siguiente requisito:

$$40\% \cdot A_{sec\ c_transversal} < A_{vacios}$$

- **Sobrecargas de Diseño.**- Las cargas consideradas deben ser una combinación de:

1. Camión de diseño más carga de carril.
2. Tandem de diseño más carga de carril.

2.5.6. Infraestructura.

2.5.6.1. Aparatos de apoyo.

Los aparatos de apoyo están encargados de des rigidizar la estructura y también de permitir determinados movimientos e impedir otros.

Los aparatos de apoyo son de neopreno, para su diseño se sigue el procedimiento que propone el libro de Belmonte, para el cálculo de sus dimensiones se debe partir del esfuerzo admisible del material donde el lado “a” paralelo al tráfico no debe ser mayor al lado “b” perpendicular al tráfico.

Las cargas actuantes son las cargas de servicio provenientes de la superestructura y la carga de frenado.

2.5.6.2. Dados.

El diseño de dados o pedestales fueron tratados como piezas macizas solicitadas a cargas concentradas, para el diseño se toma referencia del libro de Hormigón de Jiménez Montoya.

2.5.6.3. Estribos.

- **Geometría.**-La altura del estribo está en función de profundidad de socavación y la altura del puente, Su predimensionamiento se realiza según el libro de puentes de Juan J. Arenas - Ángel C. Aparicio, que sugiere de manera tentativa rangos de secciones de las diferentes partes del estribo. A partir de ciertos rangos se busca la

sección adecuada que cumpla con las verificaciones de diseño, como se describen a continuación.

TABLA 2.4.

SECCION	PARTES DEL ESTRIBO	CRITERIOS DE DIMENCIONAMIENTO
B	Base de la zapata	Rango de 0,4 a 0,7 de altura total del estribo (H)
hb	Altura de la zapata	Rango de 0,70 de la longitud de puntera (n)
n	Longitud de puntera	Rango de 0,15 a 0,25 de la altura total (H)
l	Ancho de elevación	Rango de 1/8 a 1/12 de la altura total del estribo (H)
i	Transición coronamiento-elevación	Angulo recomendado por Leonard de 60°
hc	Altura de coronamiento	Leonard recomienda un min de 0,40
hm	Altura del murete	Altura de losa o losa mas viga y aparato de apoyo en un puente
a	Base donde apoya la superestructura	Rango entre 0,40 y 0,60 metros.
C	Ancho de murete	Un mínimo de 0,20 m diseñar para soportar el empuje de terreno.

- **Cargas de diseño.**- Las cargas de diseño serán:

Cargas provenientes del la superestructura.

Fuerza de frenado.

Empuje del suelo.

Se deben verificar dos estados:

1. Estado I (Estribo sólo sometido al empuje del suelo)
2. Estado II (Estribo con puente sometido al empuje de tierras y cargas vivas)

Además se debe verificar que los esfuerzos generados por la estructura no sean mayores a las del terreno.

2.6. ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO.

2.6.1. Especificaciones Técnicas.

Se desarrollan especificaciones técnicas de forma general, las que muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además mencionar que se deben aplicar las normas correspondientes tanto de hormigones como las estructurales

Las especificaciones técnicas deberán contener lo siguiente:

- 1. Definición.-**Se describe el ítem y como está constituido.
- 2. Materiales, herramientas y equipo.-**Se deben describir los materiales y herramientas y equipos utilizados para este ítem.
- 3. Procedimiento para la ejecución.-** Se describe el procedimiento a seguir para realizar este ítem.
- 4. Medición y forma de pago.-** Se describe la unidad de medición del ítem y su forma de pago.

2.6.2. Precios unitarios.

El precio Unitario es la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los ítems de trabajo que realice es la base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago.

Se debe realizar el análisis de precios unitarios de cada actividad existente en el proyecto.

El precio unitario está constituido de la siguiente manera:

- 1. Materiales.**
- 2. Mano de obra.**
 - **Cargas sociales**, 55% al 71.18% de la mano de obra.
 - **Impuestos IVA**, 14,94% de la mano de obra + Cargas sociales.
- 3. Equipo, maquinaria y herramientas**

- **Herramientas menores**, 5% del total de la mano de obra con cargas sociales e IVA.

4. Gastos generales y administrativos, 10% de 1+2+3.

5. Utilidad, 10% de 1+2+3+4.

6. Impuestos IT, 3.09% de 1+2+3+4+5.

7. Total precio unitario, la suma de 1+2+3+4+5+6.

2.6.3. Cómputos Métricos.

Por medio del cómputo métrico, se mide la estructura con el objeto de establecer el costo de la misma, sus partes y determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

Se debe realizar el cómputo métrico de los planos de la estructura, se deben medir longitudes, áreas y volúmenes de todos los elementos de la estructura y otras obras adicionales.

2.6.4. Presupuesto.

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de la obra, se lo debe realizar mediante precios unitarios con las cantidades de cada actividad dando como resultado precio de materiales, precio de maquinaria y presupuesto general.

Las cantidades también se distribuirán en los siguientes módulos:

- 00. Trabajos preliminares.
- 01. Infraestructura.
- 02. Superestructura.
- 03. Accesos.
- 04. Defensivos y trabajos finales.
- 05. Supervisión.

2.6.5. Planeamiento y Cronograma.

El planeamiento se realiza en función del número de personas y número de frentes de trabajo para encarar cada actividad, de estos dependerá el cronograma de ejecución de la obra, el cronograma se realizara por medio del programa computarizado Gantt.

2.6.6. Estudio Ambiental.

La construcción de un puente modifica el medio, y en consecuencia las condiciones socio-económicas, culturales y ecológicas del ámbito donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo un enfoque global ambiental. Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio.

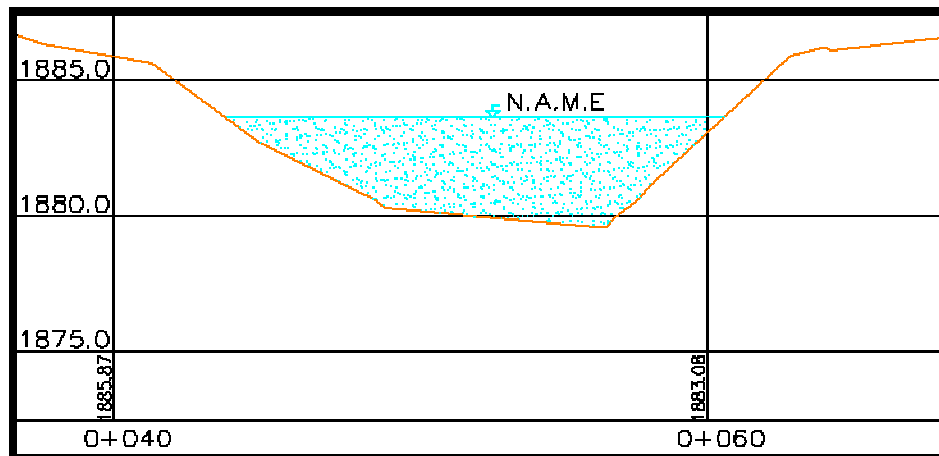
3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

Se realizó el levantamiento topográfico con una estación total un área aproximada de 20000 m² con un número de 401 puntos, Estos puntos fueron procesados en un programa computarizado del cual se obtuvieron las curvas de nivel, accesos al puente y sección transversal de la quebrada que nos servirán para realizar la hidrología.

