

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1 Problema.-

En estos últimos años Tarija ha tenido un crecimiento acelerado de población y de mancha urbana, como también del número de personas que habitan al otro lado de la quebrada, los vecinos de estos lugares no cuentan con varios servicios, como ser estructuras viales para transitar de manera continua con un acceso vial por donde puedan cruzar el desnivel topográfico en época de lluvias

- **Planteamiento.-** Durante la época de lluvia el problema que tienen los habitantes de diferentes poblaciones del área rural, que son usuarios de la Quebrada, son las obstrucciones temporales en la carretera principal.

Las principales causas que ocasionan la obstrucción en la quebrada y que generan inconvenientes al tráfico permanente son:

- Crecida en época de lluvias.
- Carencia de estructura para cruzar el desnivel topográfico.
- Crecimiento de la mancha urbana.

De mantenerse la situación actual, muchas 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 será 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 transitaran en época de lluvia, por lo que se hace necesario plantear las siguientes alternativas posibles

- Construir infraestructura para pasar el desnivel topográfico en la zona involucrada.
- Construir un puente vehicular
- **Formulación.-** Con la implementación del puente vehicular en un lugar estratégico, se acorta la distancia recorrida por los pobladores de la comunidad a un lugar

accesible, de esta manera se puede dar solución al problema y mejorar las condiciones de estudio y transporte, facilitando de esta manera la regular asistencia de los estudiantes e incentivando la conclusión de los estudios con regularidad y también facilitando el transporte de los productos. Por consiguiente, con el perfil de Proyecto de Ingeniería Civil, se ha planteado la alternativa de solución “Construcción del Puente Vehicular” sobre la Quebrada “La Tablada”

- **Sistematización.-** De la alternativa si se define, la construcción de un puente vehicular es necesario analizar cuál es el más conveniente y apropiado sea un puente de vigas Hormigón Armado o puente de Hormigón pretensado se tomará en cuenta en función de la ingeniería básica, tomando como recomendación:

Puente de Viga 12 m Vigas de Hormigón Armado menores a 22 m

En el análisis de alternativas se comparan los dos puentes de tipo vigas Hormigón Armado o de Hormigón pretensado, se llega a la conclusión de la conveniencia de construir el puente

1.2 OBJETIVOS.-

La propuesta de proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. Objetivo General.

Lograr la transitabilidad permanente entre comunidades beneficiadas, en todas las épocas del año, permitiendo el ingreso y salida de bienes, servicios, factores de producción y de los mercados de la capital del departamento y otros, disminuyendo los riesgos de pérdida de la calidad, tiempo especialmente en épocas de lluvia

1.2.2. Objetivos Específicos.

- Realizar el diseño estructural del puente como el estudio topográfico, hidrológico e hidráulico entre las principales.
- Disminuir los costos de transporte y por tanto los costos de producción.
- Incrementar la producción agropecuaria, incentivada por las facilidades que brindará la infraestructura vial.
- Lograr accesibilidad a la zona y otras del entorno de manera directa, facilitando con

- ello la implementación de servicios básicos carentes actualmente.
- Lograr una mejor integración entre estas comunidades, especialmente con la ciudad capital.
- Realizar el análisis de alternativas para la estructura del puente vehicular, tomando en cuenta ventajas y desventajas.
- Realizar el análisis estructural y el dimensionamiento de la estructura planteada.
- Establecer el costo y tiempo de ejecución que representa la estructura estudiada.

1.3 JUSTIFICACIÓN.-

Se realizará el diseño de un puente vehicular de hormigón armado debido a las características topográficas del lugar, también es adecuado para soportar cargas dinámicas como es el caso de los puentes, además el puente se justifica socialmente porque la comunidad que es muy próxima a la ciudad de Tarija se está urbanizando por tanto existe mayor cantidad de transeúntes y movilidades, cuyo paso por la quebrada de esta zona se dificulta en especial para los escolares, también se lo quiere usar para que transiten movilidades de alto tonelaje para que saquen sus productos y materia prima para la elaboración de cerámica.

Con el presente estudio estructural de un puente vehicular se pretende aportar a la comunidad con un diseño con el cual en un futuro cuando el Municipio gestione su construcción se pueda dar solución al problema planteado anteriormente, además que mejorará las condiciones de vida de esta comunidad, por lo tanto queda plenamente justificado.

Debido al crecimiento, económico y demográfico de la localidad de Tablada grande y toda la problemática desarrollada con anterioridad en el presente proyecto, es que se plantea la construcción de un Puente Vehicular sobre la Quebrada “La Tablada” acorde a las necesidades de uso de la población.

El puente vehicular permitirá un tráfico fluido de vehículos y peatones entre ambas bandas, contribuyendo al crecimiento demográfico y económico de las zonas beneficiadas e impulsado la ejecución de los nuevos proyectos y obras en el área.

Las razones por las cuales se elabora el proyecto de grado son las siguientes:

- **Académica.-** Profundizar conocimientos adquiridos en el diseño de puentes con

vigas de Hormigón Armado. Para el estudio de la ingeniería básica profundizar los conocimientos adquiridos en levantamientos topográficos, estudio hidrológico e hidráulico y el estudio geológico y geotécnico.

- **Técnica.-** Garantizar y demostrar la confiabilidad de la nueva estructura que es un puente vehicular.
- **Social – Institucional.-** Contribuir a solucionar el problema de traslado de la gente, brindando a la comunidad condiciones favorables de asistencia regular y conclusión de la formación educativa, ya que el puente vehicular se ubicará en un lugar estratégico cercano a las viviendas de los pobladores Contribuir para que la población tenga mejores ingresos y mejor calidad de vida.

1.4 ALCANCE DEL PROYECTO.-

Se estudian los antecedentes y la problemática que llevan a plantear el estudio del puente vehicular, en función de los cuales se plantea el objetivo general del proyecto, los objetivos específicos y la ubicación.

Se recaban los datos de ingeniería básica necesarios para la realización del proyecto, los estudios, topográfico, estudio geotécnico y el estudio hidrológico son los principales, cada uno de los cuales tiene características en función de la envergadura del proyecto.

En función de la ingeniería básica, se hace el análisis de alternativas y se plantean soluciones que toman en cuenta las ventajas y desventajas de la utilización de ciertos materiales y técnicas constructivas frente a otros materiales y alternativas estudiadas y la aplicabilidad de cierto tipo de estructura portante.

A partir del 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 plantea la solución estructural más conveniente y la forma de resolverla, haciendo uso

de herramientas informáticas necesarias como paquetes estructurales que nos permiten obtener las solicitaciones en la estructura para las cuales se dimensiona.

Se realiza 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 dimensiona 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 hace una recomendación de materiales y bancos de materiales a utilizar en la etapa de construcción del proyecto.

Se realiza 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 más óptima a la problemática planteada.

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

- **Ubicación del puente.**

El área del proyecto está localizada en la comunidad Tablada Grande perteneciente a la Provincia Cercado, en el Municipio de Cercado del Departamento de Tarija, Estado Plurinacional de Bolivia.

La Quebrada “La Tablada” Pertenece al valle central de Tarija nace en las Serranías Las Lomas hasta desembocar en la represa San Jacinto.

La ubicación del puente específicamente se ubica a una distancia de 6 Km. de la ciudad de Tarija, a la que se accede mediante un camino troncal asfaltado carretera a San Jacinto, luego se desvía en el campo de Batalla la Tablada ingresando por un camino vecinal a una distancia de 2 Km. aproximadamente, transitable durante toda la época del año. La zona de emplazamiento del proyecto es de fácil acceso ya que está ubicado de manera estratégica cerca de la comunidad de Tablada Grande. Permitirá comunicar

directamente con las comunidades de Tolomosa Chico y San Andrés facilitando el acceso y la fluidez del tráfico vehicular como peatonal.

- **Coordenadas**

Geográficamente, la zona de emplazamiento del puente vehicular comunidad Tablada Grande tiene las siguiente coordenadas 21°33'66.33" de Latitud Sur y 64°43'14.39" de Longitud Oeste, a una altura de 1901 m.s.n.m.

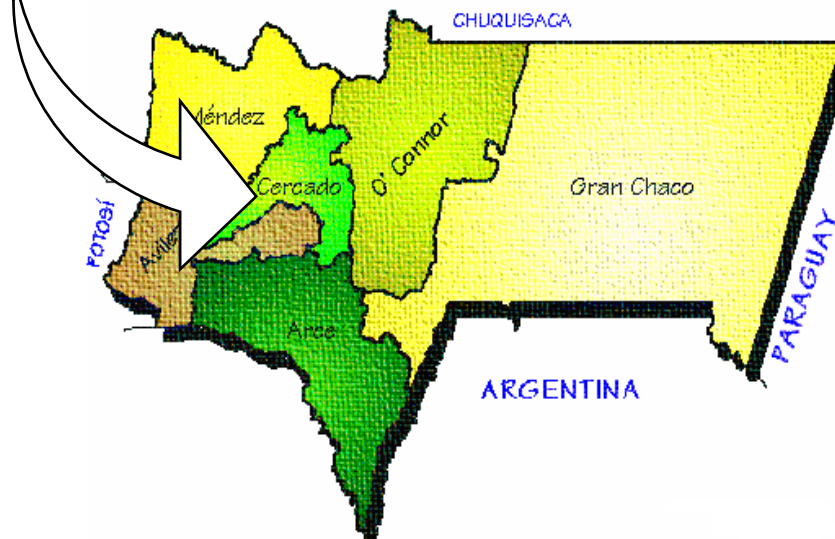
MAPA DE BOLIVIA

Fig. 1



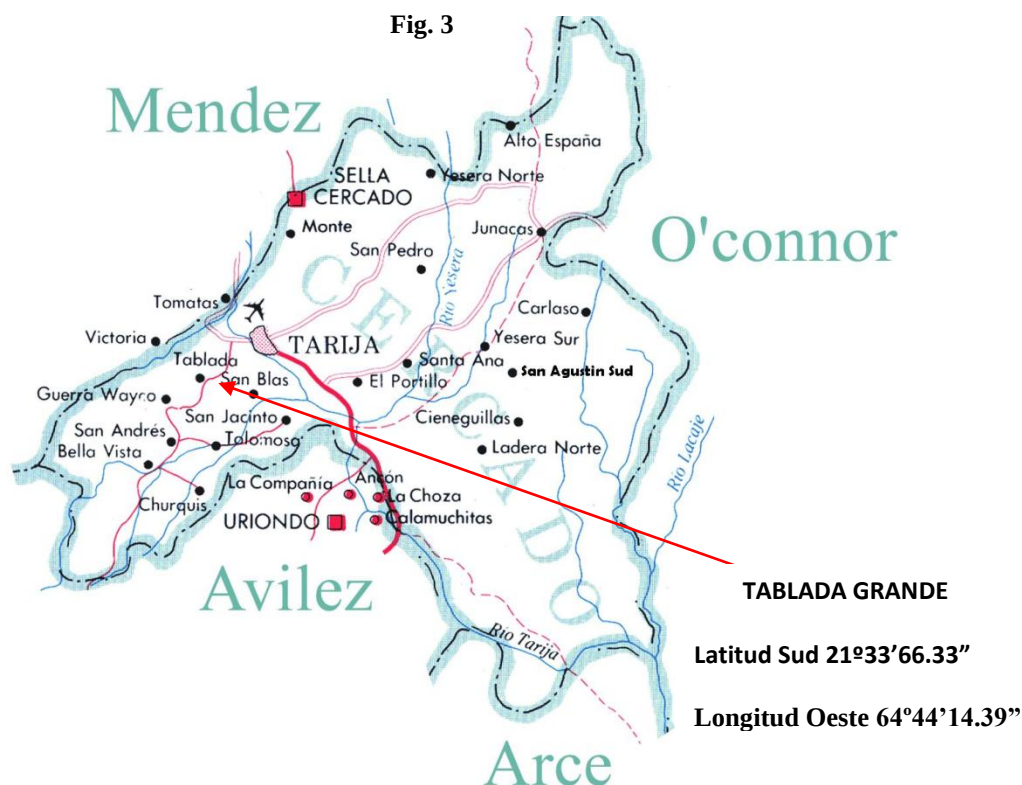
MAPA DE BOLIVIA

Fig. 2



MAPA DE LA PROVINCIA CERCADO

Fig. 3



1.6 INFORMACIÓN SOCIOECONÓMICA RELATIVA AL PROYECTO

1.6.1. POBLACIÓN BENEFICIARIA

➤ Directa

Con la construcción del proyecto se beneficiará en forma directa a las comunidades de Tablada Grande, Tablada Chica, Turumayo, Guerra Wuaykho y Tolomosa Oeste.

➤ Indirecta

La población beneficiada indirecta es toda la población de las áreas circundantes y en general toda la población de la Provincia Cercado del Departamento de Tarija.

1.6.2. ACCESIBILIDAD

Actualmente, el principal acceso al lugar del proyecto es la vía que viene de la zona Tablada Grande (desvío de la carretera San Jacinto). Al ingreso se tiene el tramo asfaltado hasta 200

metros, de ahí existe un tramo de tierra hasta 2 Km. Este camino continúa hasta conectar con Tolomosa Oeste y posteriormente con San Andrés

Alternativamente, se tiene otro camino de tierra que desde el sector Turumayo comunica con la Comunidad Tablada Grande y sale a la carretera San Jacinto

1.6.3. FLUJO VEHICULAR ACTUAL

Para determinar el flujo vehicular actual, se realizaron los respectivos aforos de vehículos que atraviesan el puente tanto de ida con de vuelta. Dichos aforos fueron realizados los días 12 de marzo del año 2014, que corresponden a un día entre semana. Este día de aforo comprendió entre las horas 8:00 A.M. a 16:00 P.M. y están representados en la siguiente tabla

CUADRO 1.1

FLUJO VEHICULAR ACTUAL

Aforo 1: día miércoles 12 de marzo del 2014

HORAS	CAMIONES MEDIANOS			CAMIONETAS Y VAGONETAS			MICROS			AUTOS			MOTOS			TOTAL VEHÍCULOS		
	I	V	T	I	V	T	I	V	T	I	V	T	I	V	T	I	V	T
8:00 – 9:00	6	7	13	3	2	5	0	0	0	3	2	5	1	1	2	13	12	25
9:00 – 10:00	7	6	13	2	3	5	1	0	1	3	3	6	3	1	4	16	13	29
10:00 – 11:00	8	9	17	5	4	9	0	0	0	2	2	4	4	3	7	19	18	37
11:00 – 12:00	8	8	16	3	3	6	0	0	0	4	3	7	5	2	7	20	16	36
12:00 – 13:00	10	8	18	2	4	6	0	0	0	4	3	7	0	0	0	16	15	31
13:00 – 14:00	6	5	11	2	0	2	1	2	3	1	1	2	1	0	1	11	8	19
14:00 – 15:00	6	7	13	1	4	5	0	0	0	2	3	5	1	0	1	10	14	24
15:00 – 16:00	8	7	15	2	1	3	2	0	2	1	1	2	1	1	2	14	10	24
16:00 – 17:00	7	8	15	2	4	6	0	0	0	1	2	3	0	1	1	10	15	25
			131			47			6			41			25			250

Fuente: Elaboración propio

I= Ida (Ciudad de Tarija ➔ Tablada grande)

V= Vuelta (Tablada grande ➔ Tarija)

T= Total (Ida + Vuelta)

De los aforos tenemos en promedio un flujo vehicular de 250 vehículos entre las 8:00 A.M. y 16:00 P.M., lo que promedia a 25 vehículos por hora, tanto de ida y de vuelta o dicho en otras palabras 1 vehículo atraviesa el puente cada 2,4 minutos en cualquiera de los 2 sentidos.

