

CAPÍTULO I.

1. INTRODUCCIÓN

El área de influencia del proyecto se encuentra ubicada en el Municipio de San Lorenzo Provincia Méndez del Departamento de Tarija, sobre el río Calama. La población beneficiaria es homogénea, es decir, no existe diversidad de etnias; el idioma predominante es el castellano en un 100% y no saben otro idioma o lengua, es decir, son monolingües. Se trata de poblaciones bastante comunicativas; la tasa de crecimiento intercensal es de 1.50 %, se toma esta tasa, ya que no se tiene registrado las tasas de las diferentes comunidades.

El río Calama tiene un caudal considerable, sin embargo en la época de lluvias se constituye en un peligro para los habitantes que viven en la comunidad Jurina, como también las aldeañas a ella, debido a que no existe un puente de acceso que colabore a la intercomunicación entre comunidades.

1.1. EL PROBLEMA.

Las comunidad de Jurina como también las aldeañas al proyecto se encuentra divididas por el cauce del Río Calama, que en época de lluvia presenta tirantes considerables según el estudio hidrológico, dificultando la transitabilidad de forma continua, por la inexistencia de un puente vehicular, hace que el desborde del Río Calama inhabilite el camino en este tramo para el tránsito tanto vehicular como peatonal.

1.1.1. Planteamiento del problema.

En la actualidad la comunidad de Jurina por su ubicación geográfica cuenta con un solo ingreso y/o salida la cual queda interrumpida en época de lluvias, por el caudal que presenta el Río Calama, dejando a la comunidad de Jurina aislada de las otras comunidades y centros de salud y educación incrementando el porcentaje de pérdidas en las cosechas de las comunidades, como también pérdidas humanas.

De seguir en estas condiciones existirían posibles pérdidas económicas y posiblemente humanas, debido a la intransitabilidad producida por las grandes crecidas en época de lluvias en el Rio Calama.

Por lo tanto se hace necesario plantear las siguientes alternativas de solución:

- ✓ Diseño puente vehicular.

Puente vehicular H°P° L = 91.8 m.

Puente vehicular H°P° L = 35.6 m.

1.1.2. Formulación del problema.

La construcción de un puente vehicular garantizara el transito permanente, dejando que el rio siga su cauce y que la carretera no tenga inconvenientes en época de lluvias brindando seguridad tanto en el ámbito vial, peatonal y agrario, elevando el nivel de vida de los habitantes de las comunidades aledañas al proyecto, garantizando la comercialización de los productos agrícolas.

Después de haber realizado un análisis socioeconómico la alternativa más adecuada es el plantear el diseño de un puente vehicular que permita la comunicación entre las comunidades que se encuentran próximas a la zona de emplazamiento.

1.1.3. Sistematización.

La alternativa planteada que sería la construcción de un puente vehicular con una longitud de 35.6 m; a fin de minimizar el problema, se tendrá que analizar cuál es el más conveniente y apropiado ya sea un sólo tramo con dos estribos, o dos tramos con una pila central de 91.8 m de longitud, teniendo en cuenta el factor técnico y económico, además de brindar confort a los beneficiados con el Proyecto.

Alternativa óptima.

Súper estructura:

- ✓ Losa de tablero.
- ✓ Vigas longitudinales de un solo tramo
- ✓ Diafragmas.
- ✓ Carpeta de rodadura.
- ✓ Aceras peatonales.
- ✓ Barandado metálico.

Infraestructura

- ✓ Estribos H°A°.
- ✓ Accesos L = 40 m en ambos márgenes.
- ✓ Defensivos (gaviones).

1.2. OBJETIVOS.

1.2.1. General

Diseño y cálculo estructural del puente vehicular Jurina sobre el rio Calama.

1.2.2. Específicos

- ✓ Realizar los estudios de ingeniería necesarios para el diseño estructural de la infraestructura.
- ✓ Realizar un análisis técnico y económico de alternativas, con el fin de obtener una alternativa de solución de mayor factibilidad.
- ✓ Realizar el análisis y diseño del puente. Cumpliendo lo especificado en la normativa adoptada. (AASHTO LRFD 2004).
- ✓ Presupuesto general.
- ✓ Plazo de ejecución.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

Las razones por las cuales se plantea el Proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

1.3.1. Académica.

El presente proyecto, permitirá profundizar los conocimientos sobre el diseño de puentes de hormigón pretensado, aportando a las comunidades beneficiadas con un trabajo de ingeniería.

1.3.2. Técnica.

Validar la utilización de procedimientos y métodos para el diseño de puentes realizado mediante un cálculo completamente manual, con la ayuda del programa Microsoft Excel 2010, según la normativa adoptada AASHTO LRFD 2004.

1.3.3. Social.

Cooperar al municipio de San Lorenzo con el cálculo estructural del puente vehicular que pueda facilitar un acceso seguro a los beneficiarios, con el propósito de garantizar una transitabilidad permanente, segura y así se llegue a una solución adecuada al problema planteado, y de este modo hacer que el río Calama no genere inconvenientes a la carretera en época de lluvias, evitando conflictos sociales.

Además de brindar un crecimiento económico, garantizara el transito permanente, intercomunicación entre las comunidades aledañas, accesibilidad a centros de salud, educación como también la comercialización de productos agrícolas.

1.4. LOCALIZACIÓN.

El área de influencia del proyecto se encuentra ubicada en el Municipio de San Lorenzo Provincia Méndez del Departamento de Tarija, sobre el río Calama donde se realizó el Diseño estructural de un puente vehicular de un solo tramo con una longitud total de 35.60 m. Geográficamente el Puente se encuentra ubicado en las siguientes coordenadas:

Latitud Sur: 21°23'7.48" - 21°30'7.58"

Longitud Oeste: 64°48'26.75" - 64°56'13.75"

El proyecto se encuentra ubicado al sur oeste del municipio de San Lorenzo. El tiempo de recorrido en promedio, desde la comunidad de Jurina a la localidad de San Lorenzo, es de media hora en vehículo en promedio; mientras que el tiempo recorrido a la ciudad de Tarija es de una hora; que son los mercados consumidores más cercanos para la producción de la zona.

Fig. 1.1: LOCALIZACIÓN EN LA MACRO REGIÓN



Fuente: Elaboración Propia

Fig.1.2 LOCALIZACIÓN EN LA MICRO REGIÓN



Fuente: Elaboración Propia

1.4.1. Servicios Básicos existentes.

1.4.1.1. Agua Potable.

En cuanto al servicio de Agua Potable, el 92% disponen de este servicio; mientras que un 8% no disponen de este líquido elemento ver Cuadro N° 1.1

Cuadro 1.1. Agua potable

| Disponibilidad | Porcentaje |
|-----------------------|-------------------|
| Si tiene | 92 |
| No tiene | 8 |
| Total | 100 |

Fuente: Elaboración Propia

1.4.1.2. Luz eléctrica.

Las comunidades de Tarija Cancha Sud y La Calama disponen de luz eléctrica; mientras que las comunidades de Tres Morros y Marquiri no disponen de este servicio, lo que repercute en la tenencia de este servicio; solo disponen el 32% de las familias beneficiarias del proyecto de obras de arte mayor La Calama – Marquiri y un 68% no disponen de este servicio ver cuadro N° 1.2

Cuadro 1.2. Luz Eléctrica

| Disponibilidad | Porcentaje |
|----------------|------------|
| Si tiene | 32 |
| No tiene | 68 |
| Total | 100 |

Fuente: Elaboración Propia

1.4.1.3. Gas Domiciliario.

En cuanto al servicio de Gas Domiciliario, 100% no disponen de este servicio ver Cuadro N° 1.3

Cuadro 1.3. Gas Domiciliario

| Disponibilidad | Porcentaje |
|----------------|------------|
| Si tiene | 0 |
| No tiene | 100 |
| Total | 100 |

Fuente: Elaboración Propia

1.4.1.4. Alcantarillado Sanitario.

En cuanto a la disponibilidad de baños ver cuadro N° 1.4; El 84% de las familias disponen de una letrina o baños con fosas sépticas, etc. y un 16% no tienen o no disponen de baños o letrinas.