Sección Transversal de la Quebrada

Fig. 3.1.



Nota: Las curvas de nivel, sección transversal se encuentran en el Anexo H

3.2. ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS.

Se realizaron ensayos en dos pozos excavados uno al lado del barrio Luis Espinal y el otro al lado del barrio Arsenio Ortiz M. en cercanías donde se fundaran los estribos, de los cuales se obtuvieron la siguiente información:

- No se detectó el nivel freático a la profundidad excavada ya que el agua que circula por esta quebrada sólo es en época de lluvia.
- Los contenidos naturales de humedad del suelo oscilan entre 16,19 % y 17,02 %.
- Suelo limoso inorgánico, con arenas muy finas y arcillas de baja compresibilidad.

- La capacidad de carga admisible del suelo 2 kg/cm^2 , para cada poso, a las profundidades indicadas ver Anexo A-2.

Nota: El estudio de suelo a mayor detalle se encuentra en el Anexo A-2

3.3. ANÁLISIS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

El objetivo de este estudio fue establecer características hidrológicas de los regímenes de avenidas y extraordinarias y los factores hidráulicos que permiten conocer los requisitos mínimos del puente. Después de realizar un estudio detallado de las características de la cuenca de la quebrada “El Gringo” se pudo determinar lo siguiente: (*Anexo A-3 y H*).

- Presenta un área igual a $4,59 \text{ km}^2$.
- El río tiene una tendencia a crecidas lentas y sostenidas, la cuenca es de forma oval oblonga más o menos alargada.
- La cuenca hasta la sección de emplazamiento tiene un tiempo de concentración de 0,916 horas.
- Se determinó que la quebrada tiene una sección con capacidad de llevar $39,97 \text{ m}^3/\text{seg}$ en una crecida para un periodo de retorno de 100 años.
- Para un caudal de $39,97 \text{ m}^3/\text{seg}$ presenta un tirante máximo de 1,78 m.
- Presenta una socavación general de 1,31 m.
- Presenta una socavación local en estribos de 1,70 m.

Nota: El estudio hidrológico e hidráulico se presenta a mayor detalle en el Anexo A-3

3.4. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL.

3.4.1. Superestructura.

3.4.1.1. Geometría de la estructura.

La forma y las características geométricas de las partes componentes de la estructura se definieron tomando en cuenta las características particulares de la zona de emplazamiento, así como la funcionalidad y seguridad.

3.4.1.2. Longitud.

La longitud del puente está en función de las características propias de la zona de emplazamiento, se determinó como longitud del puente vehicular $L = 10,60$ m. La estructura está compuesta de un tablero de losa alveolada $10,60$ m de longitud simplemente apoyada, cuya altura de rasante de la calzada, será la que determine el tamaño y la forma de los accesos, tomando en cuenta criterios de funcionalidad y estética.

3.4.1.3. Ancho de Calzada.

El ancho de calzada ya estuvo definido debido a que se emplazará el puente en una zona urbanizada la avenida Luis Espinal que tiene dos calzadas, que están formadas por dos carriles, tiene un ancho de $8,0$ m, con dos carriles de $4,0$ m. Entonces el ancho de calzada ya está definido $8,0$ m. y está provista de un bombeo de 2% y con barbacanas con separación cada 2 m para el desagüe inmediato del agua proveniente de precipitaciones.

3.4.1.4. Accesos.

Los accesos del puente son de mucha importancia, ya que los mismos determinarán la funcionalidad de la estructura. Se dispuso de accesos que permiten la circulación de vehículos y peatones a través del puente. Los mismos tienen una pendiente máxima del 4% , sus longitudes están condicionadas por la altura de rasante de la calzada del puente. Ambos accesos están dispuestos de manera que dan a la estructura la forma de

'T', permitiendo que los peatones puedan acceder fácilmente al puente desde las dos direcciones con facilidad.

3.4.1.5. Tablero alveolar.

El tablero alveolar se ha dimensionado según lo especificado en capítulo anterior, su ancho es el ancho de calzada 8,0 m, su longitud de 10,60 m, tendrá una altura de 550,0 mm, y en su interior tendrá 14 alveolos de 300,0 mm.

3.4.1.6. Ancho de acera.

El ancho libre para la acera fijada será de 1,0 m, ya que se considera como el espacio necesario para que dos personas puedan circular cómodamente.

3.4.1.7. Baranda Peatonal.

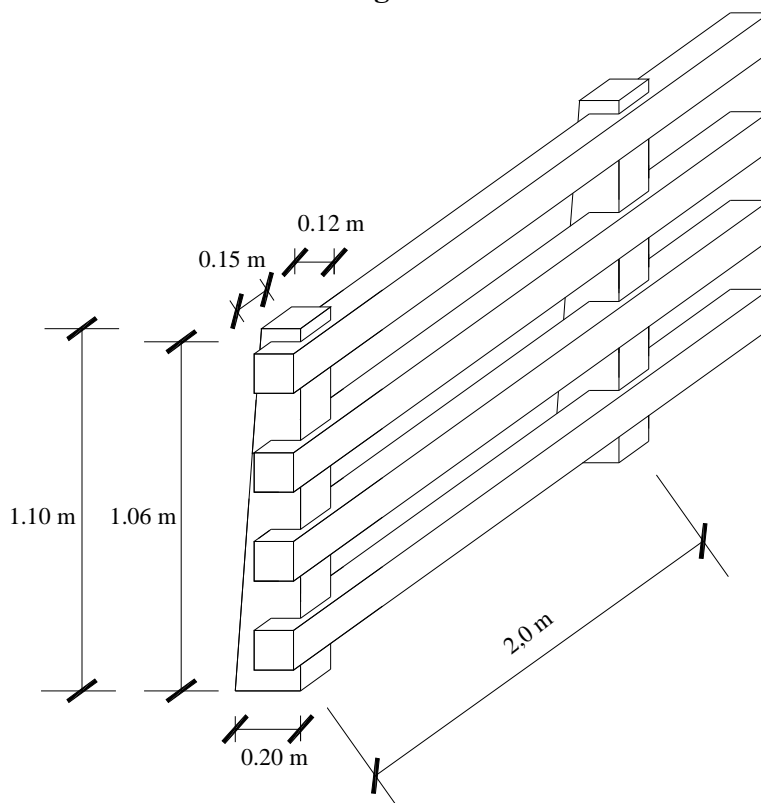
Las Barandas son elementos muy importantes, debido a que es el encargado de brindar seguridad a las personas que harán uso del puente. El diseño de las barandas debe darle al puente un aspecto de estética y sobre todo de seguridad.

Las barandas deben ser diseñadas según lo especificado en el Marco Teórico.

La baranda proyectada tendrá 4 pasamanos de sección transversal de 120 mm x 120 mm y su longitud de 2 m.

Las mismas están constituidas por los elementos verticales postes con una altura de 1060 mm, 150 mm. de ancho y una sección variable de 120 mm a 200 mm. Ver **Fig. 3.2.**

Fig. 3.2.