1.6.4. MEDIOS DE TRANSPORTE ACTUAL

Como observamos en los anteriores cuadros, el flujo vehicular está compuesto en la actualidad principalmente por movilidades medianas y pequeñas, tal es así que aproximadamente el 50% lo compone camiones esto debida que transportan materia prima para cerámicas a la ciudad de Tarija.

El resto lo componen vehículos particulares como ser camionetas, vagonetas y autos que circulan por la zona, puesto que muchos de la ciudad tienen sus propiedades por la Comunidad, por la proximidad con la ciudad de Tarija está en proceso de urbanización.

Finalmente, algunos vehículos de mediano peso como son algunos camiones que sacan productos agrícolas para llevar a la ciudad, otros son los repartidores de bebidas y gas licuado que hacen servicio en la zona.

1.6.5. DIVERSIDAD DE LA PRODUCCIÓN AGRÍCOLA ACTUAL

En el sector de Tablada Grande que es donde aún hay actividad agrícola aunque en pequeña escala, de acuerdo a la información proporcionada por los propios agricultores, indica que la superficie cultivada existente es cada vez más pequeña por las nuevas urbanizaciones que aparecen en el lugar. Los principales cultivos en orden de importancia son el maíz, la papa, el tomate, la cebolla, zanahoria y algunas verduras como la lechuga y la acelga. También algunos tienen alfa que es especialmente para los vacunos.

1.6.6. HIDROLOGÍA

- **Clima.**

El área del proyecto se caracteriza por tener un clima árido frío, sin exceso de humedad a unos 1911 m.s.n.m., la vegetación predominante son pastos y yerbas pequeñas, y existen cultivos bajo riego rústico.

- **Temperaturas.**

Para el área de influencia del proyecto (Zona subandina), se tiene una temperatura media anual de 15.5 °C, con máximas de 24 °C en los meses calurosos octubre-marzo y mínimas anuales de 6.9 °C en los meses de invierno abril a septiembre que corresponden también a la época seca en promedio.

- **Precipitaciones.**

La zona se caracteriza por tener precipitaciones muy variadas a lo largo del año, haciendo que se distingan años secos y años lluviosos.

En el año se aprecia que el 95% de las precipitaciones anuales caen de noviembre a marzo y a veces hasta abril teniendo de cuatro a cinco meses áridos que perjudica a los agricultores escaseando el trabajo.

La precipitación en la zona de acuerdo a la información de SENAMHI, se tiene una precipitación media anual de 301 mm., precipitación correspondiente a la comunidad de Tablada Grande

- **Recursos hídricos.**

En cuanto a los recursos hídricos que presenta la zona tenemos que mencionar la Quebrada “La Tablada” nace en las Serranías Las Lomas hasta desembocar en la represa San Jacinto. Esta quebrada mencionada es el de nuestro interés, ya que es sobre éste que se va a emplazar el puente vehicular que se quiere diseñar. Tiene tres ríos afluentes sin nombre aumentando el caudal, manteniendo constante un caudal mínimo en época de precipitaciones que es aprovechado por la represa de San Jacinto, tiende a secarse los meses de marzo a octubre, el cual hace que sus aguas no puedan ser aprovechadas permanentemente.

1.6.7. SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES

- La comunidad cuenta con el servicio de agua potable, la cual se extrae de vertientes mediante un sistema de distribución, en todas las viviendas existen piletas

domiciliarias. No existe servicio de alcantarillado y sanitario público, cuentan con algunos pozos sépticos y letrinas.

- En la actualidad se cuenta con un servicio eléctrico, abastecido por Servicios Eléctricos de Tarija (SETAR). con algún alumbrado público sobre el camino.
- La comunidad beneficiaria cuenta con una Unidad Educativa donde se imparte educación inicial y primaria.
- La comunidad no cuenta con un centro de salud o posta sanitaria, los habitantes deben recurrir a los centros de salud de la ciudad de Tarija para cualquier consulta o emergencia, la que sólo atiende enfermedades leves y para enfermedades graves los vecinos acuden a los diferentes hospitales de la ciudad de Tarija.

1.7. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.

La identificación de las alternativas que son técnicamente viables, se la realiza tomando en cuenta los aspectos económicos, técnicos, sociales y ambientales, como así también los costos de mantenimiento e inspección, asociados con cada una de las tipologías estructurales y con la importancia relativa de los aspectos antes mencionados.

En cada una de las alternativas que se plantea en el proyecto, se tienen muy en cuenta las condiciones que rigen la mejor ubicación del puente, dichas condiciones están basadas en los siguientes criterios técnicos.

Se consideran dos tipos de estructura de puente, un puente de H°P° con vigas I de tramo simplemente apoyado y un puente de H°A° con vigas de alma llena de tramos simplemente apoyados.

Para las dos alternativas planteadas se tomaran en cuenta tres aspectos importantes:

- Plantear una estructura acorde a las exigencias del sitio como de las solicitudes presentes, de manera que se obtenga una superestructura balanceada entre luces y peraltes, además que la cantidad de infraestructura se acople perfectamente a la superestructura.
- Lograr que la infraestructura sea la más reducida posible.
- En el sitio en particular se tiene que elevar el nivel de la actual rasante, lo que va originar la necesidad de construir accesos con volúmenes de relleno.

- El puente debe ajustarse a las condiciones creadas por el obstáculo a cruzar.
- La alternativa debe presentar un diseño claro y preciso de tal forma que se facilite la construcción, inspección y mantenimiento bajo condiciones prácticas y efectivas, desde el punto de vista de los costos.
- Otra de las cualidades técnicas que tiene cada una de las alternativas es que se toman en cuenta los niveles de servicio y la seguridad del tráfico a servir a lo largo de la vida útil del puente.
- El diseño minimiza los impactos adversos de la carretera.

1.7.1. ALTERNATIVA DE UBICACIÓN

Para la ubicación precisa del puente vehicular sobre el Tablada Grande, se realizó una inspección de los sitios probables para el emplazamiento de la mencionada obra, tanto, aguas arriba y abajo del sitio actual de cruce por el lecho del río, considerando los siguientes aspectos.

- Que la variación del trazo actual del camino sea mínima, con la finalidad de reducir los costos y que la variación mencionada reduzca en lo posible la longitud del camino e incremente la comodidad de tránsito.
- Que se obtenga la menor longitud de puente y que el sitio de emplazamiento ofrezca condiciones favorables para el emplazamiento, ofreciendo seguridad a la estructura, evitando la construcción de grandes accesos y sistemas de defensivos.
- Que en el sitio escogido se pueda establecer la estructura de puente de forma perpendicular al cauce del río, para reducir la longitud de puente.

En una sección del río ubicada en la zona más angosta donde se presenta una garganta en un extremo del cauce, obteniendo una longitud del río de 18 metros.

1.7.2. ALTERNATIVAS DE MODELO ESTRUCTURAL

Se realiza un análisis de alternativas de tipo del estructura, con la finalidad de encontrar la alternativa técnica y económicamente viable, en ese sentido se han formulado dos tipos de estructura de puente que son los más empleados para puentes vehiculares de similares características y que por sus formas de transmitir las cargas a la infraestructura son recomendables para salvar luces en rangos similares.

1.7.3. ALTERNATIVA I PUENTE DE HORMIGÓN PRETENSADO CON TRAMO SIMPLEMENTE APOYADO.

De conformidad con las características de la zona se procedió al diseño geométrico de un puente con una longitud de 18.0 m, de un solo tramo de acuerdo a las siguientes características:

- El puente, tiene una longitud de 18 m. siendo sustentado por 3 vigas de sección I con alma esbelta de 1,50 m de peralte.
- Las vigas se encuentran rigidizadas lateralmente por medio de vigas transversales o diafragmas que se ubicarán en número de cuatro (2 en apoyos y 2 intermedias), con una sección rectangular de 0,30*1,0 m, conectados al alma de las secciones I.
- La superestructura está compuesta por una carpeta o losa de hormigón armado cuyo ancho de calzada es de 7,30 m para dos vías, con un espesor de 0,18 m.
- A ambos lados de la calzada se tiene aceras peatonales con un ancho de 1,0 m hormigonadas “ in situ”
- El barandado de pasamanos de H°A° colocado en cuatro filas y sustentadas por postes de hormigón armado espaciados cada 2,0 m.
- La infraestructura está formada por dos estribos de hormigón armado.

El cálculo y diseño de la estructura se ha realizado tomando en cuenta las siguientes bases:

Se calcula las solicitaciones máximas producidas por la carga permanente o peso propio de la estructura y por la carga no permanente o carga viva, actuando sobre una de las partes constitutivas del puente. De acuerdo con las normas LRFD se adoptó como carga viva el camión tipo Hl-93

Luego de realizado el análisis estructural, se ha verificado que las secciones planteadas pueden absolver las solicitaciones presentes en la estructura del puente.

1.7.4. ALTERNATIVA II PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO CON TRAMO SIMPLEMENTE APOYADO.

Se plantea un puente con vigas simplemente apoyadas en estribos laterales, con una longitud de 18 m, de un solo tramo de acuerdo a las siguientes características:

- El puente, tiene una longitud de 18 m. siendo sustentado por 4 vigas de sección rectangular de 0,40*1,20 m.
- Las vigas se encuentran rigidizadas lateralmente por medio de vigas transversales o diafragmas que se ubicarán en número de cuatro (2 en apoyos y 2 intermedias), con una sección rectangular de 0,25*0.80 m.
- La superestructura está compuesta por una carpeta o losa de hormigón armado cuyo ancho de calzada es de 7,30 m para dos vías, con un espesor de 0,18 m.
- A ambos lados de la calzada se tiene aceras peatonales con un ancho de 1,0 m hormigonadas “ in situ”
- El barandado de pasamanos de H°A° colocado en dos filas y sustentadas por postes de hormigón armado espaciados cada 2,0 m.
- La infraestructura está formada por dos estribos de hormigón armado.

El cálculo y diseño de la estructura se ha realizado tomando en cuenta las siguientes bases:

Se calcula las solicitaciones máximas producidas por la carga permanente o peso propio de la estructura y por la carga no permanente o carga viva, actuando sobre una de las partes constitutivas del puente. De acuerdo con las normas AASHTO-LRFD se adoptó como carga viva el camión tipo HL-93

Luego de realizado el análisis estructural, se ha verificado que las secciones planteadas pueden absolver las solicitaciones presentes en la estructura del puente.

1.7.5. SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA ÓPTIMA

Diseño de puente de Hormigón Armado, según alternativa II

Se procedió a discriminar la estructura en cada uno de los elementos componentes del puente, es decir, tablero, vigas longitudinales, transversales, estribos, fundaciones, y apoyos para luego ser sometidos cada uno de estas partes al análisis, cálculo y diseño estructural respectivo.

La alternativa óptima se la seleccionó tomando en cuenta aspectos como costo de construcción, el mantenimiento, beneficios a la comunidad, daños y perjuicios, el

funcionamiento hidráulico estructural, el aspecto estético y sobre todo el aspecto de no elevar en demasía la rasante del puente.

1.7.5.1 Aspectos Técnicos

Dentro de los aspectos técnicos se considerará aspectos como:

- Luz de cálculo
- Aspecto hidráulico

1.7.5.2 Análisis comparativo de costos

MODULO	COSTO POR METRO LINEAL \$US
Superestructura con Vigas de Hormigón Pretensado	13492.75
Superestructura con Vigas de Hormigón Armado	11034.37

Como se puede observar en el cuadro anterior, los costos elaborados sobre la base de dimensiones preliminares verificadas de cada una de las alternativas, indican que la alternativa II tiene un costo menor en un 18,22 % que la alternativa I, razón por lo cual es seleccionada como alternativa óptima desde el punto de vista del costo de construcción.

- **El mantenimiento**

El mantenimiento resulta similar para ambos casos.

- **Beneficios a los usuarios**

Las dos alternativas garantizan la transitabilidad de la carretera durante todo el año, de manera que se beneficia a las comunidades de manera efectiva y segura.

- **Comportamiento Hidráulico – Estructural y Estético**

Desde el punto de vista hidráulico las dos alternativas presentan iguales ventajas.

Considerando la respuesta estructural de las alternativas ante las sollicitaciones de orden estático y dinámico, las dos ofrecen garantía de manera similar.

Estéticamente ambas alternativas son elegantes.

- **Elevación del puente**

La alternativa II presenta menor cota rasante, permitiendo de esta manera no elevar en exceso la misma.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

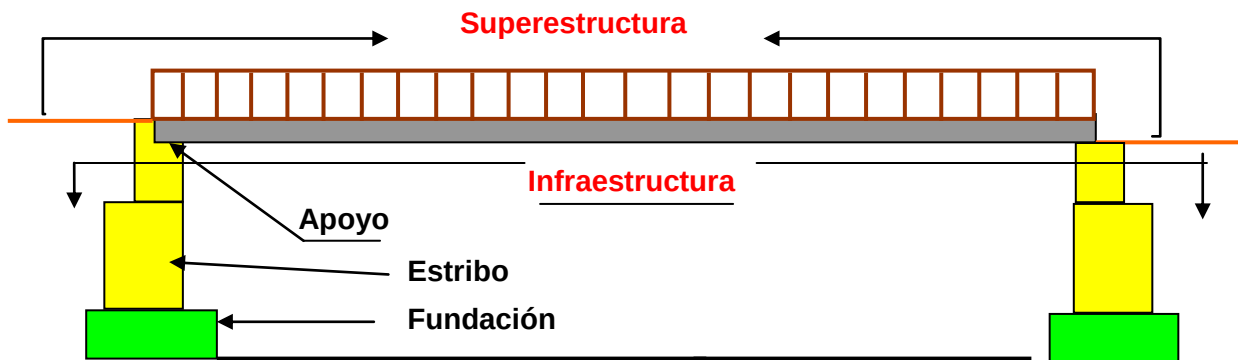
2.1 DEFINICIÓN

Un puente es una construcción, por lo general artificial, que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua, o cualquier obstrucción. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido.