Cuadro 1.4. Baños o Letrinas

| Disponibilidad | Porcentaje |
|----------------|------------|
| Si tiene | 84 |
| No tiene | 16 |
| Total | 100 |

Fuente: Elaboración Propia

Es necesario aclarar que ninguna de las comunidades dispone de un sistema de alcantarillado sanitario.

1.5. DIMENSIÓN TEMPORAL.

Para el Diseño Final del Proyecto nos ajustamos al tiempo de vida útil con el cual se deben construir los puentes, el cual responde a 100 años de servicio brindando la seguridad y el confort necesario para los usuarios de la carretera.

1.6. ALCANCE DEL PROYECTO.

En consecuencia con el análisis de alternativas realizado en el perfil de proyecto, se estableció que la alternativa viable es el diseño estructural de un puente mixto de H°P° y H°A° con los siguientes elementos estructurales.

Alternativa A

Súper estructura:

- ✓ Losa de tablero.
- ✓ Vigas longitudinales de tres tramos $L_T = 91.8$ m.
- ✓ Diafragmas.
- ✓ Carpeta de rodadura
- ✓ Aceras peatonales.

- ✓ Barandado

Infraestructura

- ✓ Estribos
- ✓ Pila central
- ✓ Accesos de 40m. en ambos márgenes.
- ✓ Defensivos (gaviones)

Alternativa B

Súper estructura:

- ✓ Losa de tablero.
- ✓ Vigas longitudinales de un solo tramo $L_T = 35.6$ m.
- ✓ Diafragmas.
- ✓ Carpeta de rodadura
- ✓ Aceras peatonales.

- ✓ Barandado

Infraestructura

- ✓ Estribos
- ✓ Accesos de 40m. en ambos márgenes.
- ✓ Defensivos (gaviones)

1.6.1. Parámetros de selección de la alternativa

- ✓ Costo de construcción.
- ✓ Costo de mantenimiento.
- ✓ Comportamiento Hidráulico – Estructural.
- ✓ Metodología de Construcción.
- ✓ Beneficios a los Usuarios.
- ✓ Daños y perjuicios.

En función de los criterios de selección que se tienen se han elaborado los costos y se han formulado los criterios para la alternativa adoptada.

1.6.1.1. El costo de la construcción.

Como se puede observar en el cuadro N° 1.5, los costos elaborados sobre la base de dimensiones preliminares verificadas de cada una de las alternativas, indican que las alternativas se encuentran dentro de un mínimo de variabilidad, siendo así que la alternativa A tiene un costo superior a la alternativa B, razón por la cual la alternativa más económica es la **Alternativa B**

Cuadro N° 1.5. Costos De Construcción Por Alternativas

| Alternativa/Tipo de puente | N° Tramos Luz/ Tramo | Costo Referencial Bs |
|--|---------------------------------|---------------------------------|
| Alt. A/ Puente con vigas de H°P° simplemente apoyados | 1/91.8 | 10.390.688,26 |
| Alt. B/ Puente con vigas de H°P° simplemente apoyados | 1/35.60 | 4.029.504,38 |

Fuente: Elaboración Propia

1.6.1.2. El costo de mantenimiento

El mantenimiento en un puente de hormigón armado y pretensado resulta similar, razón por la cual las dos alternativas ofrecen iguales condiciones.

1.6.1.3. Comportamiento hidráulico – Estructural

Si consideramos que todo elemento de infraestructura que se encuentra en la sección hidráulica de un río representa un obstáculo al flujo natural del mismo y que modifica su curso y produce alteraciones en el lecho del río, entonces la alternativa con menor cantidad de infraestructura será la de mejor comportamiento hidráulico, desde el punto de vista la alternativa B presenta mayores ventajas, reduciendo ampliamente los riesgos de socavación.

1.6.1.4. Metodología de Construcción

Alternativa A, presenta mayor complicación constructiva, debido a su mayor longitud la sección del río presenta una bifurcación en el sitio de emplazamiento, en la cual será necesario encauzar el caudal del río. Por su longitud será necesario implementar una pila al diseño del puente incrementando el riesgo de falla por socavación.

Alternativa B, Tiene menor cantidad de infraestructura, presenta menor complicación constructiva a nivel de fundaciones y elevación de estribos. En la construcción de tablero ofrece ventajas constructivas, ya que, las vigas pueden ser hormigonadas en su totalidad en sitios cercanos al de emplazamiento y luego colocarse en posición por medio de grúas y falsos encofrados para su respectivo tesado; por esa razón es la mejor alternativa desde el punto de vista constructivo.

1.6.1.5. Beneficios a los Usuarios y Daños y Perjuicios

Las dos alternativas garantizan la transitabilidad de la carretera durante todo el año, de manera que se beneficia de manera efectiva y segura. Dentro del área de influencia para el emplazamiento del puente y la construcción de accesos, no se interfiere en ninguna propiedad privada que tenga problemas de tipo social, de esta manera se garantiza la ejecución del puente para cualquier alternativa tecnológica, siempre que se respete el sitio definido para el emplazamiento.

1.6.2. Selección de la Alternativa Óptima

Sobre la base de los anteriores parámetros y consideraciones, se concluye que la mejor alternativa técnica – económico es la Alternativa B que tiene menor costo de construcción y mantenimiento.

Se plantea un puente con longitud de 35.60 m, simplemente apoyado con las siguientes características:

Súper estructura:

- ✓ Losa de tablero.
- ✓ 3 Vigas longitudinales de un solo tramo 35.60 m.
- ✓ 5 Diafragmas.
- ✓ Carpeta de rodadura $e = 5\text{cm}$
- ✓ Aceras peatonales de $H^\circ A^\circ$
- ✓ Barandado.

Infraestructura

- ✓ Estribos H°A°
- ✓ Accesos de 40 m en ambos márgenes.
- ✓ Defensivos (gaviones).

1.7. RESULTADOS A LOGRAR.

En el desarrollo del proyecto “Diseño Estructural Puente Vehicular Jurina”, se plantea los siguientes resultados.

- ✓ Estudio de suelos y capacidad portante.
- ✓ Estudio Topográfico, generando un plano de curvas de nivel a detalle, trazando la rasante del puente.
- ✓ Estudio hidrológico, determinando de la máxima crecida extraordinaria, encontrando el tirante máximo del río y calculando de la máxima socavación posible.
- ✓ Diseño y calculo estructural del puente, infraestructura y superestructura.
- ✓ Presupuesto general y cronograma de actividades.
- ✓ Elaboración de las especificaciones constructivas.

1.8. APORTE ACADÉMICO.

- ✓ Planilla de Excel para el diseño viga de H°P°
- ✓ Planilla de Excel para el diseño de estribo de H°A°.

CAPÍTULO II.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades.

2.1.1. Definición de puentes.

Son obras de arte destinadas a salvar depresiones del terreno, pasos sobre corrientes de agua o cruces a desnivel permitiendo la circulación tanto vehicular como peatonal,

2.1.2. Partes Constitutivas de un Puente.

Fundamentalmente se distinguen la superestructura y la Infraestructura.

- ✓ Superestructura: Constituida en términos generales por las vigas del puente, diafragmas, tablero, acera, poste, pasamanos, capa de rodadura, etc.

- ✓ Infraestructura: Todo el conjunto de pilas (columnas intermedias) y estribos (muros de contención en los costados) que soportan a la superestructura.