3.4.1.8. Materiales.

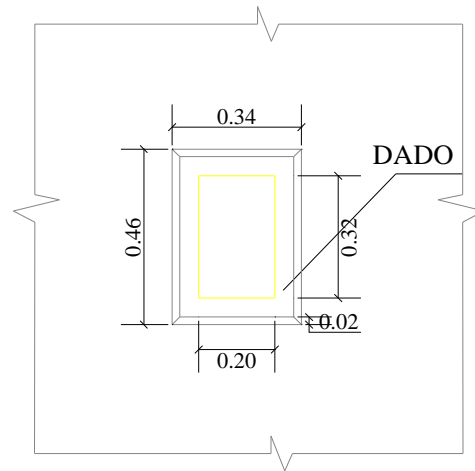
Como el puente vehicular es de hormigón armado con tablero alveolar los materiales a utilizar son hormigón y acero. La resistencia característica del hormigón será de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y la del acero será de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ para la superestructura.

3.4.2. Infraestructura.

3.4.2.1. Aparatos de apoyo y dados.

Los aparatos de apoyo transmitirán las cargas de la superestructura a la infraestructura. El apoyo proyectado tendrá 4 aparatos de apoyo por estribo. Las dimensiones lado $a=20\text{cm}$ y lado $b=32\text{cm}$ con un espesor compuesto de 48 mm., y su dado tendrá las siguientes dimensiones $A=34 \text{ cm}$ y $B=46 \text{ cm}$ espesor de 10 cm. Ver **Fig.3.3.**

Fig.3.3.



3.4.2.2. Estribo.

Los estribos son elementos muy importantes ya que se encargan de transmitir las cargas al suelo de fundación. Las dimensiones de los estribos se obtuvieron del predimensionamiento del libro de puentes de Juan J. Arenas - Ángel C. Aparicio, el estribo tiene una altura de 10,50 m y una base de 6,05 m. las demás dimensiones de sus partes del estribo se encuentran en Anexos B-6.

3.4.2.3. Materiales.

El dado, estribo y aleros serán de hormigón armado los materiales a utilizar son hormigón y acero La resistencia característica del hormigón será de $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ y la del acero será de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ para la infraestructura.

3.5. DISEÑO ESTRUCTURAL.

3.5.1. Reglamento y normas base del proyecto.

El presente proyecto tiene como base para su diseño y cálculo, las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el Método LRFD 2004, así como también las especificaciones del Código ACI 318 – 2005. debido a que ambos códigos tienen criterios compatibles entre sí.

3.5.2. Superestructura.

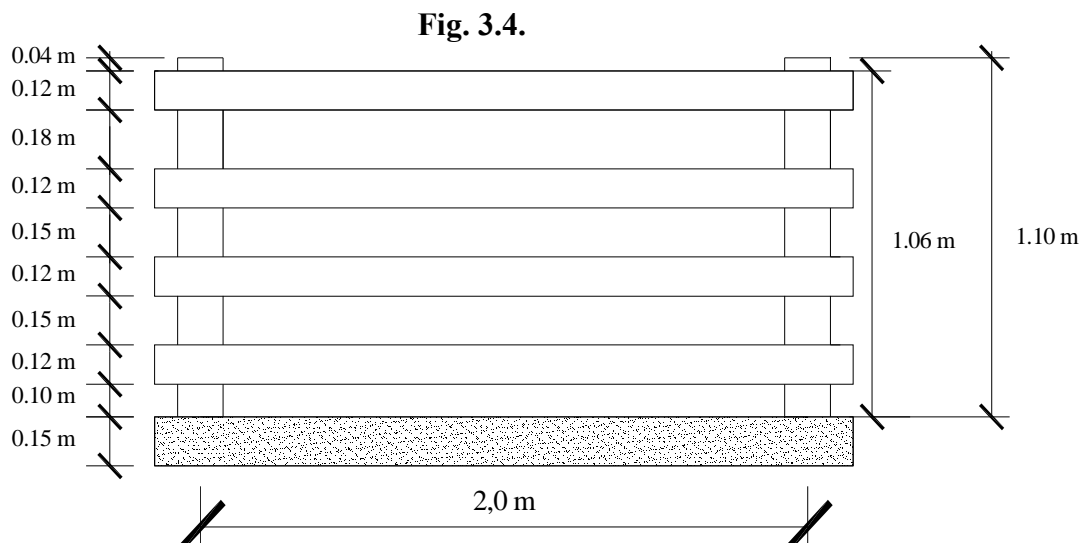
3.5.2.1. Diseño de barandado.

Materiales Barandado de hormigón armado.

$f'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$ (Hormigón).

$f_y=420$ (Acero de refuerzo).

1. Pasamanos.



Análisis y Diseño del Pasamanos.

Dimensiones.

$$\begin{aligned} h_1 &= 0,12 & \text{m} \\ b_1 &= 0,12 & \text{m} \\ L &= 2 & \text{m} \\ \gamma H^{\circ} &= 2400 & \text{kg/m}^3 \end{aligned}$$

Cargas que Actúan sobre los Pasamanos

Peso propio

$$DC = \gamma H^{\circ} \cdot b_1 \cdot h_1 \qquad DC = 34,560 \quad \text{Kg/m}$$

Sobrecargas de uso

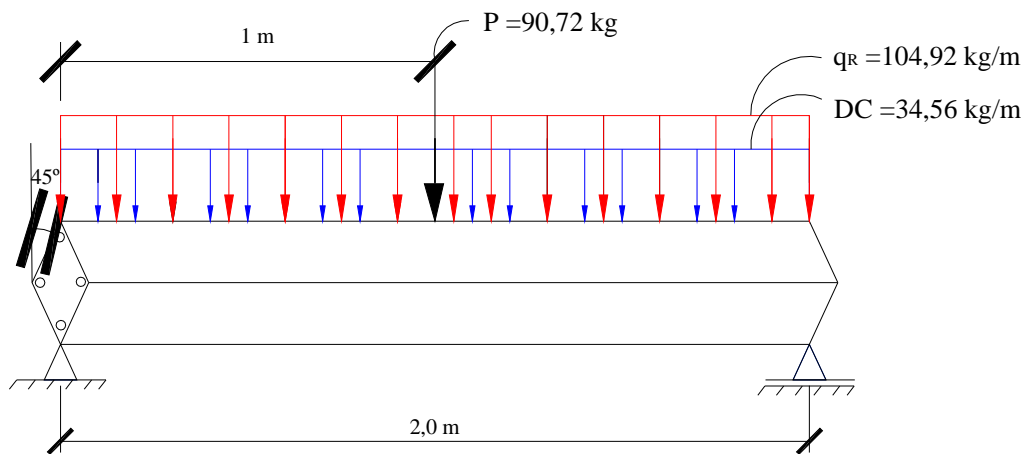
$$\begin{aligned} q &= 0,73 & \text{kN/m} & \qquad q = 74,414 & \text{Kg/m} \\ P &= 0,89 & \text{kN} & \qquad P = 90,724 & \text{Kg} \end{aligned}$$

Carga resultante

$$q_R = 1,41 \cdot q \qquad q_R = 104,92 \quad \text{Kg/m}$$

Esquema de cargas del pasamanos

Fig. 3.5.