Partes que compone un puente

Existen varios elementos estructurales que componen un puente, para una mejor comprensión los clasificaremos de la siguiente manera: Superestructura e Infraestructura

Partes del puente (Fig.4)

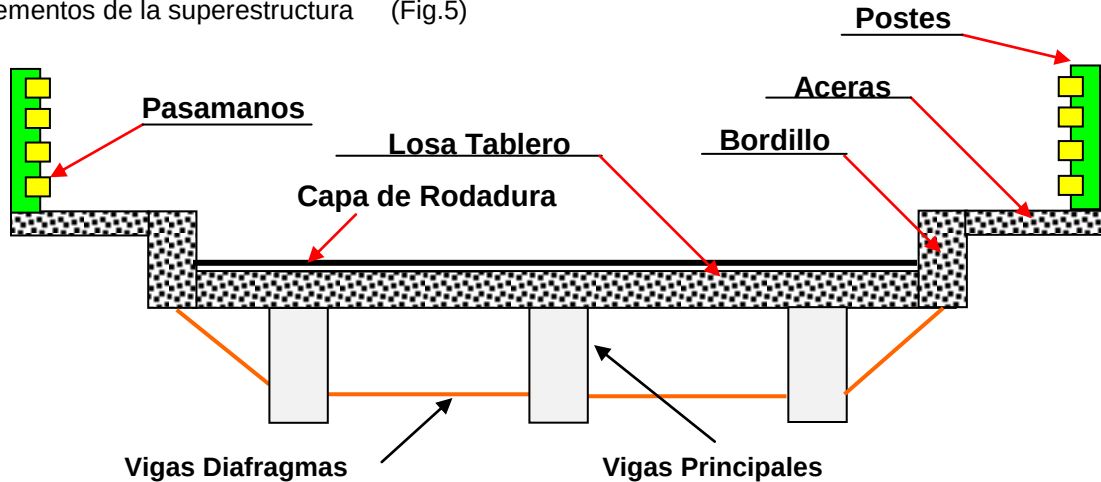


Los elementos estructurales que componen la superestructura, están afectados directamente por la carga móvil (camión tipo) que transita por el puente, estos elementos son los siguientes:

- | | |
|------------------------|---------------------------------------|
| • Postes y pasamanos | Aceras y bordillo |
| • Losa tablero | Capa de rodadura, durmientes y rieles |
| • Vigas longitudinales | Vigas transversales (Diafragmas) |
| • Otras instalaciones | |

Los que componen la infraestructura son: el apoyo de neopreno, estribo y fundación

Elementos de la superestructura (Fig.5)



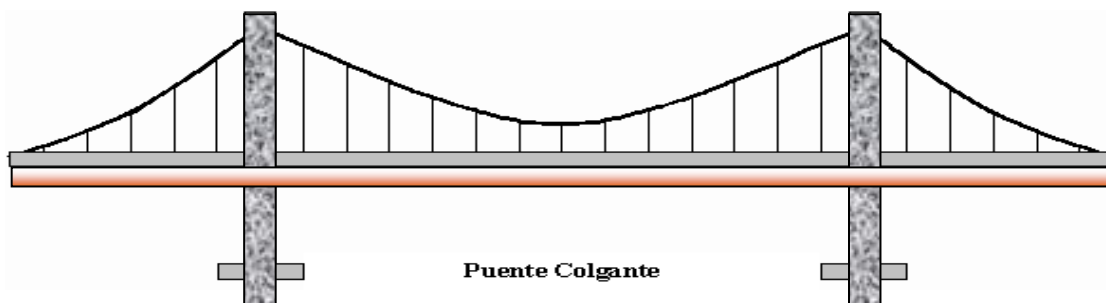
2.2 TIPOLOGÍAS DE PUENTES

Los puentes se pueden clasificar en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos como el tipo de material utilizado en su construcción, el sistema estructural predominante, el sistema constructivo utilizado, el uso del puente, la ubicación. A continuación realizaremos la clasificación de algunos puentes.

2.2.1 Puente colgante.

Un puente colgante desde el punto de vista estructural viene a ser un arco invertido, donde los cables curvos soportan y transfieren las cargas a las torres y bloque de anclaje. Los cables soportan el peso del tablero mediante tirantes denominados péndolas, estos elementos están sometidos totalmente a esfuerzos de tracción, por lo cual el tablero tiene muy poca rigidez. Este efecto se logra corregir introduciendo vigas de rigidez longitudinales.

Puente Colgante (Fig.6)



Para la construcción de un puente colgante se debe empezar con las fundaciones de los estribos o pilares, sobre los cuales se construirán las torres. En la parte superior de las torres

se deberán dejar elementos de izaje que permitan la colocación de las sillas de los cables y de los cables de montaje. La ventaja, la ausencia de obra falsa en la etapa de construcción. Y la desventajas costo de los pilotes o torres y los macizos bloques de anclaje, encarecen significativamente la obra, Cuando el terreno de fundación no es bueno, se tiene que recurrir a bloques macizos de hormigón para contrarrestar el efecto de tensión a la que están sujetos los cables que soportan el tablero y la luz principal.

2.2.2. Puente en arco.

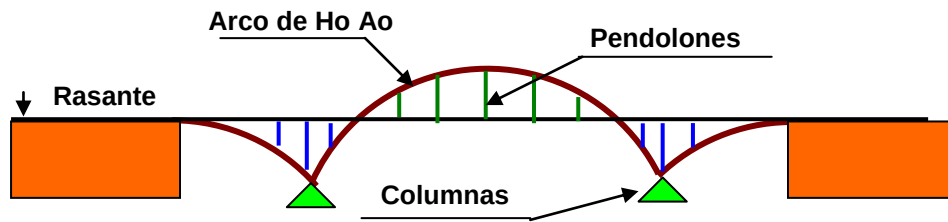
Los puentes en arco se comenzaron a construir a inicios del Siglo XX, básicamente son estructuras que trabajan a compresión, el hormigón armado resulta un material sumamente competitivo. Para el diseño del puente en arco, se debe tratar de buscar que la directriz de su trazado o curvatura (cilíndrica o parabólica), se asemeje al funicular de cargas permanentes, de manera de que por lo menos estas cargas aplicadas a su sección transversal solamente produzcan compresión y para los esfuerzos de flexión que actúen sobre el arco, solamente se considera la carga viva y las cargas externas.

Puente en arco con tablero superior e inferior (Fig. 7)



En los puentes en arco de hormigón reforzado, el tablero transmite sus cargas mediante columnas o pendolones, según la ubicación del tablero con respecto al trazado del arco (puentes en arco con tablero superior, intermedio e inferior).

Puente en arco con tablero intermedio (fig.8)



Los arcos según su comportamiento estructural, estos pueden ser triar-ticulados, biarticulados, mono-articulados y empotrados. El primer tipo tiene las articulaciones en los arranques y en la clave, el segundo con las articulaciones ubicadas en los arranques, el tercero de muy poco uso con la articulación en la clave y el último sin articulaciones y empotrado en sus arranques.

2.2.3 PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

Con las vigas de Hormigón Armado, se ha tenido éxito hasta para luces de 25 m., para mayores luces este tipo de puente no es recomendable su construcción, esto debido al incremento desmedido de su tamaño, peso y de su costo. De acuerdo a la experiencia que se tiene con la construcción de la losa tablero con vigas de hormigón armado, se concluye que se pueden obtener estructuras resistentes para las máximas cargas de vehículos y trenes, para su construcción se tiene mano de obra y dirección técnica altamente calificadas y su implementación prácticamente se la realizó en todo el país, puesto que se tiene la disponibilidad de los materiales en todas las regiones.

Puente con Viga Longitudinal de Hormigón Armado (fig.9)



La principal desventaja constructiva en este tipo de puente, lo constituye el uso de los encofrados de madera o metálicos, que en su configuración tradicional constructiva, solamente pueden ser utilizados en cauces de ríos poco profundos y poco caudalosos, en los ríos de cauces profundos se puede construir un encofrado tipo arco de madera para no provocar un incremento excesivo en los costos de construcción.

2.3 ESTUDIO DE INGENIERÍA BÁSICA

2.3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos, Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

2.3.2. ESTUDIO GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO.

Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables. Los Estudios Geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo,

2.3.3 ESTUDIOS DE IMPACTO 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. Pues un proyecto por lo menos deberá contar con su debida ficha ambiental.

2.3.4. ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA.

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.

- Nivel aguas máximas extraordinarias (NAME) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.

2.3.5 ESTUDIOS DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS.

Estos estudios nos permiten definir las características geométricas y técnicas del tramo de carretera o camino vecinal que enlaza el puente en su nueva ubicación con el camino existente.

Se deberá obtener los alineamientos horizontales y perfiles longitudinales del eje de los tramos de los accesos definiendo su geometría y sus zonas de corte y relleno.

2.4. IDEALIZACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

La estructura está 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 formado 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 “estribo”

- **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 accesos de puente.

2.5. METODOLOGÍA DEL DISEÑO.

2.5.1. Normas 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

2.5.2. Norma para Diseño de Elementos de Hormigón Armado.

Es recomendable diseñar piezas de hormigón armado con una norma americana, 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.

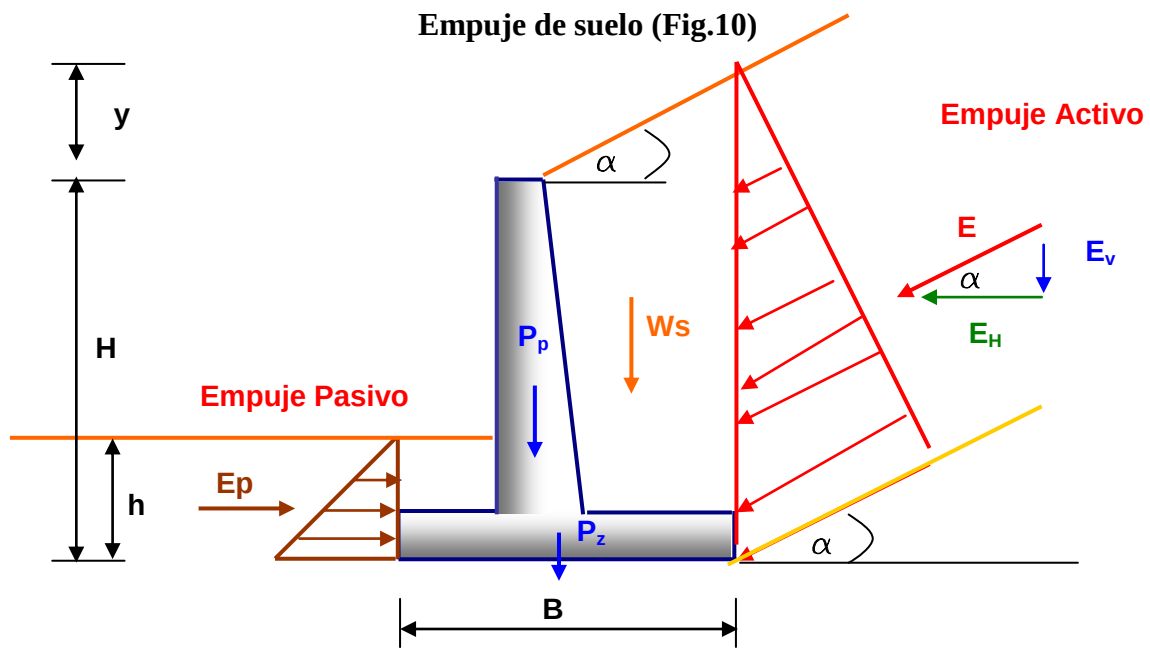
2.6. CARGAS ACTUANTES SOBRE EL PUENTE

2.6.1 CARGAS PERMANENTES.

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

2.6.1.1 Cargas de Empuje de Tierras

Para las estructuras que soportan y retienen la tierra, deberá ser predimensionado de acuerdo a los criterios y normas estipulado por AASHTO.



Empuje Activo

γ_s = Peso específico del suelo (tn/m^3)

$$E = \frac{1}{2} (\gamma_s)(k_a)(H + y)^2$$

E = Empuje activo del suelo (tn/m)

k_a = Coeficiente del empuje activo

$$K_a = \frac{1 - \sin \alpha}{1 + \sin \alpha}$$

$$E_H = E \cdot \cos \alpha$$

$$E_v = E \cdot \sin \alpha$$

Cuando se utiliza una losa de aproximación, el empuje lateral debe ser incrementado por efecto del tráfico cercano a los estribos, dicho incremento para carga viva es una carga de $q = 1 \text{ tn/m}^2$, cuya aplicación se la puede realizar de la siguiente manera:

2.6.2 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.

2.6.2.1 Fuerza de frenado en los vehículos.

La fuerza de frenado (BR) se deberá tomar como el 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.

2.6.2.2 Fuerza de colisión de un vehículo.

Se considerará una fuerza de colisión lateral en el bordillo de 7.5 KN/m aplicada a una altura de 0.25m desde la calzada.

2.6.2.3 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 por:

- Características dinámicas del vehículo
- Características dinámicas del vehículo
- Rugosidad de la superficie de rodamiento

Tabla 2.1 Incremento por carga dinámica.

Componente	IM (%)
Juntas de tablero (todos los estados límite)	75
Todos los demás componentes: Estado límite de fatiga y fractura Todos los demás estados límite	15 33

Pruebas de campo
Estudio de los efectos dinámicos (Nowak, 1992)-
Grupo de trabajo de calibración

2.6.2.4 Factores de presencia múltiple.

Se refiere a la probabilidad de ocurrencia de tener carril de diseño simultáneamente cargado.

Tabla 2.2

Número de Carriles Cargados	Factor “m” de Múltiple Presencia
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

2.6.2.5. Anchos de franja

Para determinar los anchos de franja en LRFD, son un función de tipo de tablero. Para el caso particular de un tablero colocado en sitio se tiene las siguientes expresiones:

$E = 0.833 \cdot X + 1140$ para el Voladizo

$E = 0.833 \cdot X + 1140$ para Momento positivo interior

$E = 0.833 \cdot X + 1140$ para Momento negativo interior

Donde:

E = Ancho de franja en (mm)

S = La separación entre traveses (mm)

X= Distancia desde la carga de rueda hasta el eje del apoyo (mm)

2.6.2.6 Sobrecarga viva.

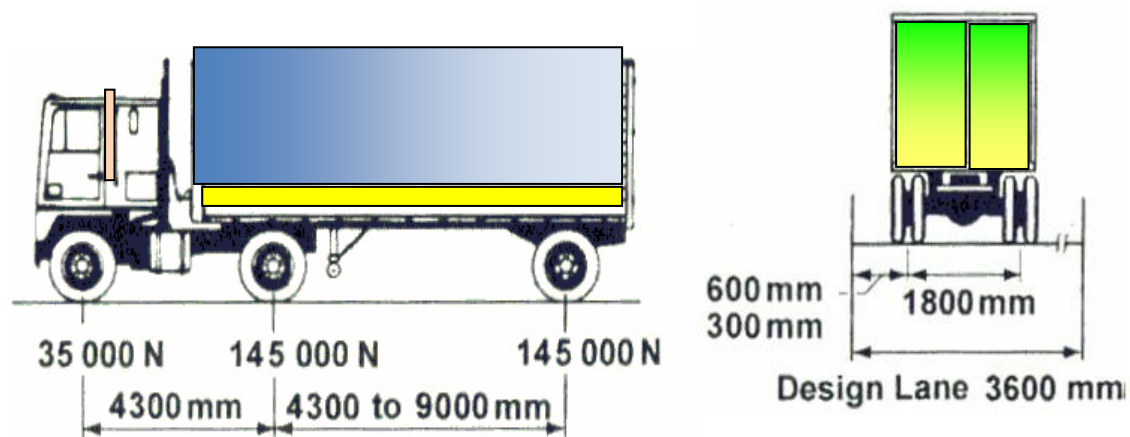
Deberá aplicarse la sobrecarga vehicular llamada HL-93 que consiste en:

Camión de diseño o tándem 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:

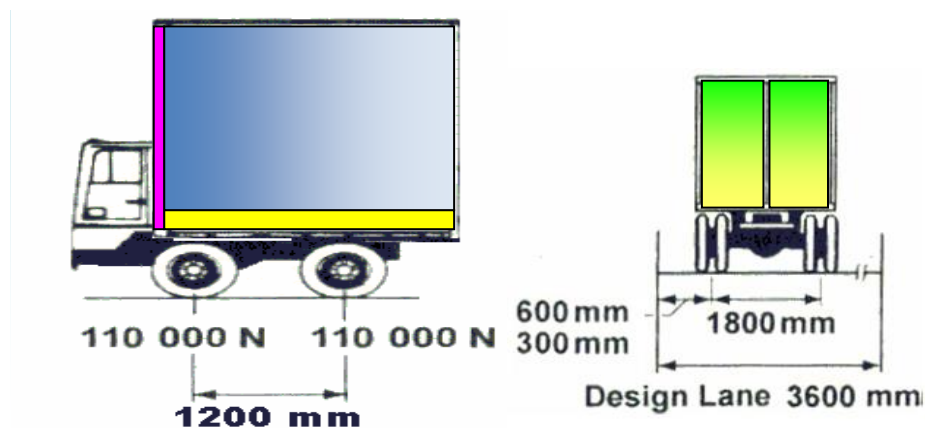
(Fig.11)



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

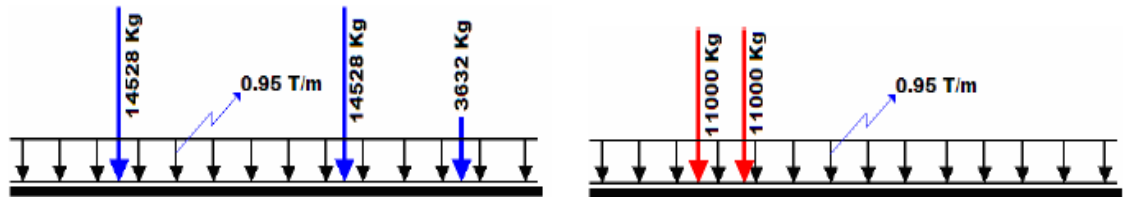
b) Tándem de diseño.