Como elementos intermedios entre la superestructura y la infraestructura se tienen los Aparatos de apoyo.

Se consideran también como partes accesorias de los puentes, las prolongaciones de los aleros de los estribos, los defensivos, protecciones, especialmente en casos de ríos caudalosos.

2.1.3. Vigas Principales.

Reciben esta denominación por ser los elementos que permiten salvar el vano, pudiendo tener una gran variedad de formas.

2.1.4. Diafragmas.

En el caso de puentes de vigas y tableros el propósito de esto es básicamente suministrar apoyo lateral a las vigas y además ayudar a la distribución lateral de las cargas concentradas, que pueden actuar sobre una o varias vigas principales, garantizando así que todo el puente trabaje como una unidad.

2.1.5. Tablero.

Es la parte estructural que queda a nivel de rasante final y que transmite tanto cargas como sobrecargas a las vigas.

El tablero, preferentemente es construido en hormigón armado cuando se trata de luces menores, en metal para alivianar el peso muerto en puentes mayores, es denominado también con el nombre de losa y suele ser ejecutado en madera u otros materiales.

Sobre el tablero y para dar continuidad a la rasante de la vía viene la capa de rodadura que en el caso de los puentes, se constituye en la carpeta de desgaste y que en su momento deberá ser repuesta.

Los tableros van complementados por bordillos que son el límite del ancho libre de calzada y su misión es la de evitar que los vehículos suban a las aceras que van destinadas al paso peatonal. Finalmente en el borde van los postes y pasamanos.

2.1.6. Estribos.

Los estribos reciben además del peso de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de acceso al puente, en consecuencia trabajan también como muros de contención. Están constituidos por el coronamiento, la elevación y su fundación, con la característica de que normalmente llevan aleros tantas aguas, arriba como abajo, para proteger el terraplén de acceso.

2.1.7. Gaviones.

El gavión tipo caja y colchón es considerado un contenedor de malla de alambre de doble torsión, con celdas internas uniformemente repartidas e interconectadas con otras unidades similares, de formas rectangulares muy flexibles, y que es llenado de piedras en el lugar de la obra, para formar así una estructura flexible, permeable y monolítica, tal como muros de contención, el gavión es considerada una opción adecuada para la defensa de ribera por ser una estructura flexible, disipando la presión hidrostática que ejerce el río, y respondiendo de forma adecuada ante la abrasión del río.

Se suelen llamar tipo caja a aquellos cuya altura fluctúa entre 0.5 m – 1,0 m y tipo colchón a aquellos cuya altura fluctúa entre 0.17m – 0.30 m interiormente los gaviones pueden estar divididos por diafragmas formando celdas cuya longitud no debe ser mayor a una vez y media el ancho de la malla usualmente esta separación es de 1 m.

2.2. ESTUDIOS PRELIMINARES.

Antes de proceder con el diseño del Proyecto de un Puente, es indispensable realizar los estudios básicos que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, que redunde en la generación de información básica necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias, plasmadas primero en anteproyectos y luego en proyectos definitivos reales, y ejecutables.

El proyectista deberá informarse adecuadamente de las dificultades y bondades que caracterizan a la zona, antes de definir el emplazamiento del puente.

Emplazamiento que deberá ser fruto de un estudio comparativo de varias alternativas, y que sea la mejor respuesta dentro las limitaciones (generación de información) y variaciones de comportamiento de los cambios naturales y provocados por la naturaleza.

2.2.1. Estudio de Suelos y Geotécnico.

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

Los estudios geotécnicos comprenderán:

1. Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
2. Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas de la zona.

Ensayos de campo.

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación así como el perfil estratigráfico con sondajes que estarán realizados en función de la longitud del puente, número de estribos, pilares y longitud de accesos. Los métodos de ensayos realizados en campo deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

Ensayo de suelos.

1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).
2. Ensayo de Cono Estático (CPT).
3. Ensayo de Placa Estático.
4. Ensayo de Refracción Sísmica.

Ensayo en Rocas.

1. Ensayo de Compresión Uniaxial en Roca débil.
2. Determinación de la Resistencia al Corte Directo, en discontinuidad de roca.
3. Ensayo de Carga en Placa Flexible.
4. Ensayo Carga en Placa Rígida.
5. Ensayo con el Método de Fracturamiento Hidráulico.

Ensayo de Laboratorio.

a) Ensayos en Suelos.

- ✓ Contenido de humedad.
- ✓ Distribución granulométrica.
- ✓ Determinación del límite líquido y límite plástico.
- ✓ Ensayo Proctor Modificado y CBR.

b) Ensayos en Rocas.

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

2.2.2. Estudio Topográfico.

Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos, proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geotecnia. Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

Levantamiento general de la zona del proyecto, documento en planos a escala 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m. y comprendiendo por lo menos 100 m, a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).

Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos con planos a escala 1:100 y 1:250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m. y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente así como autopistas

caminos vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.

En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.

2.2.3. Estudio Hidrológico e Hidráulico.

Este estudio debe contener por lo menos las precipitaciones máximas, caudal máximo, tirante máximo y características de la cuenca como ser área, pendiente del cauce, perímetro, tiempo de concentración, socavación general y localizada en estribos materiales de arrastre, (palizada, témpanos de hielo, y otros).

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

Los estudios de Hidrología e Hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- ✓ Caudal máximo de diseño.
- ✓ Nivel máximo de agua (NAME) en la ubicación del puente.
- ✓ Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- ✓ Profundidad de Socavación general y local.

2.3. NORMAS DE DISEÑO.

2.3.1. Norma para diseño de Puentes.

Ya que Bolivia no cuenta con una norma propia para el diseño de puentes se usó 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).

2.3.2. Norma para diseño de elementos de Hormigón Armado.

Para el diseño de las piezas de hormigón armado se optimizara con la norma americana ya que la normativa para puentes es de los EE.UU. de esa manera se conseguirá mayor compatibilidad entre normas. Es por esto que las piezas de hormigón se diseñarán con la norma ACI-318 (2005) en combinación de la norma AASHTO LRFD (2004).

2.4. CARGAS ACTUANTES SOBRE EL PUENTE.

De acuerdo con la AASHTO LRFD (2004), se deben considerar las siguientes Cargas:

✓ Cargas Permanentes:

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

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

EH: Empuje horizontal del suelo.

ES: Sobrecarga del Suelo.

EV: Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

✓ Cargas transitorias:

BR: Fuerza de frenado de los vehículos.

CE: Fuerza centrífuga de los vehículos.

EQ: Sismo (No Aplica).

IC: Carga de Hielo (No Aplica).

IM: Incremento por Carga Vehicular Dinámica.

LL: Sobrecarga Vehicular.

LS: Sobrecarga Viva.

PL: Sobrecarga Peatonal.

WA: Carga Hidráulica y Presión del Flujo de Agua.

WS: Viento sobre la Estructura.

2.4.1. Factores de carga y combinaciones de cargas.

La sollicitación mayorada total se tomará como

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

Dónde:

η_i = Modificador de las Cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

Q_i = Sollicitaciones de las Cargas.

γ_i = Factores de Carga especificados en la Tabla (2.1.) y (2.2.)

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer las combinaciones aplicables de sollicitaciones extremas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites.

- ✓ 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 especificado por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento (No Aplica).
- ✓ RESISTENCIA III.- Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/hr (No Aplica).
- ✓ RESISTENCIA IV.- combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones, provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas (No Aplica).
- ✓ RESISTENCIA V.- Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/hr (No Aplica).
- ✓ SERVICIO I.- Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/hr, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se deberá 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 (No Aplica).
- ✓ SERVICIO III.- Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración (No Aplica).
- ✓ SERVICIO IV.- Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración (No Aplica).