Momento de Diseño

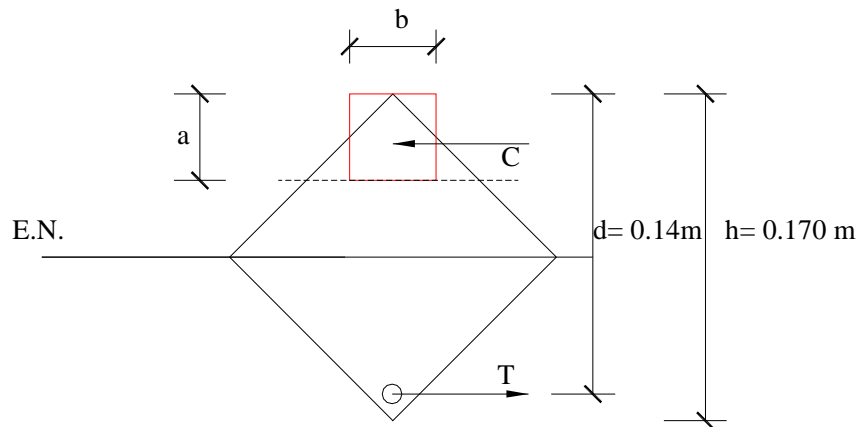
$$Mu = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LS}$$

$$Mu = 192,791 \text{ kg.m}$$

$$Mu = 19279,14 \text{ kg.cm}$$

Cálculo de Armadura a Flexión en Pasamanos

Fig. 3.6.



Donde: $a = b$ por ser un cuadrado de lados iguales al recompensarse.

$$As = 0,419 \text{ cm}^2$$

$$4 \cdot As = 1,676 \text{ cm}^2 \quad As_{\min} = 0,3802 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{Hierros} = 0,8$$

$$N^{\circ} \text{Hierros} = 1$$

Se colocará una barra de este mismo diámetro en cada esquina.

Usar: 4 Φ 8 mm

Diseño a corte.

Cargas actuantes en los pasamanos

Peso propio

$$DC = \gamma H^0 \cdot b1 \cdot h1$$

$$DC = 34,560 \quad \text{Kg/m}$$

Sobrecargas de uso

$$q = 0,73 \quad \text{kN/m}$$

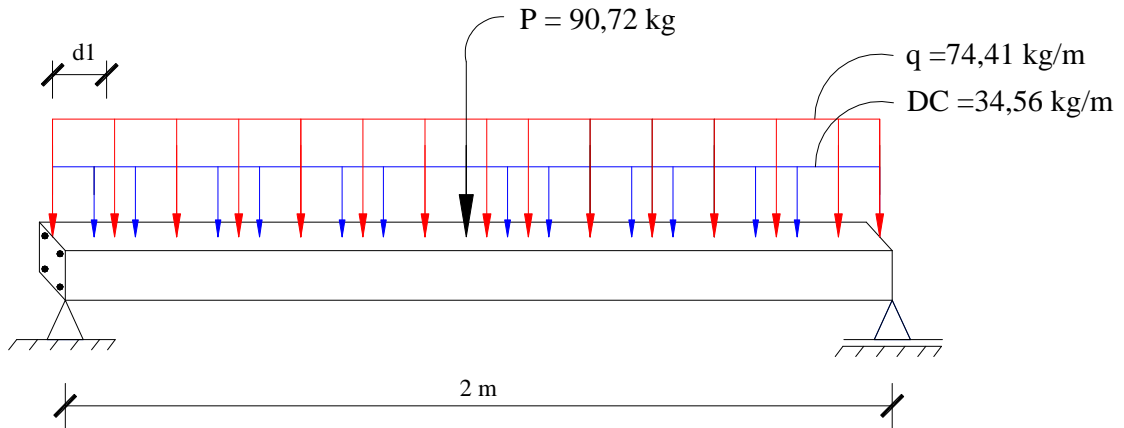
$$q = 74,414 \quad \text{Kg/m}$$

$$P = 0,89 \quad \text{kN}$$

$$P = 90,724 \quad \text{Kg}$$

Esquema de Cargas del Pasamanos

Fig. 3.7.



Cortante de diseño

$$Vu = 1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LS}$$

$$Vu = 236,159 \quad \text{Kg}$$

Esfuerzo Cortante unitario

$$v_U = \frac{Vu}{\phi \cdot b1 \cdot d1}$$

$$v_u = 2,412 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$Vc = 0,52 \sqrt{f'c} \cdot b1 \cdot d1$$

$$Vc = 868,091 \quad \text{Kg}$$

Esfuerzo Cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b_1 \cdot d_1} \qquad v_c = 7,536 \quad \text{Kg/cm}^2$$

La pieza no requiere armadura de corte pero se dispondrá una armadura mínima.

$$v_u \leq \frac{v_c}{2}$$

2,41 < 3,77

Usar: Φ 6 mm c/25 cm

2. Postes.

Dimensiones.

L =	1,10	m
b =	0,15	m
h =	0,12	m
ha =	0,2	m
L1 =	2	m
$\gamma H^0 =$	2400	kg/m ³

Cargas que actúan sobre el poste

Peso propio poste

$P1 = \gamma H^0 \cdot ba \cdot bp \cdot h$	P1 =	47,52	Kg
	Brazo1 =	0,06	m

$P2 = \frac{\gamma H^0 \cdot (bb - ba) \cdot bp \cdot h}{2}$	P2 =	15,84	Kg
	Brazo2 =	0,147	m

Peso propio pasamanos

$P3 = 4 \cdot \gamma H^0 \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot L_1$	P3 =	276,48	Kg
	Brazo3 =	0,03	m

Sobre cargas de uso

$$q = 0,73 \text{ KN/m}$$
$$P = 0,89 \text{ KN}$$

$$q = 74,414 \text{ Kg/m}$$
$$P = 90,724 \text{ Kg}$$

$$PLL = P + q \cdot L1$$

$$PLL = 239,551 \text{ Kg}$$
$$\text{Brazo4} = 1 \text{ m}$$

Momento de diseño

$$Mu = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LS}$$

$$Mu = 436,051 \text{ Kg.m}$$

$$Mu = 43605,109 \text{ Kg.cm}$$

Cortante de diseño

$$Vu = 1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LS}$$

$$Vu = 419,215 \text{ Kg}$$

Diseño a flexión

$$As = 1,3690 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 0,4703 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{Hierros} = 1,7$$

$$N^{\circ} \text{Hierros} = 2$$

Por fines constructivos utilizaremos armadura en la parte superior del mismo diámetro.

Usar: 4 ϕ 10 mm.