(Fig.12)



El tándem 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 deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

c) Carga de carril de diseño. (Fig.13)



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 supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm.

2.6.2.7 Sobrecarga peatonal.

Se deberá 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 deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73$ N/mm. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N. Los postes deben estar diseñados para un carga concentrada de $P_{LL} = 890 + 0.73 * L$, dada en N en donde L es la separación entre postes en mm aplicada en el centro del pasamanos superior

2.7 FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGAS.

El método LRFD toma valores probabilísticos considerando carga de diseño factorizadas y resistencia factorizada.

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

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

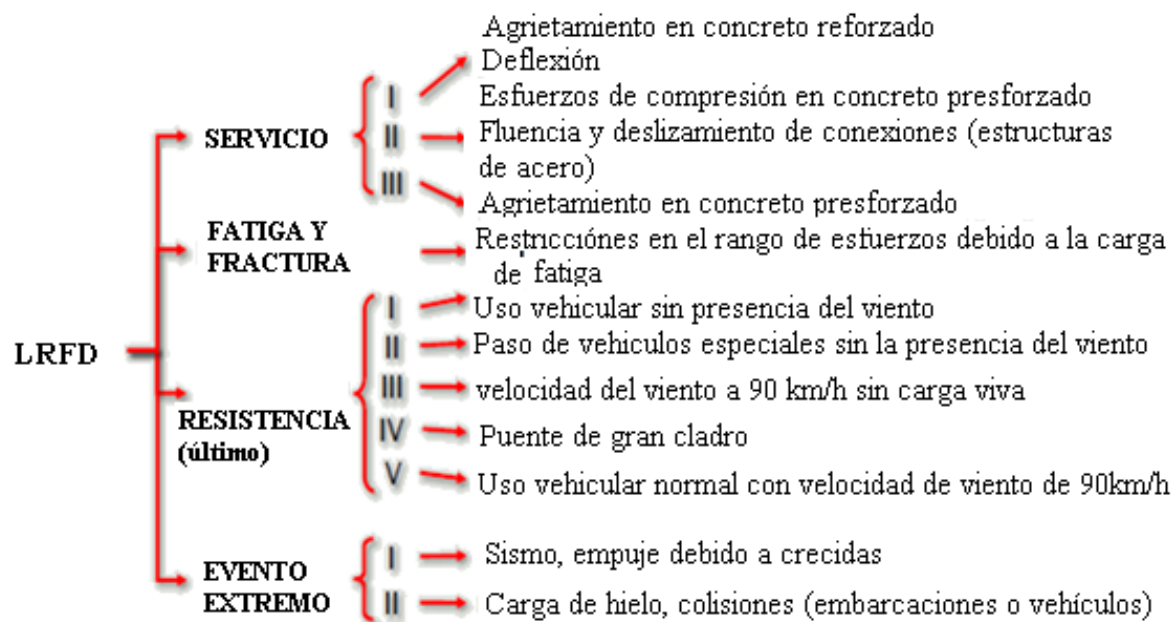
η_i = factor de modificación de las cargas: Adoptar un valor de 1.

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:



Los factores de carga para cada elemento y conexiones debe satisfacer la siguiente expresión para cada uno de los estados límites.

$$\eta \cdot [\gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW + \gamma_{LL+IM} \cdot (LL + IM)]$$

Donde:

- γ_{DC} : Carga muerta componentes estructurales
- γ_{DW} : Carga muerta superficie del rodamiento
- γ_{LL+IM} : Carga viva
- IM : Incremento por carga vehicular dinámica

Todos los demás Estados Límites $\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95$

$$\eta \cdot [\gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW + \gamma_{LL+IM} \cdot (LL + IM)]$$

FACTORES DE CARGA

FACTORES DE CARGA PARA CARGA PERMANENTE

Tipo de carga	γ_p	
	Máximo	Mínimo
DC	1.25	0.90
DW	1.50	0.65

Tabla 2.3

Combinación de carga	DC DW	LL IM
Estado límite		
Resistencia I	γ_p	1.75
Resistencia II	γ_p	1.35
Resistencia III	γ_p	-
Resistencia IV EH, EV, ES, DW, DC solo	γ_p 1.5	-
Resistencia V	γ_p	1.35
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}
Evento extremo II	γ_p	0.50
Servicio I	1.00	1.00
Servicio II	1.00	1.30
Servicio III	1.00	0.80
Fatiga LL, IM	-	0.75

2.8 MATERIALES.

Hormigón.-

Para la superestructura de los puentes se recomienda utilizar hormigones Clase A con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

La norma AASHTO clasifica a los hormigones según su resistencia a la compresión.

Tabla 2.4 **Clasificación de hormigones**

clase	Cant. Min. Cemento Kg	Relación agua/cemento máx. Lt/Kg	Resistencia a la compresion a los 28 días	Tamaño máximo del Agregado cm2
A	363	0,49	21 Mpa	2,5
B	335	0,53	18MPa	3,8
C	306	0,58	21 Mpa	3,8
D	251	0,62	según	5
E	196	0,75	especificación	6,4

2.8.1 Módulo de elasticidad.

El valor del módulo de elasticidad para un hormigón de una densidad normal es:

$$E_c = 4800 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad en MPa.

f'_c = resistencia del hormigón a la compresión a los 28 días en MPa.

2.8.2 Acero de refuerzo.

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. Aquí se utilizará acero con una fluencia de 420Mpa o acero de grado 60. Ver TABLA 2.5.

2.8.3 Módulo de Elasticidad.

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s , se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

Diámetros comerciales

Tabla 2.5

Diám. nominal	Perim. nominal	Peso nominal	Peso por barra 12m	Secciones nominales / número de barras										Ø mandril de doblado mínimo ⁽ⁿ⁾
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
mm	cm	kg/m	kg	cm ²										cm
6	1.88	0.222	2.66	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	2.40 (4ø)
8	2.51	0.395	4.74	0.50	1.00	1.51	2.01	2.51	3.01	3.52	4.02	4.52	5.03	3.20 (4ø)
10	3.14	0.617	7.4	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	4.00 (4ø)
12	3.77	0.888	10.7	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	4.80 (4ø)
16	5.03	1.580	18.9	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	6.40 (4ø)
20	6.28	2.470	29.6	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.84	21.99	25.14	28.27	31.42	14.00 (7ø)
25	7.85	3.850	46.2	4.91	9.82	14.73	19.64	24.55	29.46	34.37	39.28	44.19	49.10	17.50 (7ø)
32	10.10	6.310	75.7	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.26	56.30	64.34	72.38	80.42	22.40 (7ø)
40	12.60	9.860	118.3	12.57	25.13	37.70	50.26	62.83	75.40	87.96	100.53	113.12	125.66	-

2.9 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO.

2.9.1 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:

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad \rho_{\max} = 0.75 * \rho_b$$

Donde:

ρ_b = cuantía balanceada

$\beta_1 = 0.85$ si la resistencia del hormigón es menor que 280 Kg/cm²

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. 4200 Kg/cm²

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

Cuantías mínimas:

Se tomará el valor mayor de las dos siguientes expresiones:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0.8 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Diseño por flexión.

Se deberá hacer cumplir la siguiente condición:

$$Mu \leq \phi Mn$$

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)

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2.614 * \frac{Mu}{f'_c * b * d^2}} \right] \quad A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

Donde:

d = es el canto útil en cm.

M_u = 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.

A_s = cantidad de acero necesario en cm^2

Los demás términos ya fueron definidos anteriormente.

2.9.2 Diseño por fuerza cortante.

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

$$V_n = V_c + V_s$$

Con el mismo criterio anterior para flexión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = es la fuerza cortante última mayorada ubicada en una sección crítica.

V_n = 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. (V_c)

El código ACI sugiere la siguiente expresión simplificada:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

V_c = resistencia del hormigón al corte.

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

Fuerza cortante que resiste el acero. (V_s)

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

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

2.10 SUPERESTRUCTURA.

2.10.1 Factores de distribución de carga.

Momento:	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$	Cortante:	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$
	1 Carril cargado		2 o más carriles cargados
Viga Interior	$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$		$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$
Viga Exterior	Regla de Nivel		$mg_M^{ME} = e \cdot mg_M^{MI}$
Viga Interior	$mg_V^{SI} = 0.36 + \left(\frac{S}{7600}\right)$		$mg_V^{VI} = 0.2 + \left(\frac{S}{3600}\right) + \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$
Viga Exterior	Regla de Nivel		$mg_V^{VE} = e \cdot mg_V^{VI}$

Donde:

S = es la separación entre vigas en (mm) ts = espesor del tablero en (mm)

L= Longitud del puente en (mm)

2.10.2 Verificación de esfuerzos

a) Control de fisuración.

La fisuración se puede controlar distribuyendo el acero de refuerzo en la zona de tracción para limitar el ancho de las fisuras en la superficie del concreto

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 \cdot f_y$$

b) Control de Deflexiones.

Se limitan las deformaciones bajo cargas de servicio para evitar que el comportamiento estructural difiera de las condiciones de servicio asumidos y también para aliviar los efectos psicologicos de los conductores.

Carga vehicular en general $\Delta_{\text{permitida}} = L/800$ (L= longitud del claro)

c) Estado limites por fatiga.

Se usa para controlar el crecimiento prematuro de las fisuras bajo cargas repetitivas, para prevenir una fractura antes de cumplirse la vida de servicio de diseño. No se aplica el factor de simultaneidad.

$$n \sum y_i Q_i = 1 * 0.75 M_{LL} * (1 + IM)$$

El esfuerzo admisible de fatiga f_f es:

$$f_f = 145 * 0.33 f_{MIN} + 0.55 * \left(\frac{r}{h} \right)$$
$$f_r = n \left[\frac{M_{LL} + IM(d - x)}{I_{CR}} \right]$$

Luego se debe verificar que:

$$f_r \leq f_f$$

2.11 INFRAESTRUCTURA.

2.11.1. Aparatos de apoyo.

Los aparatos de apoyo se diseñan de tal forma que no ocurran fuerzas de levantamiento bajo cualquier combinación de cargas y rotaciones correspondiente. Para el diseño se usará los apoyos de elastómeros que consiste en placas alternas de acero de refuerzo y elastómeros

2.11.2. Estribo.

Geometria.- La altura del estribo está en funcion de profundidad de socabación y la altura del puente, su predimensionamiento se realiza según el libro de puentes de Juan Arenas que sugiere de manera tentativa rangos de secciones de las diferentes partes del estribo .A partir de ciertos rangos se busca la secciones adecuadas que cumpla con las verificaciones del diseño.

2.12. ESTRATÉGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

2.12.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Se desarrolla especificaciones técnicas de forma general, las que muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además mencionar que se debe cumplir las normas correspondiente tanto de hormigones como las estructurales.

Las especificaciones técnicas deberán contener lo siguiente:

1. Definición se describe el ítem y cómo 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. Medición y forma de pago.

2.12.2 PRECIOS UNITARIOS

El precio unitario es la remuneración o pago total, que debe cubrirse el 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.

2.12.3 PRESUPUESTO

El presupuesto es el cálculo anticipo 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.

2.12.4 PLANEAMIENTO Y CRONOGRAMA.

El planteamiento 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.

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Reglamentos y Normas Bases 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 para el diseño de elementos de Hormigón Armado.

3.1.2. Geometría de la Estructura.

La forma y las características geométricas de las partes componentes de la estructura se definieron tomando en cuenta: características particulares de la zona de emplazamiento, funcionalidad estructura y las especificaciones de las normas bases de proyecto.

3.1.3. Longitud.

En función de las características propias de la zona de emplazamiento, se determinó que como longitud del puente vehicular $L = 18$ m. La estructura está compuesta de cuatro vigas de Hormigón Armado simplemente apoyadas, 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.

3.1.4. Ancho de Calzada y Acera.

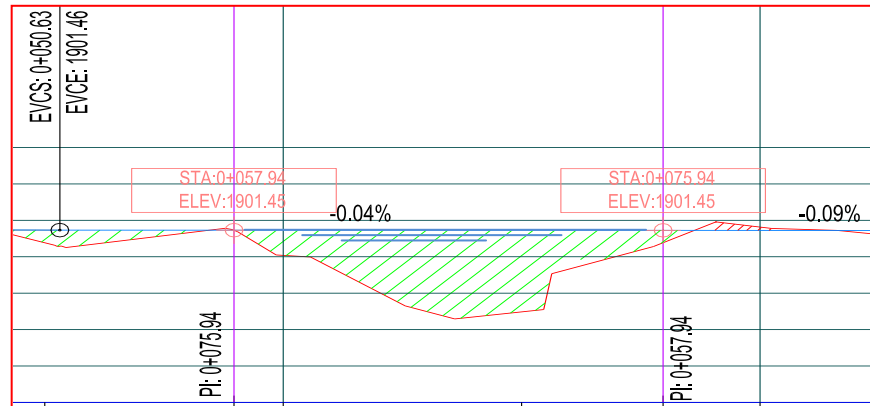
La calzada formada por dos carriles tiene un ancho de 7,30m, cada carril de 3,65m. Está provista de un bombeo de 2% y con barbacanas con separación cada 3m para el desagüe inmediato del agua proveniente de precipitaciones.

El ancho libre para la acera fijada es de 1 m, ya que se considera como el espacio necesario para que una persona pueda circular cómodamente.

3.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

Se realizó un levantamiento topográfico según lo especificado en el capítulo anterior, se realizó un levantamiento abarcando una superficie más o menos 100m aguas arriba y 100 metros aguas abajo del río, de igual forma en dirección de los accesos.