Tabla (2.1). Combinaciones de Carga 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 AASTHO LRFD

Tabla (2.2). Factores de Carga para Carga Permanente γ_p :

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

Fuente: Norma AASTHO LRFD

2.4.1.1. Cargas Permanentes.

Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales, (DC):

Incluye el peso propio de todos los componentes de la estructura:

Tabla (2.3).- Peso específico de los materiales:

| Componente Estructural | Peso Específico (γ_i) (kg/m³) |
|-------------------------------|---|
| Hormigón Ciclópeo | 2200 |
| Hormigón Armado | 2400 |
| Arena, limo o grava suelta | 1800 |

Fuente: Norma AASTHO LRFD

Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos, (DW):

Es el peso propio de la Capa de Rodadura y cuando se analice la losa del tablero también se incluye al barandado y acera peatonal:

Tabla (2.4.). Peso específico de capa de rodadura:

| Componente | Peso Específico (γ_i) (kg/m³) |
|--------------------|---|
| Pavimento Flexible | 2200 |

Fuente: Norma AASTHO LRFD

Empuje del Suelo, (EH):

Empuje Lateral del Suelo:

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura del suelo, y se deberá tomar como:

$$EH = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{suelo} \cdot Ka \cdot H^2$$

Dónde:

EH= Empuje lateral del suelo (kg).

K_a = Coeficiente de presión activa.

H= Altura de alzado m.

γ_{suelo} = Peso específico del suelo.

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata.

Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a :

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

Dónde:

ϕ =Angulo de fricción interna del terreno de fundación.

Los valores de k_a según la ecuación se basan en las teorías de empuje del suelo de Coulomb. La teoría de Coulomb es necesaria para diseñar muros de sostenimiento en los cuales la cara posterior del muro interfiere con el desarrollo de las superficies de deslizamiento en el suelo de relleno supuestas en la teoría de Rankine.

2.4.1.2. Cargas Transitorias.

Sobrecarga Vehicular de Diseño, (LL):

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

- ✓ Camión de Diseño o Tándem de Diseño.
- ✓ Carga de Carril de Diseño.

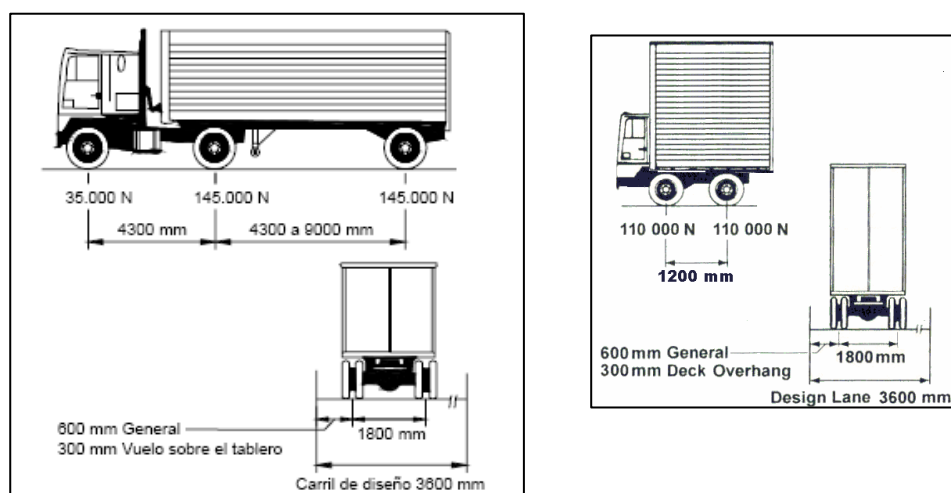
Camión de Diseño:

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica abajo. Se deberá considerar el efecto por carga dinámica; y la separación entre los dos ejes de 14500 Kg se deberá variar entre 4,3 y 9,0 m para producir las solicitaciones extremas.

Tándem de Diseño:

El Tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 11000 Kg con una separación de 1,2 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,8 m. Se deberá considerar un incremento por Carga Dinámica.

Figura 2.1. Carga Vehicular de Diseño (Camión y Tándem):



Fuente: Norma AASTHO LRFD

Carga de Carril de Diseño:

La Carga de carril de diseño consistirá en una carga de 930 Kg/m, uniformemente distribuida en forma longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,0 m. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica

Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño:

La solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- ✓ La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.
- ✓ La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3 m en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de ruedas esté a menos de:

- ✓ Para el diseño del vuelo del tablero.- 0,30 m a partir de la cara del cordón o baranda.
- ✓ Para el diseño de todos los demás componentes.- 0,60 mm a partir del borde del carril de diseño.

Cargas de Diseño para Tableros y Sistemas de Tableros:

Si para analizar tableros, se utiliza el método aproximado de las fajas, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- ✓ Si las fajas primarias son transversales y su longitud es menor o igual que 4,60 m se deberán diseñar para las ruedas del eje de 14500 kg.
- ✓ Si las fajas primarias son transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 14500 kg y la carga de carril.

Cargas Peatonales, (PL):

Se deberá aplicar una carga peatonal de $366,97 \text{ kg/m}^2$ en todas las aceras de más de 0,60 m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Incremento por Carga Dinámica, (IM):

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla (2.5), incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $1 + \frac{IM}{100}$

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Tabla (2.5). Incremento por Carga Dinámica, IM:

| Componente | IM |
|--|-----|
| 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 AASTHO LRFD

Fuerza de Frenado, (BR):

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

- ✓ 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.

- ✓ 5% del camión de diseño más la carga del carril ó 5% del tándem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transportan tráfico en la misma dirección se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas.

2.5. COMPONENTES DEL PUENTE.

2.5.1. Barandas.

En el proyecto se diseñará una baranda Peatonal, que constituya una guía física para los peatones que cruzan el puente con el objeto de minimizar la probabilidad de que un peatón caiga por encima del sistema, la altura mínima de barandas para peatones deberá ser de 1,06 m a partir de la hacer.

2.5.2. Geometría.

La mínima altura de barandas para peatones deberá ser de 1.06 m, medidos a partir de la cara superior de la acera.

Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 0,15 m de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 0,15 m se deberá aplicar a los 0,685 m inferiores de la baranda. Mientras que la separación en la parte deberá aplicar a los 0,685 m inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 0.20 m de diámetro.

2.5.2.1. Sobrecarga de Diseño.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 74.41$ kg/m, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 90,72 kg, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

$$P_{LL} = 90,72 + 74,41 * L$$

2.5.3. Cordones y Aceras.

Las mediciones horizontales del ancho de la calzada se deberán tomar a partir de la parte inferior de la cara del cordón. Un cordón de una acera ubicado del lado de una baranda de un puente correspondiente al tráfico se deberá considerar parte integral de la baranda.

2.5.3.1. Aceras.

Cuando en los accesos carreteros se utilicen cordones cuneta con acera, la altura del cordón para las aceras sobreelevadas en el puente no debería ser menor que 0,20 m. Si se requiere un cordón barrera, la altura del cordón no debe ser menor que 0,15 m.

2.5.4. Losa del Tablero.

El Tablero es el componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes como son las vigas longitudinales del puente. La altura mínima recomendable de una losa de tablero es de 0,18 m, y a partir de ello se puede encontrar el espaciamiento máximo que pueden tener las vigas:

2.5.4.1. Drenaje de los Tableros.

La superficie del tablero deberá tener pendientes transversales y longitudinales, cuyos valores recomendables se dan en la tabla.

Tabla (2.6.). Pendientes aconsejables para el drenaje de Puentes:

| Drenaje | Pendiente |
|----------------|---|
| Drenaje | 1.5 – 2 % |
| Drenaje | 0 % Si se dispone de un buen bombeo transversal |

Fuente: Norma AASTHO LRFD

2.5.4.2. Armadura de Distribución.

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

- ✓ Si la armadura principal es perpendicular al tráfico.

$$\frac{3840}{S} \leq 67 \%$$

Dónde:

S= Longitud de tramo efectiva (mm).