Diseño a corte

Esfuerzo Cortante unitario

$$v_u = \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot d}$$

$$v_u = 3,461 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0,52\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 1073,811 \text{ Kg}$$

Esfuerzo Cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b \cdot d}$$

$$v_c = 7,536 \text{ Kg/cm}^2$$

La pieza no requiere armadura de corte pero se dispondrá una armadura mínima.

$$v_u \leq \frac{v_c}{2}$$

$$3,46 < 3,77$$

Usar: Φ 6 mm c/25 cm

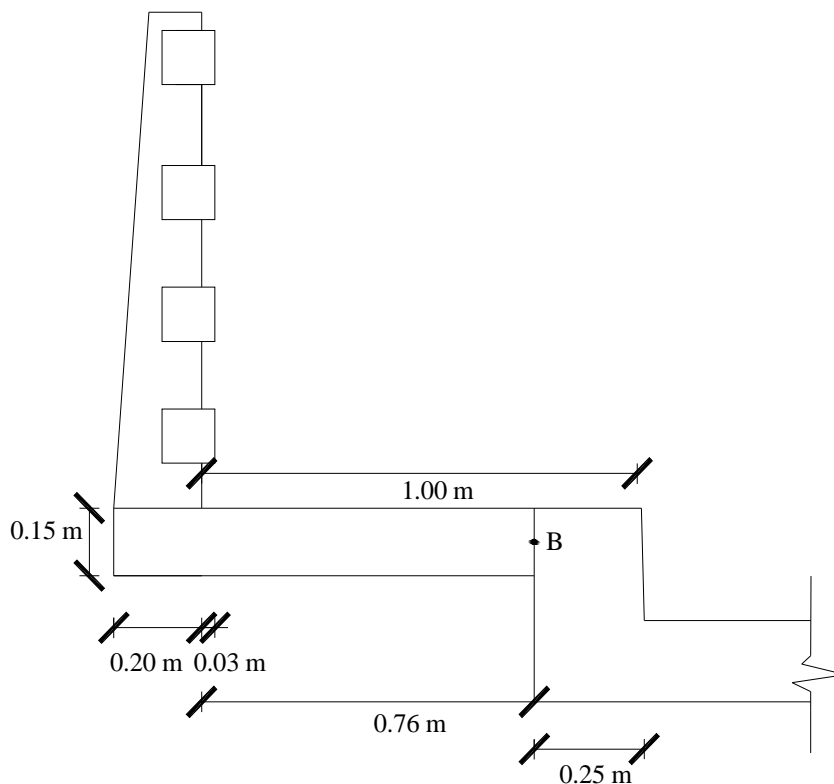
3.5.2.2. Diseño de vereda.

Materiales vereda de hormigón armado

$f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ (Hormigón).

$f_y=420$ (Acero de refuerzo).

Fig. 3.8.



Análisis de cargas

Cargas y Brazos respecto al punto "B"

Carga debida al peso propio pasamanos

DCpasamanos=	276,48	Kg
Brazo1=	0,79	m

Carga debida al peso propio poste

DCposte=	63,36	Kg
Brazo2=	0,84	m

Carga por peso propio acera

$$q_{pp} = \gamma H^{\circ} . h . 1ml$$

$q_{pp} =$	360	Kg/m
Brazo3=	0,48	m

Carga viva debida a sobre carga de uso

PLL=	239,551	Kg
Brazo4=	1,075	m

Carga peatonal

PL=	3,6	kN/m ²	366,97	Kg/m
Brazo5=	0,38	m		

Sobre carga vehicular

Camión de diseño eje delantero=	35000	N
Carga de rueda=LL=	1783,89	Kg
Brazo6=	0,46	m

Calculo de momentos y cortantes

Momentos y cortantes debido peso propio

$M_{DC} =$	437,403	Kg.m
$V_{DC} =$	685,44	Kg

Momentos, cortantes y normales debido carga viva

Hipótesis de carga I

Carga peatonal + sobre carga de uso

$M_{LS} =$	363,499	Kg.m
$V_{LS} =$	278,899	Kg
$N_{LS} =$	239,551	Kg

Hipótesis de carga II

Sobrecarga vehicular + sobrecarga de uso

$$\begin{aligned}M_{LS} &= 796,253 \text{ Kg.m} \\V_{LS} &= 1171,164 \text{ Kg} \\N_{LS} &= 239,551 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Nota: Se diseñara con las solicitaciones de (HIPOTESIS II) por ser mayores.

Solicitaciones mayoradas

$$Mu = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LS} \quad Mu = 1940,197 \text{ Kg.m}$$

$$Vu = 1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LS} \quad Vu = 2906,337 \text{ Kg}$$

Diseño a flexión

$$As = 4,474 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 2,160 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{Hierros} = 5,70$$

$$N^{\circ} \text{Hierros} = 6$$

Usar: 6 Φ 10 c/16,5

Verificación a corte

Esfuerzo Cortante unitario

$$v_u = \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot d} \quad v_u = 2,849 \text{ Kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0,52 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad V_c = 9042,619 \text{ Kg}$$

Esfuerzo Cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b.d} \quad v_c = 7,536 \quad \text{Kg/m}^2$$

No necesita armadura de corte (La pieza no lo requiere)

$$v_u \leq \frac{v_c}{2}$$

2,85 < 3,77

Armadura de distribución (perpendicular al tráfico)

Se dispondrá del 67% de la armadura necesaria.

$$A_{s_distr} = 2,997 \quad \text{cm}^2$$

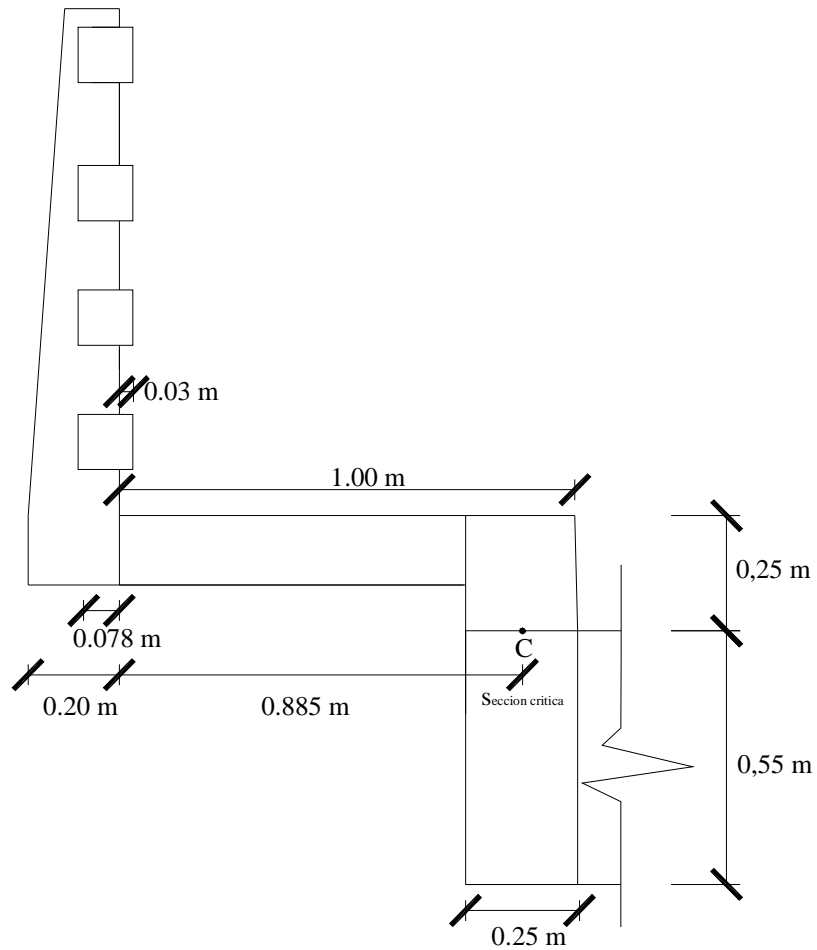
$$N^{\circ}\text{Hierros} = 5,96$$

$$N^{\circ}\text{Hierros} = 6$$

Usar: 6 Φ 10 c/16,5

3.5.2.3. Diseño de bordillo.

Fig. 3.9.