Sección transversal de la Quebrada (Fig.14)



Las curvas de nivel fueron procesado con un software de computador y plasmados en planos. (Anexo G)

3.3 ESTUDIO DE SUELOS.

Se desarrollaron dos ensayos de SPT, a 2 y 3,85 metros de profundidad en cada extremo del puente. Lo cual se determinó que se trataba de un suelo de buena resistencia compuesto de fragmentos de grava, arena y limo con presencia de piedra manzana.

En un extremo la capacidad portante del suelo resulto 2.11 kg/cm^2 y en el otro una resistencia de 2.81 kg/cm^2 . Para el diseño de la fundación se trabajó con la resistencia menor de los dos ensayos que es 2.11 kg/cm^2 . (Anexo A.2) pág. 67

3.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

Después de realizar un estudio detallado de las características de la cuenca de la Quebrada La Tablada se determinó lo siguiente: (Anexo A.3) pág. 71

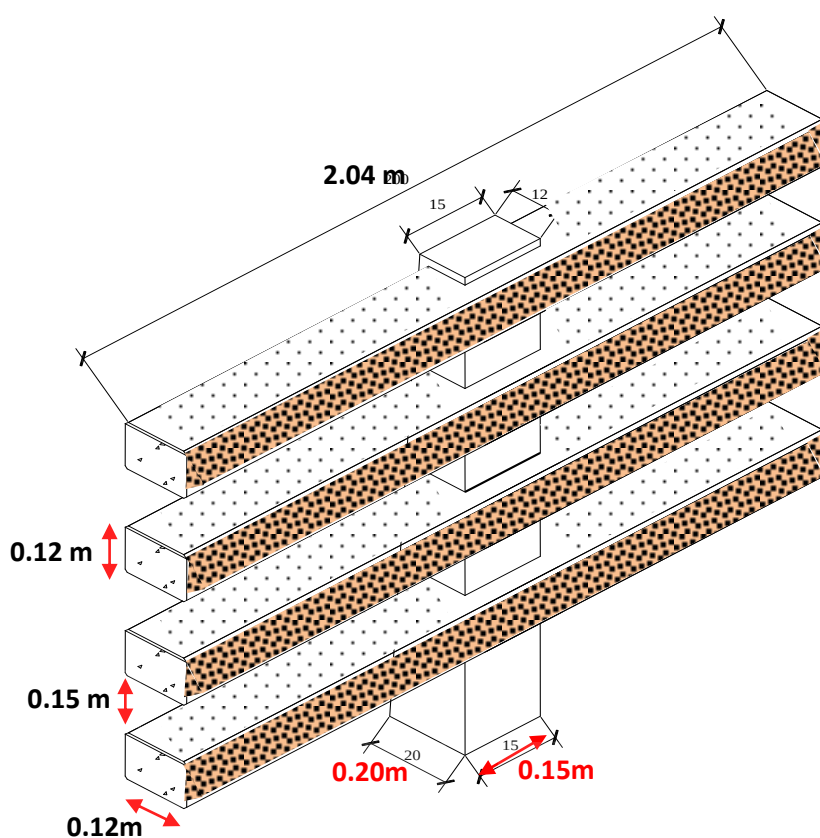
- Presenta un área igual a 12.31 km^2 . Longitud del río 7.032 km una pendiente de 0.079 m/m.
- El río nace a una altura de 2467 m.s.n.m. y desciende hasta los 1911 m.s.n.m. donde se emplazará un puente, nace con una pendiente fuerte y se va atenuando los últimos metros para mantenerse más o menos constantes.
- La cuenca tiene una precipitación para un periodo de retorno de 100 años de 76.40 mm hasta la sección de emplazamiento tiene un tiempo de concentración de 1.33 horas.

- Se determinó una sección con capacidad de llevar $88.69 \text{ m}^3/\text{seg}$ en una crecida para un periodo de retorno de 100 años.
- Para un caudal de $88.69 \text{ m}^3/\text{seg}$ presenta un tirante máximo de 2.00m.
- Presenta una socavación potencial de 1.54 m por método Lacey y 2m por el método del Manual (ABC). Se toma para el cálculo 2 m.

3.5 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

3.5.1 Diseño del barandado de Hormigón Armado.

Fig 15



Para el diseño geométrico del barandado se tomó referencia una separación de 15 cm entre barandas legando a tener cuatro para una altura de 1.10 m construida con hormigón armado, según especificaciones de la norma LRFD. (Anexo B-1y G) pág. 84

$h = 0.12 \text{ m}$ Ancho del pasamanos $b = 0.12 \text{ m}$ Alto del pasamanos

$L = 2.04 \text{ m}$ Distancia entre postes

$\gamma_H = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso específico del hormigón

Momento por carga muerta $M_{DC} = 17.97 \text{ Kg/m}$

Peso Propio $= \gamma_H * b * h = 34.56 \text{ kg/m}$

Momento por carga viva

$$M_{cv} = \frac{q * L^2}{8} + P * \frac{L}{4} = 101.01 \text{ Kg} * m$$

LS1 = 0.73 KN/m = 74.414 Kg/m (Carga distribuida en el pasamano)

LS2 = 0.89 KN = 90.724 Kg (Carga Puntual en el pasamano)

$M_{CV} = 101.01 \text{ Kg} * m$

Momento Último

$M_u = 1.25 * DC + 1.75 * LS$ $M_u = 199.23 \text{ Kg} * m$

Armadura a flexión para pasamano

AlturaUtil $d = 14.1 \text{ cm}$

Asnec = 0.37 cm²

Asmín = 0.55 cm²

Asmax = 2.66 cm²

Se recomienda usar por construcción la armadura máxima de 2.66 cm²

Usar: 4 Ø10 mm

Corte del Pasamanos

Cortante por carga muerta:

$$V_{cm} = \frac{q * L}{2} = 34.56 \text{ kg} \quad V_{cm} = 30.810 \text{ Kg}$$

Cortante por carga viva a una distancia de 1.05 m:

$$V_{cv} = \frac{q * L}{2} + P - \frac{P * d}{L} = 157.772 \text{ Kg}$$

$V_{cv} = 157.7 \text{ Kg}$ (a una distancia d del apoyo)

Cortante Último

$V_u = 1.25 * DC + 1.75 * LS$ $V_u = 314.613 \text{ Kg}$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 875.568 \text{ Kg}$$

$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \text{ no necesita armadura de corte}$$

Usar: $\emptyset 6 \text{ mm } c/25\text{cm}$ (por construcción)

3.5.2 Diseño de Poste

Tiene una altura de 1.10 m (Anexo B.2 y G) pág. 91

Momento por carga muerta. (en el punto A)

Momento del pasamano 282.00 kg *m

Momento del poste 5.98 Kg*m

Momento total $M_{DC} = 14.27 \text{ Kg*m}$

Carga viva:

Los postes de hormigón diseñados para resistir una sobrecarga de $0.89 \text{ Kn} + 0.73 \text{ Kn/mm} * L$.

$$M_{cv} = \left(89 \text{ kg} + 73 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 2\text{m} \right) * 1.02\text{m} = 239.7 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento Último

$$M_u = 1.25 * DC + 1.75 * LS \quad M_u = 437.55 \text{ Kg*m}$$

Armadura a flexión para poste

AlturaUtil $d = 17.5 \text{ cm}$

$A_{s\text{nec}} = 0.7 \text{ cm}^2$

$A_{s\text{mín}} = 1.08 \text{ cm}^2$

$A_{s\text{max}} = 5.19 \text{ cm}^2$

Se recomienda usar por construcción la armadura máxima de 2.66 cm^2

Usar: 2 $\emptyset 10 \text{ mm}$

Corte del Poste

Cortante por carga viva:

$$V_{cv} = 411.25 \text{ Kg (a una distancia } d)$$

Cortante Último

$$V_u = 1.25 * DC + 1.75 * LS$$

$$V_u = 411.25 \text{ Kg}$$

$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \text{ no necesita armadura de corte}$$

Usar: $\emptyset 6 \text{ mmc}/20\text{cm}$ (por construcción)

3.5.3 Diseño de la Acera

Se diseñó con un ancho libre para el paso peatonal de 1 m con finalidad de que una persona pase cómodamente, la losa tiene un espesor de 0.15 m. ubicadas a ambos lados de la calzada del puente, éstas están diseñadas para resistir la carga de una rueda del camión de diseño y además al choque vehicular de un vehículo liviano. (Anexo B.3 y G) pág. 98

Momento por carga muerta (en el punto B)

Momento del poste y pasamano 272,36 kg *m

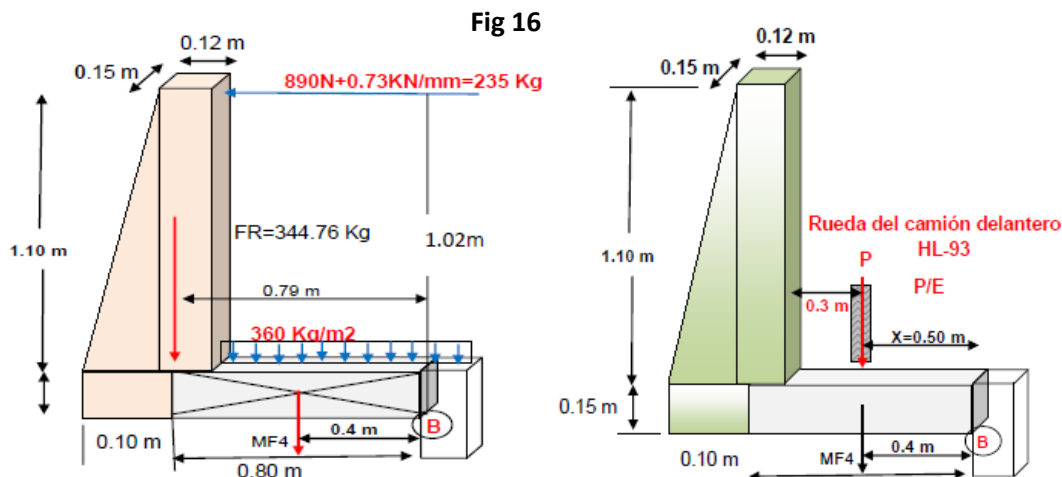
Momento de la acera 115,2 Kg*m

Momento total $M_{DC} = 387,56 \text{ Kg*m}$

Carga viva:

HIPÓTESIS I (peatonal)

HIPÓTESIS II (HL-93)



Hipótesis I: Momento por carga viva por sobrecarga peatonal:

$M_{CV} = 390.15 \text{ Kg*m}$

Carga viva baranda $M_{cvp} = (235 \text{ Kg}) * 1.02 \text{ m} = 239.7 \text{ Kg * m}$

Ancho de faja

$E = 0.833 * X + 1140$

Hipótesis II: Momento por carga viva con la rueda delantera del camión tipo HL-93

$$M_{CV} = 564.51 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Analizando las combinaciones, Hipótesis II momento más desfavorable.

Momento Último

$$M_u = 1.25 \cdot DC + 1.75 \cdot LS \quad M_u = 1472.34 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Armadura a flexión para Acera

$$A_{s\text{nec}} = 3.34 \text{ cm}^2 \quad A_{s\text{mín}} = 3.96 \text{ cm}^2 \quad A_{s\text{max}} = 18.9 \text{ cm}^2$$

Armadura necesaria 3.96 cm². Armadura principal perpendicular al tráfico

Usar: 6 Ø10 mm C/17cm

Verificación por cortante para la acera.

Cortante por carga muerta de pasamano y acera:

$$DCV_{cm} = 632,76 \text{ Kg}$$

Cortante por carga viva

$$\text{Hipótesis I (peatonal)} = 288 \text{ Kg}$$

$$\text{Hipótesis II (HL-93)} = 1129,032 \text{ Kg} \quad (\text{Hipótesis más desfavorable})$$

Cortante Último

$$V_u = 1.25 \cdot DC + 1.75 \cdot LS \quad V_u = 2766,75 \text{ Kg}$$

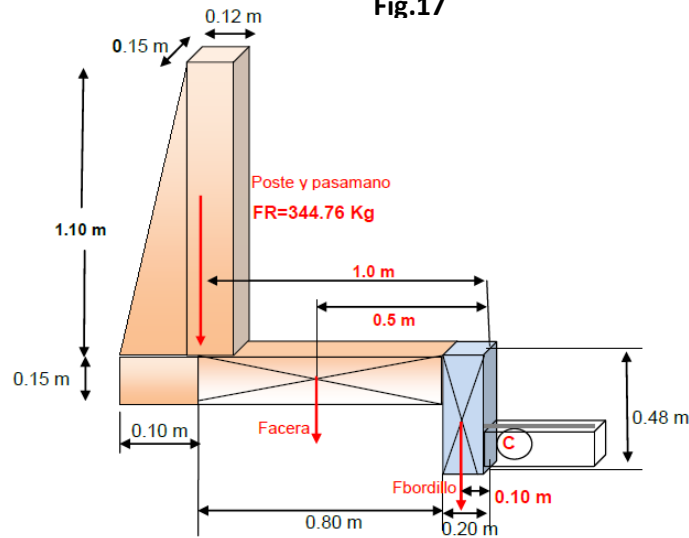
$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 7680,42 \text{ Kg}$$

$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \text{ no necesita armadura de corte}$$

3.5.4 Diseño de la Bordillo

Las cargas que actúan sobre el viga de borde son carga distribuida debido al peso propio de la vereda, del poste, de los pasamanos y del bordillo. Las cargas vivas son sobrecarga peatonal == 360 kg/m² Fuerza de impacto sobre el bordillo de 750 Kg y que se suba una rueda del camión de 7250 Kg. (Anexo B.4 y G) pág. 106

Fig.17



Momento por carga muerta (en el punto C)

Momento del poste y pasamano 341.31 kg *m

Momento de la acera 172,8 Kg*m

Momento del bordillo 20,64 Kg*m

Momento total $M_{DC} = 534,75 \text{ Kg*m}$

Momento por carga viva

Hipótesis I: Carga viva por baranda, sobrecarga peatonal

$M_{CV} = 497.25 \text{ Kg*m}$

Hipótesis II: Sobrecarga vehicular y sobrecarga peatonal.

$M_{CV} = 710.96 \text{ Kg*m}$

Analizando las combinaciones de carga para ambas Hipótesis se llega a la conclusión de trabajar con la Hipótesis II por ser la más desfavorable.

Momento Último

$M_u = 1.25*DC + 1.75*LS \quad M_u = 1912.61 \text{ Kg*m}$

Armadura a Flexión para Bordillo

$A_{s\text{ nec}} = 2.98 \text{ cm}^2$

$A_{s\text{ mín}} = 5.61 \text{ cm}^2$

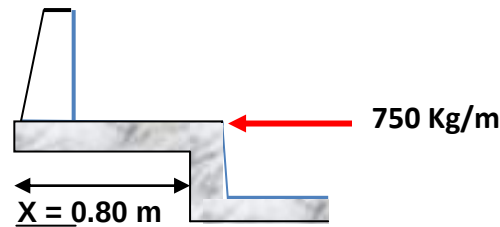
$A_{s\text{ máx}} = 26.77 \text{ cm}^2$

Armadura necesaria 4.0 cm². Armadura principal perpendicular al tráfico.