2.5.4.3. Métodos de análisis aproximados.

Es un método en el cuál el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo y se considera aceptable para los tableros.

Si se utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre viga se considera actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

- ✓ Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores y exteriores

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla (2.7.)

S = Separación de los elementos de apoyo (mm).

X = Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm).

+M = Momento positivo.

-M = Momento negativo.

Tabla 2.7. Fajas Equivalentes

| TIPO DE TABLERO | DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO | ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm) |
|-----------------|--|---|
| Hormigón: | • Colado in situ | Vuelo 1140 + 0,833X |
| | | Paralela o perpendicular +M: 660 + 0,55S -M: 1220 + 0,25S |
| | • Colado in situ con encofrados perdidos | Paralela o perpendicular +M: 660 + 0,55S -M: 1220 + 0,25S |
| | • Prefabricado, postesado | Paralela o perpendicular +M: 660 + 0,55S -M: 1220 + 0,25S |

Fuente: Norma AASTHO LRFD

✓ Cálculo de Solicitaciones

Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo.

La sección de diseño para los momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- ✓ Para construcciones monolíticas de hormigón.- en la cara del componente de apoyo.
- ✓ Para vigas de Hormigón prefabricadas en forma de Te y doble Te.- un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

2.5.5. Análisis de Vigas y Losa.

2.5.5.1.1. Pre dimensionamiento de Vigas. Espaciamiento entre vigas.

Para la etapa de Pre dimensionamiento, usaremos la fracción de carga del Belmonte de acuerdo a la AASHTO Estándar.

El método consiste en igualar dos ecuaciones y encontrar la separación óptima que deben tener las vigas; a fin de que cada una reciba porcentajes iguales de carga.

- ✓ Se debe aplicar la Ley de Momentos; la cual implica sumar los momentos respecto de un apoyo para hallar la reacción en otro apoyo, suponiendo que el elemento soportado está apoyado en los apoyos interiores.

Aplicar la ley de momentos a un puente de tres vigas, para hallar la reacción en la viga exterior los momentos se deberían tomar respecto de la articulación supuesta o ideal del tablero sobre la viga central.

Peralte mínimo.

$$h = \frac{L}{17}, h = \frac{L}{22}$$

Para vigas de Hormigón Armado.

También podemos utilizar la Tabla 2.8. Planteada por la AASHTO LRFD 2004:

Tabla 2.8. Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante:

| Superestructura | | Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo. | |
|-----------------|--|--|---|
| Material | Tipo | Tramos simples | Tramos continuos |
| Hormigón Armado | Losas con armadura principal paralela al tráfico | $\frac{1,2(S + 3000)}{30}$ | $\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$ |
| | Vigas T | $0,070 L$ | $0,065 L$ |
| | Vigas cajón | $0,060 L$ | $0,055 L$ |
| | Vigas de estructuras peatonales | $0,035 L$ | $0,033 L$ |

Fuente: Norma AASTHO LRFD

2.5.5.2. Método de los factores de Distribución para Momento y Corte.

Momento flector para vigas Interiores y Exteriores con tableros de hormigón:

El momento flector por sobrecarga en vigas interiores y exteriores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en las Tablas 2.9.

Para la etapa de diseño preliminar los términos K_g/Lt^3 , se pueden tomar igual a 1,0.

Tabla 2.9. Distribución de la Sobrecarga por carril para momento en vigas interiores:

| Tipo de vigas | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Factores de Distribución | Rango de aplicabilidad |
|---|--|---|---|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | a, 1 | Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1 | |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | 1 | Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$ | $S \leq 1800$ |
| Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0,1}$ | $1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$ |
| | | Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor | $N_b = 3$ |

Fuente: Norma AASTHO LRFD

Tabla 2.10. Distribución de la Sobrecarga por carril para momento en vigas exteriores

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---|--|-----------------------------|--|---------------------------|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | a, l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | 1 | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Ley de momentos | $g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$ | $-300 \leq d_e \leq 1700$ |
| | | | Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor | $N_b = 3$ |

Fuente: Norma AASTHO LRFD

2.5.5.3. Ancho de Ala Efectivo.

Para las vigas interiores y exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- ✓ Un cuarto de la longitud de tramo efectiva.
- ✓ 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor el que resulte mayor.
- ✓ La separación promedio de las vigas adyacentes.

2.6. DISEÑO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.

2.6.1. Diseño de Elementos Sometidos a Flexión.

En el análisis de elementos sometidos a flexión se usara el diagrama rectángulo, debido a su simplicidad de análisis y nos da una armadura un 2% de la normal llevándonos por el lado de la seguridad.

Para evitar mal interpretación de unidades todos los cálculos se trabajaran en el sistema C.G.S.

Altura de bloque de compresiones

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \frac{M_u}{f'_c * b_w * d^2}} \right]$$

Dónde:

M_u = Momento último a la flexión debidamente mayorado (kg*cm).

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días (kg/cm²).

b_w = Ancho de la sección (cm).

d = Distancia de la fibra comprimida hasta el centro de gravedad del refuerzo (cm).

a = Altura de bloque de compresiones (cm).

Armadura requerida

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

f'_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm²).

b_w = Ancho de la sección (cm).

f_y = Resistencia a la tracción del acero (kg/cm²).

a = Altura de bloque de compresiones (cm).

Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{max} * b_w * d$$

$$\rho_{max} = 0,75 * \rho_b$$

f'_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días

f_y = Resistencia a la tracción del acero

E_s = Módulo de elasticidad del acero

ξ_c = Deformación máxima permitida del hormigón

Armadura mínima

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} \cdot b_w \cdot d$$

ρ_{min} = cuantía mínima geométrica - 0,0033

2.6.1.1. Cuantías de Armado.

En una viga, la cuantía de armado es el cociente entre la sección transversal de acero y la sección efectiva de hormigón; se representa con el símbolo “ ρ ”.

Para vigas rectangulares se tendría la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Dónde:

A_s = Sección transversal de acero de tracción.

b = Base de la sección rectangular.

d = Altura efectiva de la sección rectangular (distancia desde el centro de gravedad de las varillas de acero hasta la fibra comprimida extrema de hormigón).

Cuantía Balanceada:

Es la cuantía de armado en una viga que simultáneamente provoca la deformación unitaria máxima permitida en el hormigón de compresión (0,003), y que el acero de tracción empiece a fluir.

Además:

$$A_s = \rho_b \cdot b \cdot d$$

Reemplazando tenemos:

$$\rho_b = \alpha \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s}$$

La deformación unitaria en el acero, al instante de iniciar la fluencia se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s}$$

La cuantía va a ser balanceada cuando el hormigón llegue a fluencia ($\varepsilon_c = 0,003$).

Entonces la cuantía balanceada será

$$\rho_b = \alpha \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{0,003 \cdot E_s}{0,003 \cdot E_s + f_y}$$

Cuantía Máxima de Armado en Vigas:

Según ACI, la máxima cuantía de armado permitida es el 75% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,75 \cdot \rho_b$$

Este criterio asegura que el acero entre en fluencia un poco antes de que el hormigón ingrese en la zona de decrecimiento de capacidad resistente a la compresión, con lo que se logra un cierto nivel de ductilidad de las secciones antes de la falla.

Cuantía Mínima de Armado en Vigas:

En aquellas vigas en que, las dimensiones geométricas superan a la capacidad resistente requerida sin rotura por tracción del hormigón, se deberá proveer un armado mínimo que sea capaz de absorber, con márgenes de seguridad apropiados, la carga de tracción que le es transferida el instante en que el hormigón traccionado se fisura por falta de capacidad. La incapacidad del acero de absorber la totalidad de esa fuerza de tracción provocaría una falla frágil indeseable de la viga.