Análisis de cargas

Cargas y Brazos respecto al punto "C"

Carga debida al peso propio pasamanos

DCpasamanos=	276,48	Kg
Brazo1=	0,92	m

Carga debida al peso propio poste

DCposte=	63,36	Kg
Brazo2=	0,96	m

Carga por peso propio acera

$$q_{pp} = \gamma H^{\circ} . h . 1ml$$

$q_{pp} =$	360	Kg/m
Brazo3=	0,54	m

Carga viva debida a sobre carga de uso

PLL=	239,551	Kg
Brazo4=	1,250	m

Carga peatonal

PL=	3,6	KN/m ²	366,97	Kg/m
Brazo5=		0,44	m	

Sobre carga vehicular

Camión de diseño eje delantero=	35000	N
Carga de rueda=LL=	1783,89	Kg
Brazo6=	0,59	m

Sobre carga debido al choque

CT=	750	Kg
Brazo7=	0,25	m

Calculo de momentos y cortantes

Momentos y cortantes debido peso propio

$M_{DC} =$	525,895	Kg.m
$V_{DC} =$	730,44	Kg

Momentos, cortantes y normales debido carga viva

Hipótesis de carga I

$M_{LS} =$	443,150	Kg.m
$V_{LS} =$	324,771	Kg
$N_{LS} =$	239,551	Kg

Hipótesis de carga II

$$\begin{aligned}M_{LS} &= 940,732 \text{ Kg.m} \\V_{LS} &= 1096,226 \text{ Kg} \\N_{LS} &= 239,551 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Hipótesis de carga III

$$\begin{aligned}M_{LS} &= 486,939 \text{ Kg.m} \\V_{LS} &= 0,000 \text{ Kg} \\N_{LS} &= 989,551 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Nota: Se diseñara con las solicitaciones de (HIPOTESIS II) por ser mayores.

Solicitaciones mayoradas

$$Mu = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LS} \quad Mu = 2303,64941 \text{ Kg.m}$$

$$Vu = 1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LS} \quad Vu = 2831,44543 \text{ Kg}$$

Diseño a flexión

$$As = 2,826 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 7,227 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}\text{Hierros} = 6,4$$

$$N^{\circ}\text{Hierros} = 7$$

Usar: 7 ϕ 12 c/15 cm

Verificación a corte

Esfuerzo Cortante unitario

$$v_u = \frac{Vu}{\phi \cdot b \cdot d} \quad v_u = 1,521 \text{ Kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0,52\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \qquad V_c = 16502,780 \text{ Kg}$$

Esfuerzo Cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b \cdot d} \qquad v_c = 7,536 \text{ Kg/m}^2$$

No necesita armadura de corte (La pieza no lo requiere)

$$v_u \leq \frac{v_c}{2}$$
$$1,52 < 3,77$$

Armadura longitudinal del bordillo.

Por necesidades constructivas se dispondrá una armadura mínima.

$$A_s \text{ min} = \rho \text{ min} \cdot b \cdot d \qquad A_s = 1,807 \text{ cm}^2$$

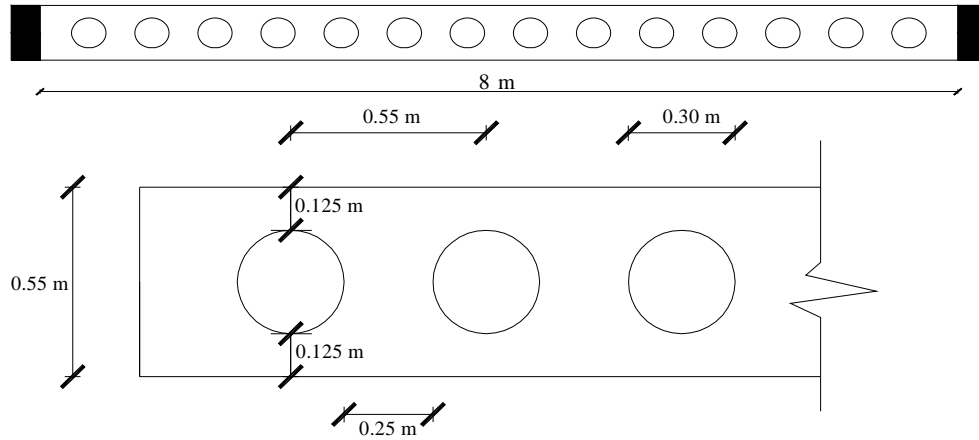
$$\text{N}^\circ \text{Hierros} = 1,6$$

$$\text{N}^\circ \text{Hierros} = 2$$

Usar: 2 ϕ 12 mm

3.5.2.4. Diseño de Losa alveolar.

Fig. 3.10.



Análisis de cargas

Cargas muertas

Peso Propio Losa

$$DC_1 = \gamma_{H^0} \cdot A_2 \quad 1221,02 \quad \text{Kg/m}$$

Capa de Rodadura

$$DW = \gamma_R \cdot C_R \cdot 1m \quad 110 \quad \text{Kg/m}$$

Cargas idealizadas pasamanos, postes, vereda y bordillo

$$DC_T = 999,251 \quad \text{Kg/m}$$

Cargas vivas

Sobrecarga Vehicular

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes, designada como HL-93 deberá consistir en una combinación de:

Camión de diseño

Tándem de diseño

Carga de Carril de Diseño.

$$q_{\text{carril}} = 9,3 \quad \text{N/mm} = 9,3 \quad \text{KN/m}$$

Calculo de momentos y cortantes

Momentos y cortantes debido cargas muertas

Peso propio

$$M_{\text{DCI}} = 15669,088 \quad \text{Kg.m}$$

$$V_{\text{DCI}} = 5570,89206 \quad \text{Kg}$$

Capa de rodadura

$$M_{\text{DW}} = 1411,609 \quad \text{Kg.m}$$

$$V_{\text{DW}} = 501,875 \quad \text{Kg}$$

Cargas idealizadas (Pasamanos, postes, vereda y bordillo).

$$M_{\text{DCT}} = 12823,204 \quad \text{Kg.m}$$

$$V_{\text{DCT}} = 4559,084 \quad \text{Kg}$$

Momentos y cortantes debido a cargas vivas

Para un ancho de faja interior

Tren de cargas + carga de carril

$$M_{\text{LS}} = 22720,958 \quad \text{Kg.m}$$

$$V_{\text{LS}} = 9109,259 \quad \text{Kg}$$

Tándem de diseño + carga de carril

$$M_{\text{LS}} = 24441,531 \quad \text{Kg.m}$$

$$V_{\text{LS}} = 6211,767 \quad \text{Kg}$$

Para un ancho de faja exterior

Tren de cargas + carga de carril

$$M_{LS} = 21107,087 \text{ Kg.m}$$

$$V_{LS} = 8436,229 \text{ Kg}$$

Tándem de diseño + carga de carril

$$M_{LS} = 22596,834 \text{ Kg.m}$$

$$V_{LS} = 5829,250 \text{ Kg}$$

Solicitaciones mayoradas

Para un ancho de faja interior

$$Mu = 1,25 \cdot M_{DC1} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{LS}$$

$$Vu = 1,25 \cdot V_{DC1} + 1,5 \cdot V_{DW} + 1,75 \cdot V_{LS}$$

Para un ancho de faja exterior

$$Mu = 1,25 \cdot (M_{DC1} + M_{DCT}) + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{LS}$$

$$Vu = 1,25 \cdot (V_{DC1} + V_{DCT}) + 1,5 \cdot V_{DW} + 1,75 \cdot V_{LS}$$

Para el diseño elegimos los mayores, ósea los mas desfavorables

$$\mathbf{Mu = 77277,24 \text{ Kg.m}}$$

$$\mathbf{Vu = 28178,6838 \text{ Kg}}$$

Diseño a flexión

$$As = 44,01 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 9,225 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 8,96$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 9$$