5 Ø12 mm C/20cm

Armadura de distribución: 4 Ø12 mm

Cortante para Bordillo



Cortante por carga viva (carga de choque)

$$V_{cv} = \frac{q \cdot L}{2} = 375 \text{ kg}$$

Cortante Último

$$V_u = 1.25 \cdot DC + 1.75 \cdot LS \quad V_u = 656,25 \text{ Kg}$$

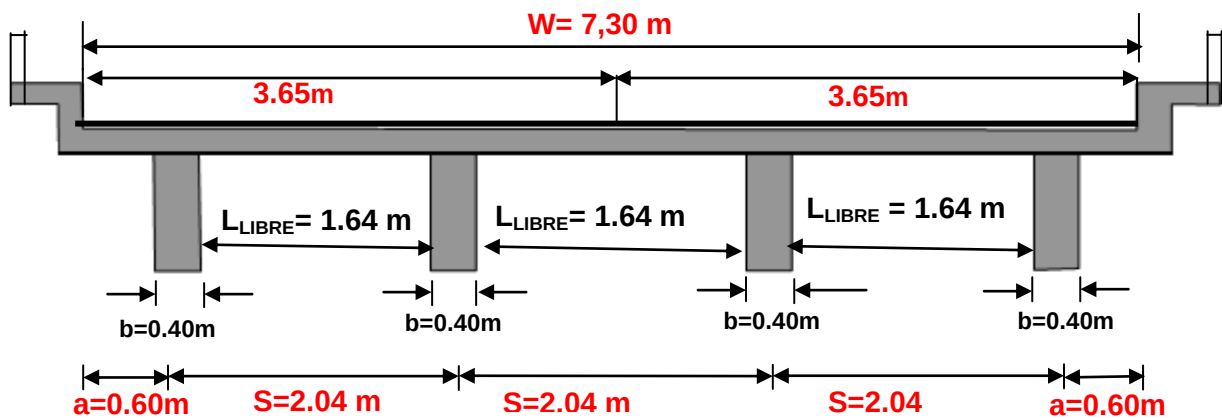
$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 10470,0 \text{ Kg}$$

$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \text{ no necesita armadura de corte}$$

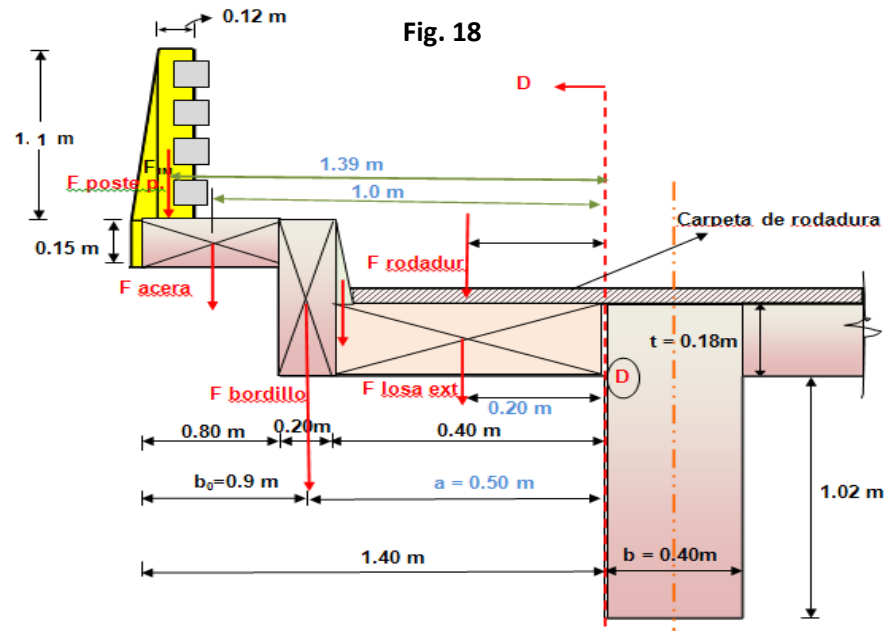
3.5.5 Número y Separación de Vigas.

El número de vigas se determinó tomando en cuenta las recomendaciones dadas, con la cual se determinó un número de vigas igual a 4.

Para la separación de vigas se tomó referencia de la norma estándar a través del uso de la fracción de carga, resultando una separación de 2.04 m. entre vigas quedando un volado de 0.60 m en ambos extremos. (Anexo A-4) Pág. 82



3.5.6 Diseño de Losa Exterior. (Anexo B.5 y G) pág. 113



Momento por carga muerta (en el punto D)

Momento del poste y pasamano 479,1 kg *m

Momento de la acera 288 Kg*m

Momento del bordillo 115,2 Kg*m

Momento de la losa exterior 34,56 Kg*m

Momento total $M_{DC} = 919,74 \text{ Kg*m}$

Momento de la capa de rodadura $M_{DW} = 9,6 \text{ Kg*m}$

Momento por carga viva

Carga viva por sobrecarga peatonal $M_{cvp} = \frac{q * L^2}{2} = 180 \text{ kg * m}$

Carga viva por la rueda HL-93 $M_{CV} = 592,80 \text{ Kg*m}$

Carga por impacto 33% del momento máximo de la carga vehicular

$M_{CV(IMP)} = 195,62 \text{ Kg*m}$

Momento Último

$M_u = 1.25 * DC + 1. * DW + 1.75 * (LL + LP + IM) \quad M_u = 3088.71 \text{ Kg*m}$

Armadura a flexión para Losa exterior

Asnec= 5.68 cm²

Asmín= 4.95 cm²

Asmáx= 23.82 cm²

6 Ø12 mm C/17 cm

Verificación por cortante para la losa exterior.

Cortante por carga viva

Hipótesis I (peatonal) = 239 Kg

Hipótesis II (HL-93) = 5942,62 Kg

Cortante Último

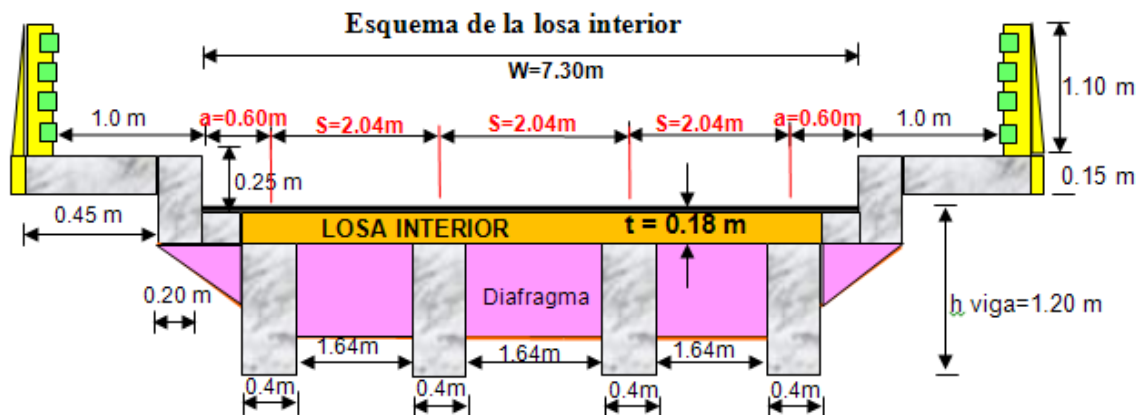
$$V_u = 1.25 \cdot DC + 1.25 \cdot DW + 1.75 \cdot LS \quad V_u = 1728 \text{ Kg}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 9600,53 \text{ Kg}$$

$$Vu \leq \frac{Vc}{2} \text{ no necessita armadura de corte}$$

3.5.7 Diseño de Losa Interior (Anexo B.6 y G) pág. 119

Fig.19



Momento por carga muerta

$$M_{DC} = 106.56 \text{ Kg*m}$$

Momento por rodadura

$$M_{DW} = 26.96 \text{ Kg*m}$$

Momento por carga viva**Cálculo del momento máximo positivo en cargas vivas:**

Debemos hacer actuar la carga de las ruedas del camión en el lugar más desfavorable

$$\text{Para un carril cargado} \quad M_{MAX} = 1443.84 \text{ Kg*m}$$

$$\text{Para dos carriles cargado} \quad M_{MAX} = 1364.59 \text{ Kg*m}$$

Cálculo del momento máximo negativo en cargas vivas:

$$\text{Para un carril cargado} \quad M_{MAX} = 1549.78 \text{ Kg*m}$$

$$\text{Carga por impacto} \quad IM_{POSITIVO} = 476.46 \text{ Kg*m}$$

$$IM_{NEGATIVO} = 511.42 \text{ Kg*m}$$

Armadura a flexión positivo para losa interior:**Momento último:**

$$Mu(+) = 3538.13 \text{ Kg*m}$$

$$As_{nec} = 6.61 \text{ cm}^2$$

$$As_{mín} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 23.82 \text{ cm}^2$$

Armadura necesaria 6.61 cm². Armadura principal perpendicular al tráfico

$$6 \text{ } \Phi 12 \text{ mm C/16.5 cm}$$

Se recomienda usar para L = 18.40 112 Φ 12mm C/ 16.5(cm)

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

Armadura de distribución:

$$As = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ } \Phi 10 \text{ mm C/16.5cm}$$

Armadura a flexión negativo para losa interior:**Momento último:**

$$Mu(-) = 3916.26 \text{ Kg*m}$$

$$As_{nec} = 7.36 \text{ cm}^2$$

$$As_{mín} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 23.82 \text{ cm}^2$$

Armadura necesaria 7.36 cm². Armadura principal perpendicular al tráfico

7 Φ 12mm C/ 14 cm

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

Armadura de distribución:

7 Φ 10mm C/14 cm

Cortante para la losa interior

Cortante por peso propio del tablero 258 Kg a una distancia de 0,38 m del apoyo

Cortante por capa de rodadura 71,6 Kg a una distancia de 0,38 m del apoyo

Cortante por carga viva actuando el camión

V= 191,05 Kg (a una distancia d del apoyo)

$$V_u = 1.25 \cdot DC + 1.25 \cdot DW + 1.75 \cdot LS \quad V_u = 774,15 \text{ Kg}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 12588,22 \text{ Kg}$$

$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \text{ no necesita armadura de corte}$$

3.5.8 Diseño de la viga principal: (Anexo B.7 y G) pág. 129

Carga muerta

Poste	19,10 Kg/m
Pasamano	70,50 kg/m
Acera	144 Kg/m
Bordillo	123,72 Kg/m
Losa	788,4 Kg/m
Viga	979,2 Kg/m
Carga distribuida total	DC = 770,4 Kg/m
Peso puntual por diafragma:	
Diafragma exterior	720,28 Kg
Diafragma interior	600,24 Kg
Carga por rodadura	DW = 219 Kg/m

Momento máximo producido por la carga muerta

$$M_{DC} = 89660.7 \text{ Kg} \cdot \text{m a una distancia de 9 m}$$

Momento máximo producido por rodadura

$M_{DW} = 8869.5 \text{ Kg}\cdot\text{m}$ a una distancia de 9 m

Momento por carga viva

Momento por camión HL-93 $M_{CAMIÓN} = 108505.82 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Momento por tandem $M_{TÁNDEM} = 82730 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Momento por carril 930 Kg/m $M_{CARRIL} = 37665.0 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Resumen de factores de distribución para momento (mg):

VIGA (Momento)	UN CARRIL	DOS CARRILES	ADOPTAMOS
INTERIOR	0,511	0,47	0.51
EXTERIOR	0,55	0,46	0.55

Resumen de factores de distribución para cortante (mg):

VIGA (Cortante)	UN CARRIL	DOS CARRILES	ADOPTAMOS
INTERIOR	0,62	0,73	0.73
EXTERIOR	0,55	0,70	0.70

Ancho efectivo del ala:

Para Viga interior $b_{efect} = 2.04 \text{ m}$

Para Viga exterior $b_{efect} = 2.30 \text{ m}$

Cálculo de la armadura a flexión para la viga exterior

$M_u = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot mg \cdot ((LL + IM) + \text{Carril})$

$M_u = 330099.09 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$A_{snec} = 86,60 \text{ cm}^2$

$A_{smín} = 79.69 \text{ cm}^2$

$A_{smáx} = 384.6 \text{ cm}^2$

Armadura necesaria 86,60 cm².

18Ø25mm (viga exterior)

Cálculo de la armadura a flexión para la viga Interior

Momento último:

$M_u = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot mg \cdot ((LL + IM) + \text{Carril})$

$M_u = 320004,17 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$A_{s\text{nec}} = 84,31 \text{ cm}^2$

$A_{s\text{mín}} = 70,68 \text{ cm}^2$

$A_{s\text{máx}} = 342,72 \text{ cm}^2$

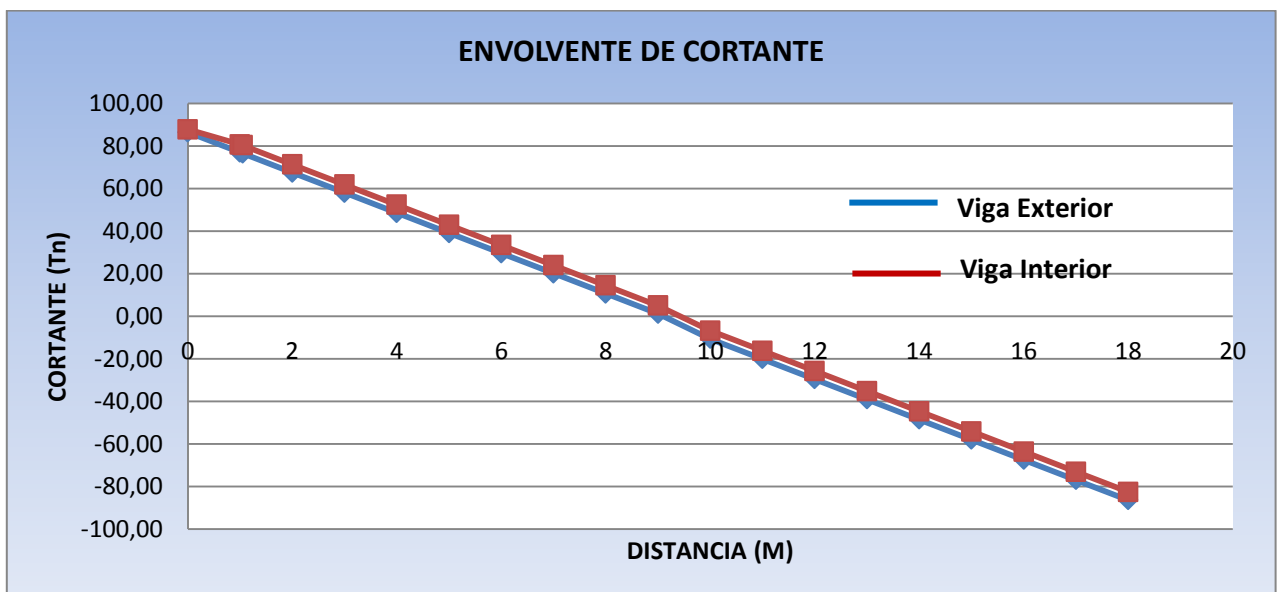
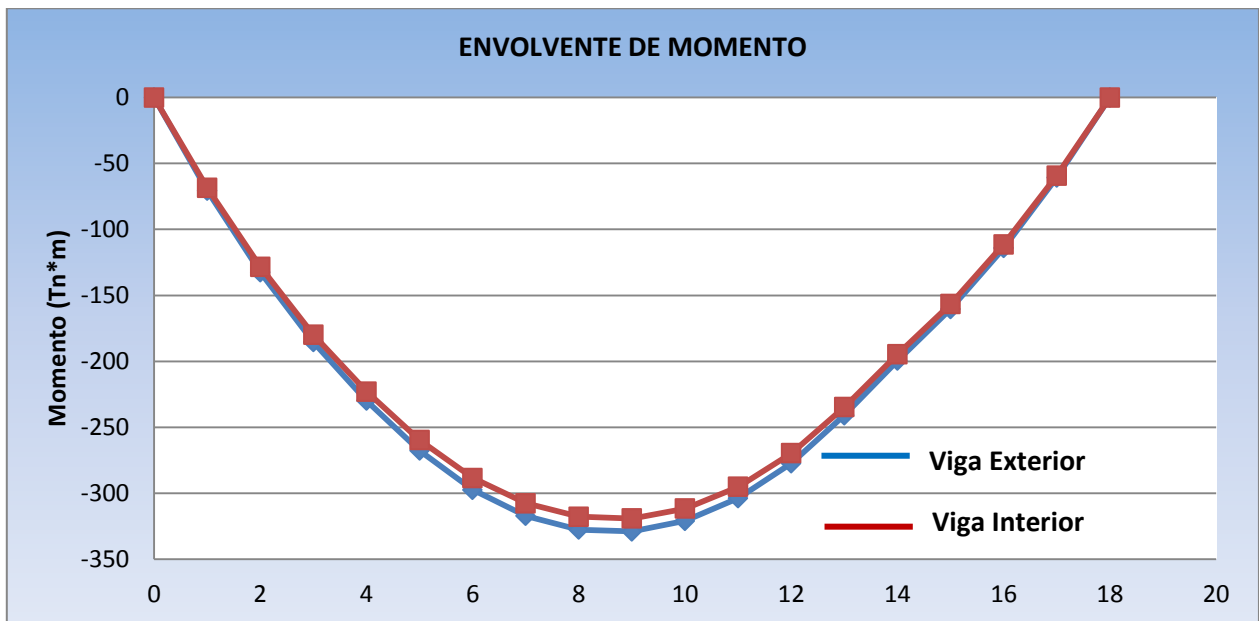
Armadura necesaria $84,31 \text{ cm}^2$.