El código ACI establece que la cuantía mínima deberá ser:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

2.6.2. Diseño por Cortante.

2.6.2.1. Diseño a cortante de vigas de Hormigón, con refuerzo transversal en el alma.

Las vigas de hormigón armado presentan 2 mecanismos para resistir a las fuerzas cortantes:

Como consecuencia, la capacidad resistente nominal viene dada por la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

V_n = Capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado.

V_c = Capacidad resistente a corte del hormigón simple.

V_s = Capacidad resistente a corte del acero de refuerzo.

En el límite, la relación entre el cortante último y la capacidad resistente nominal es:

$$V_u = \phi \cdot V_n$$

Dónde:

V_u = Solicitación última de cortante.

V_n = Capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado.

ϕ = Factor de reducción de capacidad a cortante, valor para el ACI – 2005 es 0.75.

La condición básica que se debe cumplir para que la capacidad resistente sea adecuada con relación a las solicitaciones es que:

$$V_u = \phi \cdot (V_c + V_s)$$

La capacidad resistente del hormigón en vigas rectangulares, está definida por:

Dónde:

V_C = Capacidad resistente a corte del hormigón simple.

v_C = Esfuerzo resistente del hormigón $0.53(f'c)^{0.5}$.

b = Ancho del alma resistente al cortante.

d = Distancia desde el centroide del acero de refuerzo a tracción hasta la fibra extrema en compresión.

La parte del cortante que no puede ser absorbida por el hormigón debe ser resistida por la armadura transversal. Dicha fuerza, bajo la suposición de que el acero a entrado en fluencia, es el producto del área de todos los estribos que cruzan la fisura por el esfuerzo de fluencia. La ecuación que describe a la magnitud de la fuerza absorbida por el acero transversal es:

$$v_s = \frac{V_s}{b_w \cdot d} \quad v_U - v_C = \frac{A_V \cdot f_y}{S \cdot b_w} \quad v_s = \frac{A_V \cdot f_y}{S \cdot b_w}$$

Espaciamiento de los estribos “S”:

$$S = \frac{A_V \cdot f_y}{v_U - v_C \cdot b_w}$$

La última fórmula permite determinar el espaciamiento al que deben colocarse los estribos para absorber un esfuerzo de corte último determinado.

Separación mínima de armaduras

Para el hormigón colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- ✓ 1,5 veces el diámetro nominal de las barras,
- ✓ 1,5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o 38mm.

$$S \leq 60\text{cm}$$

$$S \leq \frac{d}{2}$$

Dónde:

S = Espaciamiento de los estribos.

d = Altura efectiva de la viga.

Separación máxima de armaduras

A menos que se especifique lo contrario, la separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que 1,5 veces el espesor del elemento o 450mm.

2.7. HORMIGÓN PRETENSADO.

2.7.1. Definición.

El pretensado puede definirse en términos generales como la introducción anticipada de esfuerzos que generen un estado tensional igual y contrario al que ocasiona las cargas.

2.7.2. Tipos de Armadura en el Hormigón Pretensado.

En el hormigón pretensado se diferencian dos tipos de armaduras:

- ✓ **Armaduras activas**, son de acero de alta resistencia mediante las cuales se introduce el esfuerzo de pretensado;
- ✓ **Armaduras pasivas**, son las armaduras habituales del hormigón armado, asociadas a las anteriores. En elementos a flexión se disponen longitudinalmente, coadyuvan en la disposición de la armadura transversal o de corte y eventualmente colaboran a para resistir fracciones del momento flector de diseño.

2.7.3. Tipos de Hormigón Pretensado.

Según la fase del proceso de ejecución en la que se introduce el esfuerzo de pretensado en las armaduras activas se distinguen dos tipos:

Hormigón pretensado con armadura pretesa (Según ACI: Hormigón Pretensado).

Este proceso se realiza en fábricas y generalmente es adecuado para luces inferiores a 25 m, por lo que no es de nuestro interés estudiarlo.

Hormigón Pretensado con Armadura Postesa (Según ACI: Hormigón Postensado).

En este procedimiento se hormigona primero la pieza, disponiendo conductos o vainas para alojar las armaduras activas, que solo se tesan cuando el hormigón, ha adquirido la resistencia suficiente para soportar el esfuerzo de pretensado. Es ese método que se utilizará para la construcción de las vigas.

2.7.4. Ventajas de Hormigón Pretensado.

Esta nueva técnica de construcciones de hormigón tiene una serie de ventajas entre las que se pueden resumir las principales:

- ✓ El hormigón pretensado posee mayor durabilidad, consecuencia de la estricta limitación de la aparición y abertura de las fisuras del hormigón.
- ✓ El hormigón pretensado está especialmente capacitado para recuperar su forma inicial cuando cesa la carga que lo deforma. Incluso las fisuras que se producen bajo la actuación de cargas excepcionales pueden llegar a cerrarse, cuando éstas desaparecen.
- ✓ Economía: el correcto empleo del hormigón pretensado ahorra del 15% al 30% de hormigón, con relación al hormigón armado, gracias a la cooperación total de la sección. El ahorro del acero es mucho más marcado (del 60 al 80%) debido al elevado límite elástico de los aceros de pretensado.

- ✓ Menor deformabilidad: las deformaciones en elementos de hormigón pretensado son del orden de una cuarta parte de las producidas en el hormigón armado, para piezas de igual canto, sometidas a idénticas sollicitaciones.

2.7.5. Materiales.

Hormigón.- El hormigón que se usa en construcciones pretensadas se caracteriza por una mayor resistencia que el que se usa en hormigón armado, debido a que está sometido a fuerzas más altas y por lo tanto el aumento de su calidad generalmente conduce a resultados más económicos.

Según el reglamento ACI-318-05, en hormigón pretensado no se puede usar hormigones cuya resistencia sea inferior a 280 kg/cm².

Acero de pretensado (Armadura Activa).- El tipo de acero para pretensado, viene dado de acuerdo al sistema de pretensado que se va a utilizar, estos aceros son de alta resistencia generalmente esta alrededor de los 18000kg/cm². En nuestro caso se utilizará el sistema PROTENDE.

Acero de Refuerzo (Armadura Pasiva).- Es el acero convencional que se usa en hormigón armado, este tiene por objeto controlar las fisuras por contracción y temperatura y ayudar al corte en la viga.

2.7.6. Propiedades Geométricas de la Sección.

Tratándose de una técnica en la cual la pieza trabaja como material homogéneo, sus propiedades geométricas deberán ser evaluadas sin despreciar ninguna parte de la sección. Para el cálculo se toman en cuenta dos estados del hormigón pretensado:

Tiempo = 0.- Para elementos postensados cuando la pieza (Viga) se encuentra en reposo , es decir, la pieza está tesada en la pista pero todavía no se la llevó al puente. En este estado solo está actuando la carga por peso propio.

Tiempo = ∞.- Cuando la viga ya se encuentra en el puente, y está soportando las cargas tales como; carga permanente (Losa, Barandas, Pavimento), Carga Muerta

(Peso Propio) y Carga viva (Camión). En este estado se debe homogenizar la sección (Viga + Losa).

En cada uno de los estados se debe calcular las siguientes propiedades:

- ✓ Área de la sección transversal de la viga.
- ✓ Distancia del centro de gravedad a las fibras superior e inferior.
- ✓ Excentricidad del cable con respecto al centro de gravedad.
- ✓ Momento de inercia respecto al centro de gravedad.