Usar: ϕ 25 c/11,5 cm

Armadura de distribución (perpendicular al tráfico)

Se dispondrá del 17% de la armadura necesaria.

$$A_{s_distr} = 7,480 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}\text{Hierros} = 3,72$$

$$N^{\circ}\text{Hierros} = 4$$

Usar: Φ 16 c/25 cm

Armadura por Temperatura:

En la parte superior de la losa (Parte comprimida), se dispondrá de armadura mínima longitudinal y transversalmente.

$$A_{s \text{ min}} = 9,225 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}\text{Hierros} = 4,59$$

$$N^{\circ}\text{Hierros} = 5$$

Usar: ϕ 16 c/20 cm

Verificación a corte

Esfuerzo Cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{\phi \cdot b_w \cdot d} \quad v_u = 13,440 \text{ Kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0,52\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad V_c = 9654,880 \text{ Kg}$$

Esfuerzo Cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b_w \cdot d} \qquad v_c = 7,536 \text{ Kg/m}^2$$

Necesita armadura de corte (La pieza no lo requiere)

$$v_u \leq \frac{v_c}{2}$$

13,44 < 3,77

$$v_u > v_c$$

13,440 > 7,536 Requiere Av necesaria

Usar: ϕ 8 c/25 cm

Nota el cálculo de la superestructura a mayor detalle se encuentra en el Anexo B.

3.5.3. Infraestructura.

3.5.3.1. Aparatos de apoyo y dados.

Los apoyos determinados son 4 en cada estribo, son de dimensiones de 0,20x0,32x0,04 m., y los dados de 0,34x0,46x0,1m. Ver (Anexo B-5)

3.5.3.2. Diseño de estribos.

Análisis de cargas

Fuerzas, brazos y momentos

Fuerzas y momento de estabilidad

Peso propio estribo

$$V_{DC\text{estr}} = \sum W_p = 29850 \text{ Kg}$$

$$M_{DC\text{estr}} = \sum M_p = 86017,9 \text{ Kg.m}$$

Peso Relleno sobre estribo

$$\begin{aligned}V_{EVrell} &= \Sigma W r = & 50085 \text{ Kg} \\M_{EVrell} &= \Sigma M r = & 231696 \text{ Kg.m}\end{aligned}$$

Peso de la losa

$$\begin{aligned}V_{DC}Losa &= & 14169,9 \text{ Kg} \\Brazo &= & 2,6 \text{ m} \\M_{DC}Losa &= & 36841,8 \text{ Kg.m}\end{aligned}$$

Peso de la capa de rodadura

$$\begin{aligned}V_{DW}Roda &= & 1276,55 \text{ Kg} \\Brazo &= & 2,6 \text{ m} \\M_{DW}rod &= & 3319,03 \text{ Kg.m}\end{aligned}$$

Peso barandado, vereda y bordillo

$$\begin{aligned}V_{DCT} &= & 5232,16 \text{ Kg} \\Brazo &= & 2,6 \text{ m} \\M_{DCT} &= & 13603,6 \text{ Kg.m}\end{aligned}$$

Peso carga de carril

$$\begin{aligned}V_{LSCarril} &= & 3432,62 \text{ Kg} \\Brazo &= & 2,6 \text{ m} \\M_{LSCarril} &= & 8924,8 \text{ Kg.m}\end{aligned}$$

Peso sobrecarga vehicular

$$\begin{aligned}V_{LSTren} &= & 16609,1 \text{ Kg} \\Brazo &= & 2,6 \text{ m} \\M_{LSTren} &= & 43183,6 \text{ Kg.m}\end{aligned}$$

Fuerzas y momentos desestabilizantes

Empuje del suelo

$E_H=$	24041,567	Kg
$V_{EH}=$	4174,774	Kg
Brazo=	6,05	m
$M_{EH1}=$	25257,384	Kg.m
$H_{EH}=$	23676,321	Kg
z=	3,679	m
$M_{EH2}=$	87116,721	Kg.m

Fuerza de frenado

$H_{BR}=$	830,453	Kg
Brazo=	11,7	m
$M_{BR}=$	9716,300	Kg.m

Verificación de estabilidad y presiones admisibles

Estado I (Estribo solo sometido al empuje de tierras)

Seguridad al volamiento

$$F.S.V = 3,937 > 2 \quad \text{Cumple!!}$$

Seguridad al deslizamiento

$$F.S.D = 2,131 > 2 \quad \text{Cumple!!}$$

Esfuerzos en el terreno de fundación

$$q_1 = 1,367 \text{ Kg/cm}^2$$
$$q_2 = 1,414 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm} \quad 1,25 \cdot \sigma_{adm} = 2,5 \quad \text{oK!!}$$

Estado II (Estribo con puente sometido al empuje de tierras y cargas vivas)

Seguridad al volamiento

$$F.S.V = 4,611 > 2 \quad \text{Cumple!!}$$

Seguridad al deslizamiento

$$F.S.D = 3,026 > 2 \quad \text{Cumple!!}$$

Esfuerzos en el terreno de fundación

$$q_1 = 2,448 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_2 = 1,635 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq 1,25 \cdot \sigma_{adm} \quad 1,25 \cdot \sigma_{adm} = 2,5 \quad \text{oK!!}$$

Diseño de armaduras - Cuerpo del estribo

Sección I

Momento y cortante ultimo

$$M_u = 2879,30 \text{ Kg.m}$$

$$V_u = 1837,78 \text{ Kg}$$

Diseño a flexión

$$A_s = 3,157 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 3,675 \text{ cm}^2$$

$$N^\circ \text{ Hierros} = 4,68$$

$$N^\circ \text{ Hierros} = 6$$

Usar: 6 Φ 10 c/16,5 cm

Armadura transversal. (de distribución)

$$A_{s_{distr}} = 1,8375 \text{ cm}^2$$
$$N^{\circ}\text{Hierros} = 2,34$$
$$N^{\circ}\text{Hierros} = 3$$

Usar: 3 Φ 10 c/25 cm

Sección II

Momento y cortante ultimo

$$M_u = 5792,32 \text{ Kg.m}$$
$$V_u = 3156,02 \text{ Kg}$$

Diseño a flexión

$$A_s = 3,483 \text{ cm}^2$$
$$A_{s \text{ min}} = 6,66 \text{ cm}^2$$
$$N^{\circ}\text{Hierros} = 5,89$$
$$N^{\circ}\text{Hierros} = 6$$