18 $\Phi 25\text{mm}$ (Viga interior)

Armadura de Piel

$A_{s\text{piel}} = 10 \% A_{s\text{principal}}$

Usar 8 $\Phi 10\text{mm}$ C/12.5 cm



Combinación de Cargas

$$V_u = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (LL)$$

$$V_{interior} = 1.25 \cdot 17493.35 + 1.5 \cdot 1741.05 + 1.75 \cdot 32044.65 = 80556.4 \text{ Kg}$$

$$V_{exterior} = 1.25 \cdot 17493.35 + 1.5 \cdot 1741.05 + 1.75 \cdot 31031.59 = 78783.54 \text{ Kg}$$

Para el cálculo de armaduras de corte sólo se tomará en cuenta $V = 80556.4 \text{ Kg}$

Para $x = 1.05 \text{ m}$ donde $X = d$ $Q_u = 78949,68 \text{ kg}$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210}$$

$$V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = \frac{Q_u}{\phi(bw)(d)}$$

$$V_u = \frac{78949,68 \text{ kg}}{0.85(40 \text{ cm})(105 \text{ cm})}$$

$$V_u = 22,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{(A_v)(f_y)}{(V_u - V_c)(bw)}$$

$$s = \frac{(1 \text{ cm}^2)(4200 \text{ kg/cm}^2)}{(22,11 \text{ kg/cm}^2 - 7,68 \text{ kg/cm}^2)(40 \text{ cm})}$$

$$S = 7,28 \text{ cm}$$

Se adopta

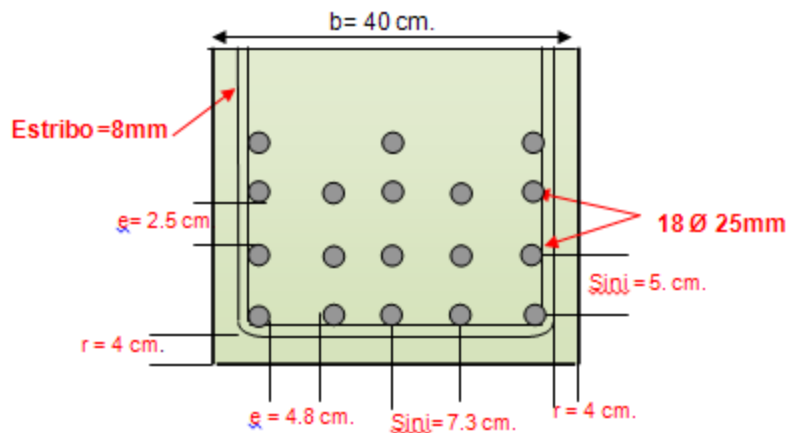
Usar estribos de $\phi = 8 \text{ mm}$. C/ 7,5 cm

ESTADO LIMITE DE SERVICIO:

Control de fisuración para viga:

- a) Separación Máxima: Separación inicial asumido $S=60 \text{ mm}$ y ubicación del eje neutro

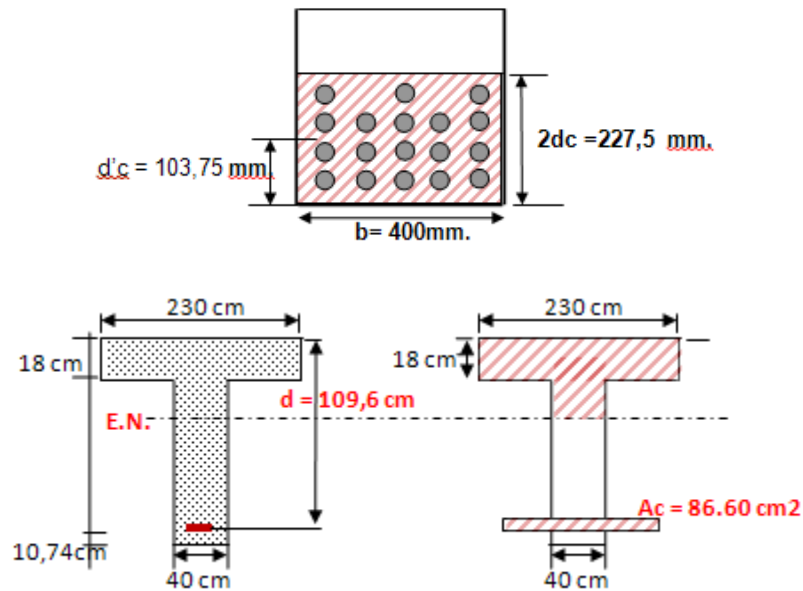
Fig. (20)



$$S = \frac{123000}{\beta_s * f_s} * \gamma_e - 2 * d_c$$

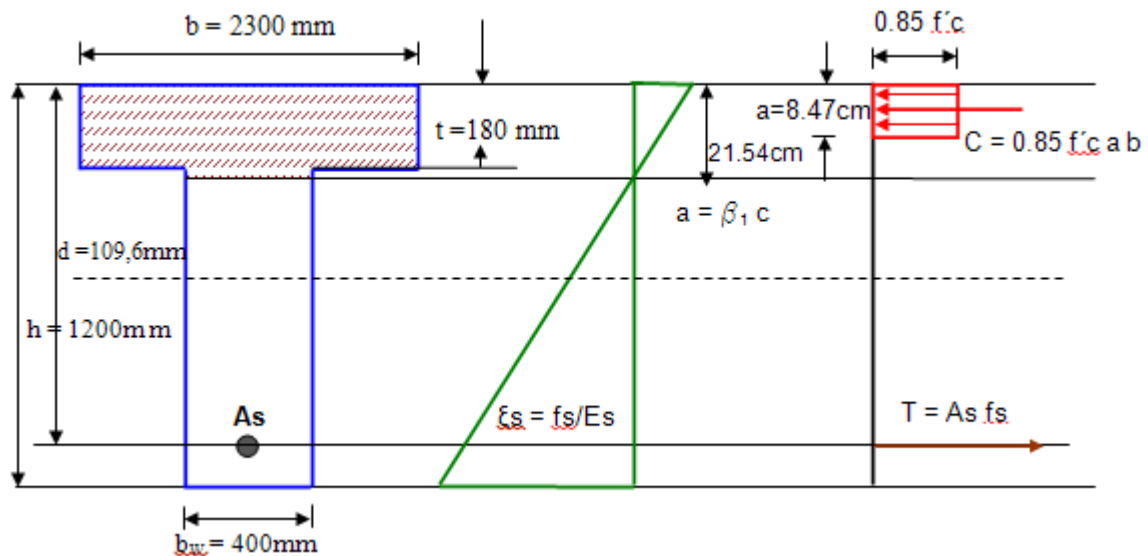
$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (d - d_c)}$$

$$S_{max} = 131 \text{ mm} \geq S = 60 \text{ mm} \text{ (cumple)}$$



$$\frac{1}{2} * b * x^2 = n * A_s * (d - x)$$

Por tanto con la sección transformada encontramos $X = 21,1 \text{ cm}$ de la parte superior



b) Control de fisuración:

$$f_s \leq f_{sa} = \frac{n * M(d-x)}{I_{cr}} \leq 0.6 f_y$$

$$f_{sa} = \frac{n * M(d-x)}{I_{cr}} = 2500 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_s = \frac{Z}{(dc * A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 f_y$$

$$f = 0.6 * 4200 = 2520 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f_{sa} = 2500 \frac{Kg}{cm^2} \leq f = 2520 \frac{Kg}{cm^2} \quad \text{cumple}$$

$$f_s = 3428,51 \frac{Kg}{cm^2} > f_{sa} = 2520 \frac{Kg}{cm^2} \quad \text{cumple}$$

Por tanto 18 barras de 25 mm cumple con el control de fisura.

Calculo de deflexiones y contraflechas

$$\Delta_{permitida} = \frac{L}{800} = \frac{18}{800} = 22.5 \text{ mm}$$

a) Contraflecha para carga viva

Ubicación de carga viva para máximo momento positivo en el tramo del camión HL-93.

Método doble integración:

$$EIy = 149,34 * \frac{x^3}{6} - 35 \frac{(x-3,97)^3}{6} - 145 \frac{(x-8,27)^3}{6} - 145 \frac{(x-12,57)^3}{6} + 5719 * x$$

Dónde: $EI = 1.346E15 \text{ Nmm}^2$

$$\Delta = 0.55 * (25,33) = 13,93 \text{ mm}$$

$$\Delta = 13,93 \text{ mm} < \Delta_{permitida} = 22.5 \text{ mm} \quad \text{cumple}$$

b) Contraflecha para carga muerta

$$W_{total} = W_{CD} + W_{DW} = 22.34 \text{ N/mm}$$

Deflexión a largo plazo:

Las flechas deberán ser ubicadas en los encofrados para compensar las deflexiones por carga muerta.

a) Contraflecha para carga muerta

$$W_{total} = W_{CD} + W_{DW}$$

$$W = 2124.94 \text{ kg/m} + 120 \text{ Kg/m} = 2234 \text{ Kg/m} = 22.34 \text{ N/mm}$$

$$\Delta_{ini} = -6,91E - 16X^2 + 2,489E - 11X^3 - 4,033E - 3X$$

Deflexión a largo plazo:

La deflexión a largo plazo es la deflexión instantánea multiplicada por el factor de fluencia lenta:

$$\Delta_{LP} = \lambda \Delta i$$

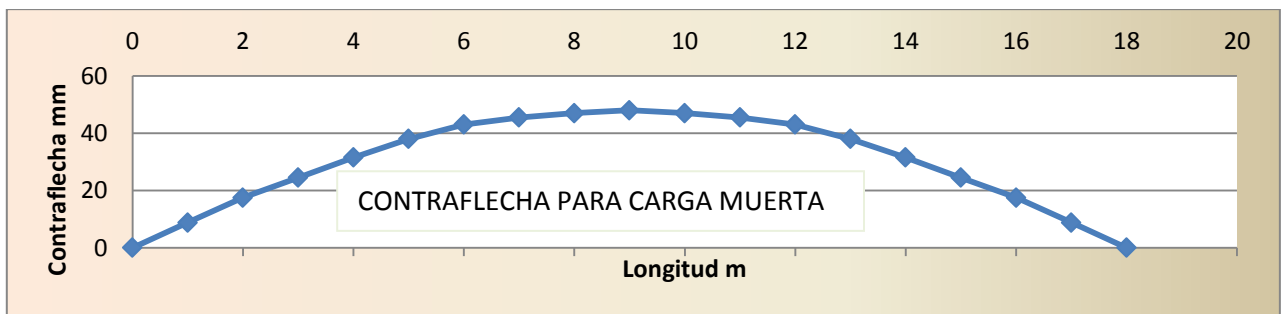
$$\Delta_{final} = \Delta i + \Delta_{LP}$$

$$\lambda = 3.0 - 1.2 * \frac{A's}{As} \geq 1.6 = 2,87$$

$$\Delta_{final} = \Delta i + \Delta_{LP} = 0,55 * (22,60 + 2,87 * 22,60) = 48,10 \text{ mm}$$

Las flechas deberán ser ubicadas en encofrado para compensar las deflexiones por carga muerta.

Long (m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\Delta_{inicial} \text{ (mm)}$	0	4,12	8,23	11,51	14,80	17,3	20,2	21,41	22,2	22,60
$\Delta_{final} \text{ (mm)}$	0	8,75	17,5	24,5	31,5	36,0	43,0	45,5	47,0	48,0



3.5.9 Diseño de diafragmas de hormigón armado.

Las vigas diafragma se diseñaron lo más rígidas posibles sin que éstas se unan con el tablero, ya que no es recomendable que se superpongan las armaduras de ambos elementos.

Estas vigas fueron distribuidas de forma transversal a lo largo del puente con separaciones de 6 m de luz de la viga, con una altura de 1.0 m y 0.20 m de ancho. (Anexo B.8) pág. 64

Momento por carga muerta $MDC = 630.48 \text{ Kg} * m$

Momento por carga viva (Método Courbon) $Mcv = 3426.13 \text{ Kg} * m$

$Mu = 1.25 * DC + 1.75 * (LL + IM)$ **Mu= 6783.82 Kg*m**

Asnec= 1.90 cm²

Asmín= 7.80 cm²

Asmáx= 37.40 cm²

Armadura necesaria 4.0 cm². Armadura principal perpendicular al tráfico

2 Ø20 mm

Armadura de piel:

As piel = $0.1 * 4.27 \text{ cm}^2 = 0.42 \text{ cm}^2$ separación máxima de 30 cmm

Por construcción asumimos

3 Ø8mm C/25cm (2x)

3.6 DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA.

3.6.1 Diseño de dados y neopreno.

Se determinó el uso de apoyos de neopreno compuestos con placas metálicas.

Los apoyos determinados son de dimensiones de 0.25x0.30x0.06 m.

Los dados tienen un área de apoyo de 0.45x0.40m con una altura sobresaliente de 0.09m.
(Anexo B.9 y G) pág. 164

3.6.2 Diseño de estribos.

De la variedad de tipos de estribos aquí se empleó el estribo tipo ménsula o voladizo ya que es más conveniente para las dimensiones exigidas por la estructura.