2.7.7. Inecuaciones de Pretensado.

Del análisis de esfuerzos de la sección en tiempo inicial y tiempo infinito, se obtienen las siguientes inecuaciones de condición:

Inecuaciones de Condición para Tiempo Inicial (t = 0):

$$f_{10} = -\frac{M_0 \cdot C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$f_{20} = +\frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

Dónde:

f_{ti} = Esfuerzo en a fibra traccionada en tiempo cero.

f_{ci} = Esfuerzo en a fibra comprimida en tiempo cero.

Inecuaciones de Condición para Tiempo Infinito (t = ∞):

$$f_{2\infty} = -\frac{M_T \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{n \cdot P_0 \cdot e_\infty \cdot C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} \leq f_{cs}$$

$$f_{2\infty} = +\frac{M_T \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0 \cdot e_\infty \cdot C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n \cdot P_0}{A_\infty} \leq f_{cs}$$

Dónde:

f_{ts} = Esfuerzo en a fibra traccionada en tiempo infinito.

f_{cs} = Esfuerzo en a fibra comprimida en tiempo infinito.

Para aplicar estas inecuaciones, trabajamos con las resistencias admisibles según la norma ACI-318-05:

$$\begin{array}{l} \text{Tiempo Inicial:} \\ \text{Tiempo Infinito:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \boxed{f_{ti} = 0,80 \cdot \overline{f'_{ci}}} ; \boxed{f_{ci} = 0,60 \cdot f'_{ci}} \\ \boxed{f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c} ; \boxed{f_{ts} = 1,60 \cdot \overline{f'_c}} \end{array} \right.$$

Dónde:

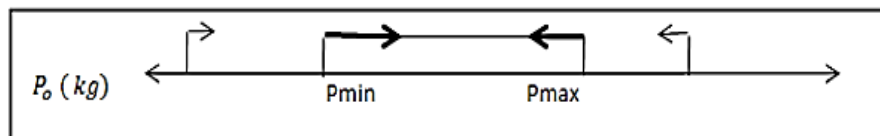
f'_{ci} = Resistencia característica del hormigón en el día del tesado (kg/cm²).

f'_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días de fraguado (kg/cm²).

2.7.8. Fuerza de Pretensado.

Para calcular la Fuerza de Pretensado, trabajamos con las inecuaciones anteriormente planteadas y en base a ello se puede encontrar el conjunto solución:

Figura 2.2. Conjunto solución de la Fuerza de Pretensado:



Fuente: Elaboración propia

De este conjunto solución se puede determinar el número de torones de pretensado a utilizar, de acuerdo al Sistema PROTENDE, que es el que utilizaremos para el diseño

$$N^{\circ}\text{Torones} = \frac{P_{\min}}{0,74 * f_{pu} * A_{\text{toron}}}$$

$$N^{\circ}\text{Torones} = \frac{P_{\max}}{0,74 * f_{pu} * A_{\text{toron}}}$$

Los valores de “fpu” y de “Atorón” están definidos de acuerdo a la tabla del Sistema PROTENDE que se muestra a continuación:

Tabla 2.11. Característica de los Torones de Pretensado

| Designação ABNT NBR-7483 | | Diâmetro Nominal | Área Nominal do Aço | Massa Nominal | Carga de Ruptura Mínima | Carga Mínima a 1% de Alongamento | Relaxação Máxima após 1.000 H a 20°C p/ Carga Inicial de | |
|--------------------------|--|------------------|---------------------|---------------|-------------------------|----------------------------------|--|-------------------------|
| | | mm | mm ² | g/m | kn | kn | 70% da Carga de Ruptura | 80% da Carga de Ruptura |
| | | | | | | | % | % |
| CP 175 RB | | 12,7 | 94,2 | 744 | 165,7 | 149,1 | 2,5 | 3,5 |
| CP 190 RB | | 15,2 | 140,0 | 1.102 | 265,8 | 239,2 | 2,5 | 3,5 |

• Módulo de elasticidade - 195 ± 10 kn/mm²
 • Carga mínima a 1% de alongamento, é considerada equivalente a carga a 0,2% da deformação permanente, e corresponde a 90% da carga de ruptura mínima especificada.

Fuente: Catalogo PROTENDE

2.7.9. Bloque de Anclaje.

Los anclajes se encuentran ubicados en la sección de los apoyos, en la cual el alma de la viga aumenta se espesor.

Del Sistema PROTENDE se elegirá el anclaje tipo MTC, cuyas características se muestran a continuación:

fig 2.3. Anclaje Protende



Fuente: Catalogo PROTENDE

El bloque de anclajes de acuerdo a las dimensiones mostradas, se ubica de tal manera que en el extremo superior quede un borde libre de 10cm y la distancia entre centros de gravedad de anclaje a anclaje no sea menor que 34cm.

2.7.10. Pérdidas de pretensado.

Un aspecto muy significativo que se debe considerar en el diseño de los elementos pretensado son las pérdidas de pretensado que se producen por diferentes causas.

Las pérdidas en la fuerza de pretensado se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento, llamadas pérdidas instantáneas y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo, llamadas pérdidas diferidas o dependientes del tiempo.

2.7.10.1. Pérdidas Instantáneas.

Las pérdidas instantáneas de fuerza son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas y dependen de las características del elemento estructural en estudio.

Pérdida por fricción.

La pérdida por fricción entre los tendones de pretensado internos y la pared de la vaina se puede tomar como.

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot 1 - e^{-K \cdot x + \mu \cdot \alpha}$$

Dónde:

Δf_{pF} = Pérdida en el acero de pretensado debida a la fricción (MPa).

f_{pj} = Tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa).

x = Longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm).

K = Coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tendón).

α = Cambio angular de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto en consideración.

μ = Coeficiente de fricción por desviación intencionada.

Tabla 2.12. Coeficientes de fricción para tendones de postensado:

| Tipo de acero | Tipo de vaina | K | μ |
|----------------------------|---|----------------------|-------------|
| Alambres o cables | Vaina rígida y semirígida de metal galvanizado | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,15 - 0,25 |
| | Polietileno | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,23 |
| | Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,25 |
| Barras de alta resistencia | Vaina de metal galvanizado | $6,6 \times 10^{-7}$ | 0,30 |

Fuente: Nilson

Pérdida por acortamiento elástico del hormigón.

En los elementos postensados, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{el} = n * f_{cs}$$

Dónde:

Δf_{el} = Pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico (kg/cm²).

n = relación del módulo de elasticidad E_s/E_c

E_s = Módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (kg/cm²)

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (kg/cm²).

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o * e}{I}$$

f_{cs} = Sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (kg/cm²).

Pérdida por deslizamiento del anclaje.

Esta pérdida viene dada de acuerdo al fabricante, de acuerdo a PROTENDE la penetración de cuñas esta alrededor de 6mm.

$$\Delta f_{anclaje} = \frac{\Delta x}{L} E_s$$

Dónde:

$\Delta f_{anclaje}$ = Pérdida por Acuñaamiento (kg/cm²).

Δx = Hundimiento de los anclajes, según PROTENDE 6mm.

L = Longitud total de la Viga .

E_s = Módulo de elasticidad del acero de pretensado (kg/cm²)

2.7.10.2. Pérdidas Diferidas.

Se denominan pérdidas diferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas.

Flujo plástico del hormigón.

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{cr} = C_u * n * f_{cs}$$

Dónde:

Δf_{pCR} = Pérdida en el acero de pretensado debida a la fluencia lenta (kg/cm²).

f_{cs} = Tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia ((kg/cm²).

C_u = Coeficiente de flujo plástico.

n = Relación del módulo de elasticidad E_s/E_c

E_s = Módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (kg/cm²)

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (kg/cm²).

Contracción del hormigón.