Usar: 6 Φ 12 c/16,5 cm

Armadura transversal. (de distribución)

$$A_{s_{distr}} = 3,33 \text{ cm}^2$$
$$N^{\circ}\text{Hierros} = 4,24$$
$$N^{\circ}\text{Hierros} = 5$$

Usar: 5 Φ 10 c/20 cm

Sección III

Momento y cortante ultimo

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 113823,35 \text{ Kg.m} \\ \text{Vu} &= 30839,11 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Diseño a flexión

$$\begin{aligned} \text{As} &= 27,240 \text{ cm}^2 \\ \text{As min} &= 17,063 \text{ cm}^2 \\ \text{N}^\circ \text{Hierros} &= 5,55 \\ \text{N}^\circ \text{Hierros} &= 6 \end{aligned}$$

Usar: 6 Φ 25 c/15 cm

Armadura transversal. (de distribución)

$$\begin{aligned} \text{As}_{\text{distr}} &= 8,531 \text{ cm}^2 \\ \text{N}^\circ \text{Hierros} &= 4,24 \\ \text{N}^\circ \text{Hierros} &= 5 \end{aligned}$$

Usar: 5 Φ 16 c/20 cm

Diseño de armaduras - Cimentación

Zarpa delantera (Punta)

Momento y cortante ultimo

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 92817,05 \text{ Kg.m} \\ \text{Vu} &= 48572,77 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Diseño a flexión

$$\begin{aligned} A_s &= 27,914 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ min}} &= 13,688 \text{ cm}^2 \\ N^\circ \text{ Hierros} &= 5,69 \\ N^\circ \text{ Hierros} &= 6 \end{aligned}$$

Usar: 6 Φ 25 c/14 cm

Armadura transversal. (de distribución)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ distr}} &= 6,844 \text{ cm}^2 \\ N^\circ \text{ Hierros} &= 3,40 \\ N^\circ \text{ Hierros} &= 4 \end{aligned}$$

Usar: 4 Φ 16 c/25 cm

Nota el cálculo de la infraestructura a mayor detalle se encuentra en el Anexo B.

3.6. ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO.

3.6.1. Especificaciones Técnicas.

La aplicación de las especificaciones técnicas de cada actividad se encuentra en el Anexo C-4.

3.6.2. Precios Unitarios.

Los precios unitarios de cada actividad se encuentran en el Anexo C-1.

3.6.3. Cómputos Métricos.

Los valores de los cómputos métricos realizados se encuentran directamente en los precios unitarios Anexo C-1.

3.6.4. Presupuesto.

El presupuesto necesario para poder construir este proyecto será de: *(Anexo C-2)*

Bs. 1.956.802,7

Esta cantidad se distribuirá en los siguientes módulos:

00. Trabajos preliminares.....	Bs. 12.712,92
01. Infraestructura.....	Bs. 1.529.102,01
02. Superestructura.....	Bs. 190.198,30
03. Accesos.....	Bs. 109900,8642
04. Trabajos finales... ..	Bs. 570,65
05. Supervisión.....	Bs. 114317,98

3.6.5. Planeamiento y Cronograma.

Se desarrolló una programación mediante el método del diagrama de Gantt y se planeó la ejecución del proyecto organizando los frentes de trabajo mostrados en Anexo C-3.

Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de: *(Anexo C-3)*

140 días calendarios

3.6.6. Estudio Ambiental.

Todo proyecto vial tiene impactos ambientales a lo largo de su ejecución, en el caso de la construcción del puente vehicular sobre la quebrada “El Gringo” presenta un impacto ambiental de la categoría dos, por lo tanto es necesario llenar la ficha ambiental correspondiente.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.

- Con los resultados de la Ingeniería Básica, (estudio topográfico, geotécnico, hidrológico e hidráulico, etc.) se pudo determinar la longitud del puente y altura de la infraestructura.
- El emplazamiento del puente en el lugar indicado, hace que no sea modificado a otro lugar, porque está ubicado sobre una avenida principal ya definida.
- Una vez construido el puente, los habitantes de estos barrios podrán circular de un lado a otro en toda época del año y no serán perjudicados en sus labores cotidianas.
- El precio del puente vehicular es 1.958.567 Bs debido a las dimensiones de la infraestructura que cuesta más de la mitad del presupuesto.
- Se ha determinado que es más conveniente construir un tablero de losa alveolada ya que el tablero de losa maciza requiere una mayor a 95 cm, y no se puede colocar armadura a corte.
- El levantamiento topográfico fue realizado por un Ingeniero de la alcaldía de Tarija.
- Al realizar las excavaciones para los ensayos de SPT, se tomo en consideración la profundidad de socavación encontrada de 1.70 m, pues se trato al menos de poder excavar por debajo de esa profundidad llegando hasta los 2.65 m. ya que a

esa profundidad se pudo conseguir una superficie adecuada para el ensayo, una superficie libre de piedras que no perjudique la penetración del equipo.

- Además podemos destacar que a la profundidad de ensayo de los 2.65 m se observó que el suelo presentaba características de dureza y firmeza, pues la excavación manual fue difícil, ya que el suelo se encontraba en un estado compacto Sin embargo se pudo conseguir al menos excavar hasta los 2.65 m.
- Observando la rasante la avenida que une ambos barrios se pudo determinar la altura de los estribos.
- La norma AASHTO LRFD recomienda que el diseño de vereda, se realice con un desnivel de 20 cm. como máximo con referencia a la calzada y un ancho de vereda de 1 m. En nuestro caso el flujo peatonal es constante debido a la ubicación del puente por lo que se decidió diseñar una vereda con un desnivel de 25 cm. (norma AASHTO estándar) y un ancho de 1m. además que es la altura que se usa en Bolivia, una altura de 25 cm. que reduce las probabilidades de un choque vehicular en la baranda.
- Existen muchas cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables, como las de sismo, cargas de viento, y otras cargas que no corresponden aplicarlas al diseño de esta estructura.
- Para poder conseguir una estabilidad más segura en el diseño de estribos, *no se consideraron las cargas hidrostáticas del lado del lecho del río, ya que éstas cualesquiera sea su magnitud son fuerzas estabilizantes. De la misma manera tampoco se tomó en cuenta la fuerza del empuje pasivo del suelo ya que su presencia es variable debido a la socavación.*

RECOMENDACIONES.

- Tomando en cuenta que la norma AASHTO LRFD 2004 tiene origen norteamericano algunas de sus exigencias y recomendaciones no se acomodan muy bien en nuestro medio; es por esta razón que algunas veces en ciertos detalles es necesario tomar en cuenta otros criterios.
- Muchos proyectos de puentes sobre ríos que se realizaron, no dan mucha importancia al estudio hidrológico e hidráulico, es recomendable por seguridad realizar un estudio detallado de éste, para evitar riesgos de colapso de la estructura.
- Es recomendable que se diseñen apoyos de neopreno compuestos ya que estos apoyos permiten algunos movimientos y restringen otros.
- Es recomendable diseñar defensivos con gaviones ya que el tipo de suelo donde se emplaza la estructura es altamente erosionable.
- Se recomienda que los encofrados no deben ser desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida la estructura durante el período de construcción.
- Se recomienda la construcción de esta importante estructura porque permitirá un mejor desarrollo de estos barrios y comunidades adyacentes.