Los estribos tienen una altura total de 8.20 m, diseñadas con fundaciones flexibles. (Anexos B.9 y G) pág. 170

3.6.3 Diseño de Aleros

Los Aleros tienen una altura de 6,90 m, y va disminuyendo hasta una altura de 4,00 m considerando un talud de 1:2(Hz) llegando a tener una longitud de 6 m (largo), Las zapatas tiene las mismas medidas del estribo (Anexos B.10 y G) pág. 190

3.7 DISEÑO DE ACCESOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN.

3.7.1 Diseño de accesos.

Realizando un detenido análisis de la topografía se determinó que es más conveniente dar uso al camino de acceso que ya existía y reducir costos de esa manera pues no se tiene alternativas de acceso.

En el diseño de accesos se diseñó un tramo simple 40 m con una velocidad de diseño de 40 km/hr. (Anexos B.11 y H)

3.8 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Se desarrollaron especificaciones técnicas de forma general, las cuales muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además mencionar que se deben aplicar las normas correspondientes tanto de hormigones como las estructurales. (Anexo C.4) Pág.223

3.9 PRECIOS UNITARIOS.

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, los cuales se consideraron en el formato 2007 del Documento Base de Contratación: (anexo C.1) Pág. 199

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.

3.10 PRESUPUESTO.

El presupuesto necesario para poder construir este proyecto será de: (anexo C.2) Pág. 217

Bs. 1.289.252,06

Esta cantidad se distribuirá en los siguientes módulos:

00. Infraestructura y actividades preliminares..... Bs. 961.731,00

01. Superestructura del puente..... Bs. 310.200,01

02. Obras complementarias..... Bs.17.321,05

3.11 PLAN DE EJECUCIÓN DEL PROYECTO 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 anexos.

Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de: (anexo C.3) Pág. 219

120 días calendario

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO

4.1 DEFINICIÓN.

Este aporte académico permite diseñar y desarrollar con mínimos conocimientos cómo funciona la planilla Excel, para el cálculo del puente Viga - Losa

Lo que se pretende con este planilla Excel es presentar de una manera práctica, diferentes utilidades, funciones, sentencias y que con posterioridad serán útiles para el desarrollo del ejercicio concreto de que consta la práctica.

En cada ejemplo se presentan una o varias funcionalidades.

Tomando ejemplos, se irán mostrando sucesivamente las diferentes utilidades a realizar o utilizar. Son utilidades básicas cómo predimensionar para la ejecución del programa, cómo dar valores a celdas de la página de Microsoft Excel.

4.2 PLANILLA EXCEL PARA PUENTES SIMPLEMENTE APOYADO

4.2.1 PREDIMENSIONAMIENTO

- Longitud de la viga principal desde 15m a 20 m
- Numero de vigas (3 vigas o 4 vigas)
- Ancho de la calzada (de una vía 3.5m hasta doble vía 7.30 m)
- Ancho total de la acera (de 0.6m a 1m, está incluido acera+bordillo)
- Tipo de baranda (LRFD hormigón armado o metálica)

4.3 DESARROLLO DE LA PLANILLA

Poste y pasamano:

Se considera dos tipos de pasamos metálico de F°G° 2Plg. y de hormigón armado ambos casos están separados con 4 peldaños. Los postes son de hormigón armado tiene una altura de 1.10 metros según la norma LRFD.

Acera: Carga permanente (DC).- El espesor mínimo de la acera se considera 15 cm para todos los casos, el ancho de la acera mínimo se considera 0.6 m según (ABC),

en el predimensionamiento toma el valor el ancho de la acera más el ancho del bordillo.

Carga viva.- se considera dos tipos de cargas:

Sobrecarga peatonal de 360 Kg/m²

Carga de la rueda delantera 1750 Kg (camión HL-93).

Toma el valor más desfavorable para el cálculo del momento último.

Bordillo:

Carga permanente (DC).- Para las dimensiones del bordillo se toma un valor intermedio ancho de 0,2 m. y una altura de a.48 m. considerando el espesor mínimo de tablero de 0.18 m y una capa de rodadura mínima de 0.05 m.

Carga viva.- se considera dos tipos de cargas:

Sobrecarga peatonal de 360 Kg/m²

Carga de la rueda delantera 1750 Kg (camión HL-93).

Toma el valor más desfavorable para el cálculo del momento último.

Losa exterior:

Carga permanente.- Para el tablero principal se toma un espesor mínima de 18 cm y la separación de vigas interiores y exterior se calcula con la norma AASTHO con las dos condiciones de factores internos y externos. El espesor de la rodadura es de 0.05 m. en para todo el tablero.

Carga viva.- Se considera:

Sobrecarga peatonal de 360 Kg/m² (PL) y carga de la rueda 7250 Kg (LL)

Carga por impacto 33% (IM) de la carga vehicular

Para el ancho de faja se utiliza el método aproximado de franjas

El momento máximo es $M_{\text{máx}} = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (PL + LL + IM)$

Losa interior:

Carga Permanente.- Se Toma las mismas dimensiones de la losa exterior y se suman los pesos del tablero y capa rodadura, para tener la carga distribuida.

Carga viva.- Se realiza el cálculo de momento máximo positivo, ubicando la carga (camión HL-93) viva en un carril y en dos carriles, con el valor más desfavorable se calcula el momento máximo.

Viga principal:

Carga permanente.- Suma los cargas permanentes por metro lineal de poste y pasamano, acera, bordillo, losa exterior, losa interior, vigas y diafragmas.

Carga viva.- El análisis de esfuerzos para carga viva se realiza con:

Camión HL-93 determinando el momento máximo con teorema de Barre

Tándem determinando el momento máximo con teorema de Barre

Carga por carril 930 Kg/m

Distribución de cargas por carril para momentos en vigas interiores:

Un carril cargado

Dos carriles cargados

Distribución de cargas por carril para momentos en vigas exterior:

Un carril cargado

Dos carriles cargados

Distribución por momento por carga viva para viga interior y exterior.

$$M_{ll} = m_g * \left[(M_{camion \text{ o } Tandem}) * \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right] + M_{carril}$$

Cálculo de momento último:

Resistencia I $M_u = 1.25*DC + 1.5*DW + 1.75*LL$

Servicio I $M_u = 1*DC + 1*DW + 1*LL$

Para el cálculo de armadura se usa método diagrama rectangular

4.4 RESULTADOS

Los resultados se muestran:

- Planilla de vigas interior y exterior
- Planilla de losa interior, losa exterior, bordillo y acera
- Disposición de armadura mediante un esquema.

DISEÑO DEL PUENTE DE Hº Aº METODO LRFD

LONGITUD DE LA VIGA PRINCIPAL 18,00 m ACEPTADO

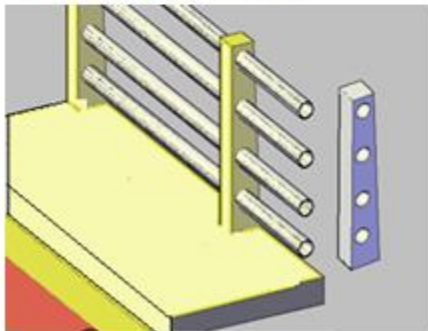
NÚMERO DE VIGAS 4 VIGAS ACEPTADO

ANCHO TOTAL DE LA CALZADA W= 7,3 Metro ACEPTADO

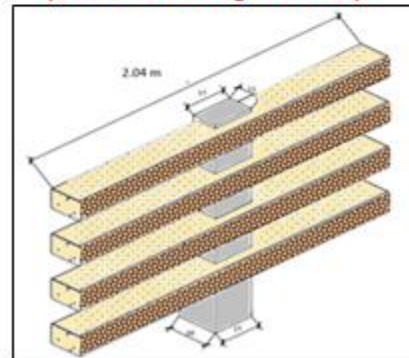
ANCHO TOTAL DE LA ACERA 1 Metro ACEPTADO

TIPO DE BARANDA baranda de Hº Aº

(Baranda de Tubo metálico)

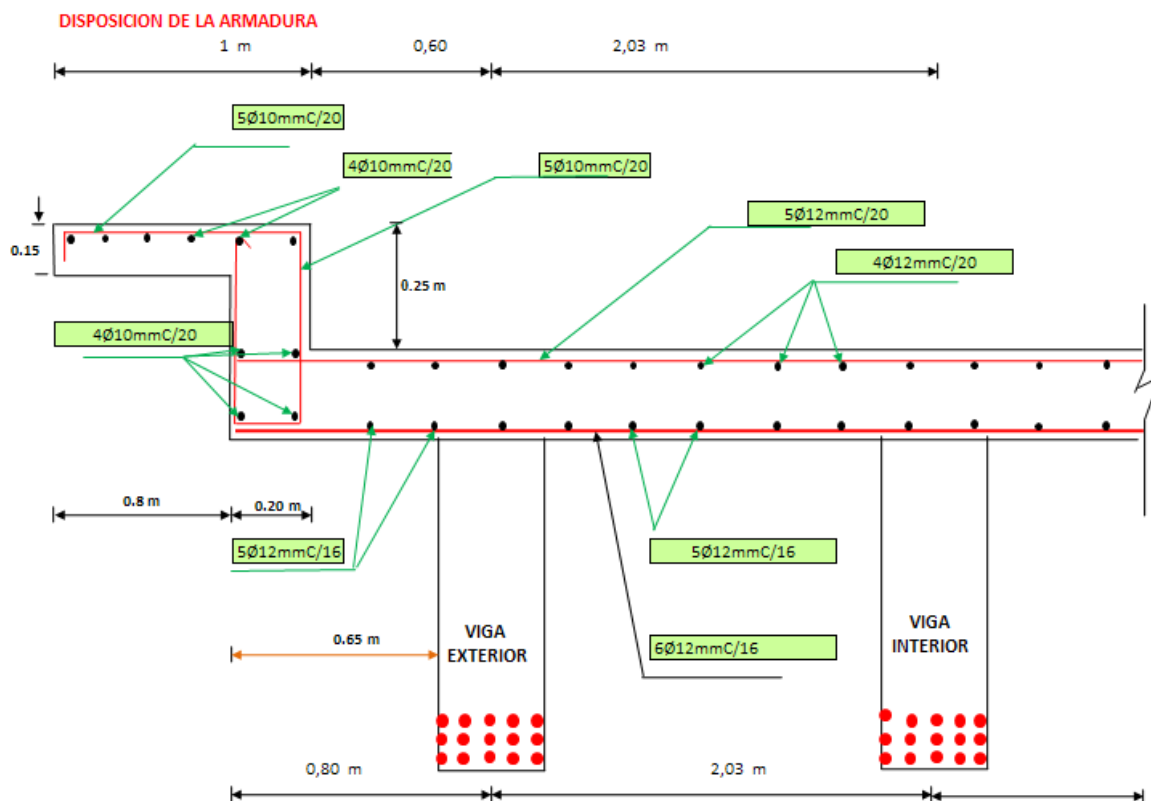


(Baranda de Hormigón Armado)



DISEÑO DEL PUENTE DE HºAº

	MOMENTO CARGA MUERTA Kg*m	MOMENTO RODADURA Kg*m	MOMENTO CARGA VIVA Camión Kg*m	FACTOR DE CARGA mg	Mo. Carga Viva (LL*1,33+Carr) Kg*m	MOMENTO ULTIMO Kg*m	ARMADURA cm2	Nº DE FE	DIAM. (mm)
VIGA INTERIOR	88314,82	8869,50	108505,82	0,47	105510,08	308340,41	79,47	16	25
VIGA EXTERIOR	88314,82	8869,50	108505,82	0,51	111349,56	318559,50	81,75	17	25
	MOMENTO CARGA MUERTA Kg*m	MOMENTO RODADURA Kg*m	MOMENTO CARGA VIVA Kg*m	MOMENTO (CV+IMP)	MOMENTO ULTIMO Kg*m	ARMADURA cm2	Nº DE FE	DIAM. mm Ø	SEPARACION C/ cm
LOSA INTERIOR	115,47	29,40	1335,44	1776,14	3296,68	6,39	6	12	16
LOSA EXTERIOR	925,78		581,00	772,74	3075,01	5,72	5	12	20
BORDILLO	545,19		720,59		1942,52	5,41	5	10	20,0
ACERA	393,98		568,18		1486,79	3,80	5	10	20



CAPÍTULO V

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez finalizado el Proyecto “Diseño estructural del Puente Vehicular Tablada Grande”, se llega a las siguientes conclusiones y se efectúan recomendaciones.

5.1 Conclusiones.

- ✓ El proyecto “Construcción Puente Vehicular Comunidad Tablada Grande”, como Diseño Estructural, es viable desde el punto de vista técnico, social, económico y ambiental. Porque responde favorablemente a los cálculos y criterios realizados durante la elaboración del diseño, puesto que la infraestructura no tiene efectos desfavorables para las condiciones ambientales, en razón de que se preverá buscar un equilibrio entre el medio ambiente y el hombre.
- ✓ La filosofía del diseño por el factor de carga y resistencia (LRFD), surge como producto de los avances de la ingeniería de los puentes. La cual permite seleccionar de manera más sistemática y racional los factores de carga y resistencia, con lo que se alcanzó los objetivos planteados con la realización del diseño del Puente Vehicular.
- ✓ Con los resultados obtenidos queda demostrado que la capacidad de carga de las vigas exteriores no debe ser menor que la capacidad de carga de una viga interior, a menos que se llegara a realizar un futuro ensanchamiento de manera considerable y para eso se requiere otro tipo de estudio.
- ✓ Existen muchas cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables, para tales cargas como las de sismo que son estructuras soportadas por dos estribos sin pilas intermedias no se requiere un análisis sísmico, en el lugar de emplazamiento no existe vientos de mucha velocidad.
- ✓ En el estado límite de fatiga y fractura se establece la revisión por fatiga y deflexión de estructuras, cuyo efecto puede reflejarse en el diseño con un incremento en el peralte estructural y/o cantidad de acero.
- ✓ El factor de distribución de vigas interiores y exteriores permite calcular diferentes secciones en este caso para vigas exteriores $A_s = 86,60 \text{ cm}^2$ y para vigas interiores

As = 84,31 cm² con una diferencia de 3.85 %; sin embargo por construcción se utilizó el mayor (viga exterior) y así uniformando las secciones de las cuatro vigas.

5.2 Recomendaciones.

- ✓ En el presente proyecto, se eligió el barandado AASTHO-LRFD con cuatro pasamanos con una separación de 15 cm entre barandas. En nuestro medio este tipo de estructura no es muy utilizado por el costo y peso. Generalmente es reemplazado por Tipo P-3 por ser una estructura más sencilla, económica y ha dado resultados satisfactorios en cuanto a funcionalidad y resistencia; sin embargo, la normativa recomienda que razones de seguridad del peatón se considere la utilización del barandado.
- ✓ En cuanto al momento óptimo para la implementación del proyecto se debe considerar que de acuerdo al calendario de lluvias, a partir del mes de abril éstas suelen presentarse esporádicamente en la zona hasta el mes de septiembre, contando con suficiente tiempo para la culminación de la construcción del proyecto.
- ✓ 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 se ve la necesidad de tomar en cuenta otros criterios.
- ✓ Los encofrados no serán 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. Los encofrados serán desmontados sólo con la aprobación de la Supervisión
- ✓ Se debe tener especial cuidado al momento de realizar las excavaciones, de no excavar por debajo del nivel de fundación previsto para no alterar la consistencia del terreno natural de base.