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

$$\Delta f_{sh} = E_p * \epsilon_{sh}$$

Dónde:

Δf_{ph} = Pérdida en el acero de pretensado debida a la contracción (kg/cm²).

E_p = Módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (kg/cm²)

ϵ_{sh} = Deformación por contracción del hormigón.

Relajación del acero de pretensado.

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,3 \cdot \Delta f_{pF} - 0,4 \cdot \Delta f_{pES} - 0,2 \cdot \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}$$

Dónde:

Δf_{pR2} = Pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero luego de la transferencia (kg/cm^2).

Δf_{pF} = Pérdida por fricción entre el punto de tesado y centro luz (kg/cm^2).

Δf_{pES} = Pérdida por acortamiento elástico (kg/cm^2).

Δf_{pSR} = Pérdida por contracción (kg/cm^2).

Δf_{pCR} = Pérdida por fluencia del hormigón (kg/cm^2).

2.7.11. Diseño por Cortante.

Los esfuerzos de tensión diagonal en una viga de hormigón preesforzado sometida a cargas de servicio, son considerablemente menores que en una viga de hormigón reforzado de las mismas características. Esto se debe esencialmente a dos factores:

- ✓ La combinación de esfuerzos longitudinales de compresión y de esfuerzos cortantes.
- ✓ La pendiente de los tendones; esta pendiente es tal que produce un cortante V_p por las fuerzas de preesfuerzo, en dirección opuesta a la del cortante generado por la carga contra cortante.

$$V_p = P_e \cdot \sin \theta$$

Dónde:

P_e = Fuerza de pretensado efectivo en la sección considerada.

θ = Pendiente del tendón en la sección considerada.

Con cargas cercanas a la falla, una viga preesforzada se encuentra fisurada y se comporta en forma muy parecida a una viga corriente de hormigón armado. Por lo tanto las metodologías de diseño son similares.

Por otra parte, es necesario observar que si se analizan los esfuerzos de tensión diagonal bajo cargas de servicio no se garantiza un factor adecuado de seguridad contra la falla pues a una reducción pequeña de los esfuerzos de compresión y un aumento de los cortantes (que ocurre cuando la viga se sobrecarga) producirá un incremento desproporcionado en la tensión principal resultante. Por esta razón en vigas pre esforzadas es necesario basar el diseño en cargas mayoradas en vez de realizarlo con cargas de servicio.

Para cargas mayoradas y resistencia minoradas se garantiza la seguridad si:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$\phi \cdot V_c + V_s \geq V_u$$

Dónde:

V_u = Es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Es la resistencia nominal al cortante calculado mediante $V_n = V_c + V_s$.

V_c = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto antes de la aparición de fisuras.

V_s = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia (se toma 0,85 para cortante).

El cortante mayorado se calcula a $h/2$ de la cara del apoyo, como se muestra en la figura:

2.7.11.1.Fuerza Cortante que resiste el Concreto.

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto (V_c), puede calcularse de acuerdo a las siguientes expresiones y debe ser el menor de V_{ci} y V_{cw} :

$$V_c < \begin{cases} V_{ci} \\ V_{cw} \end{cases}$$

Dónde:

V_{ci} = Cortante de agrietamiento por cortante y flexión.

V_{cw} = Cortante de agrietamiento por cortante en el alma.

Cortante de agrietamiento por cortante y flexión:

El agrietamiento de cortante por flexión se inicia con un agrietamiento por flexión, para un esfuerzo nominal V_{ci} . Cuando se produce el agrietamiento por flexión, se incrementan los esfuerzos cortantes en el concreto arriba de la fisura. La fisura de cortante por flexión se desarrolla cuando el esfuerzo combinado de cortante y tracción excede la resistencia a la tracción del concreto. Inician, casi verticales, en la cara a tensión de la viga y luego se propagan diagonalmente hacia arriba en dirección a la cara comprimida. Son comunes en vigas con fuerzas de preesfuerzo relativamente bajas.

$$M_{cr} = \frac{I}{C^2} (6 * \sqrt{f'c} + f_2 p - f_o)$$

$$V_{ci} = 0,6 * \sqrt{f'c} * b_w * d + V_o + \frac{V_i}{M_{max}} * M_{cr}$$

Dónde:

b_w = Ancho del alma (cm).

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero Presforzado (cm).

V_o = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada (kg).

V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con $M_{máx}$ (kg).

M_{cr} = Momento que produce figuración por flexión en la sección debido a cargas aplicadas externamente (kg*cm).

$M_{máx}$ = Máximo momento mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente (kg*cm).

I_C = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide (cm⁴).

F_{2p} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas de preesforzado (después que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por cargas externas (kg/cm²).

f_o = Esfuerzo debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas (kg/cm²).

Cortante de agrietamiento por cortante en el alma:

El agrietamiento por cortante en el alma empieza en un punto interior del elemento, para un cortante nominal V_{cw} . Cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto, y luego se propagan diagonalmente tanto hacia

arriba como hacia abajo, se presentan a menudo en vigas de almas delgadas sometidas a altas fuerzas de preesfuerzo.

$$V_{cw} = (3,5 * \sqrt{f'c} + 0,3f_{pc}) * b_w * d + V_p$$

Dónde:

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de Presforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala (kg/cm²).

b_w = Ancho del alma (cm).

d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de Presforzado (kg/cm²).

V_p = Componente vertical de la fuerza efectiva de Preesforzado en una sección (kg).

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo a las siguientes prescripciones:

| | | |
|----|---|---|
| Si | $V_u < 0,5 \cdot (\phi \cdot V_c)$ | No es necesario poner estribos |
| Si | $0,5 \cdot (\phi \cdot V_c) \leq V_u \leq (\phi \cdot V_c)$ | No se necesita estribos, poner el Av mínima |
| Si | $V_u > 0,5 \cdot V_c$ | Se necesita estribos, por lo tanto se calcula |

Cuando se hace necesario el cálculo de la armadura transversal para resistir la fuerza cortante de diseño en una sección específica, su contribución a la resistencia deberá ser igual.

$$V_s = 4 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

En caso que el valor calculado exceda el límite permitido se debe cambiar la sección.

Como la resistencia nominal al cortante está compuesta del cortante que resiste el concreto y del que debe resistir el refuerzo, entonces:

$$V_n = V_c + V_s$$

El área de la sección de refuerzo transversal requerida será:

$$A_v \geq \frac{V_u - \phi \cdot V_c \cdot S}{\phi \cdot f_{yt} \cdot d}$$

Para fines prácticos no es conveniente suponer un espaciamiento y calcular la sección requerida, sino más bien elegir el tipo de estribo y conocida el área de dicha armadura encontrar el espaciamiento, es decir:

$$S \leq \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_u - \phi \cdot V_c}$$

2.8. Muros de contención.

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente el peso propio y al peso del material que esta su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados a su base.

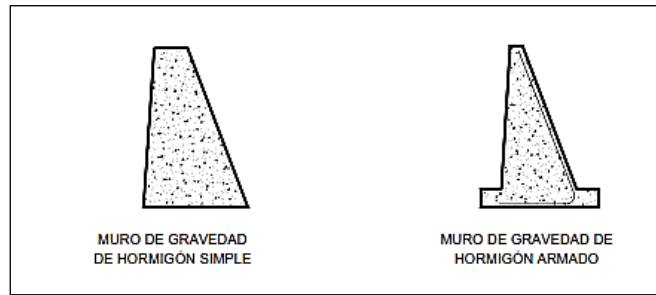
Designamos con el nombre de empuje, las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

2.8.1. Tipo de muros de contención.

Los muros de contención de uso más frecuente son:

Muros de gravedad: Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren refuerzo.

Figura 2.4. Muro de gravedad



Fuente: Norma AASHTO LRFD

Muros en voladizo: Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de la pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzada por resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos.

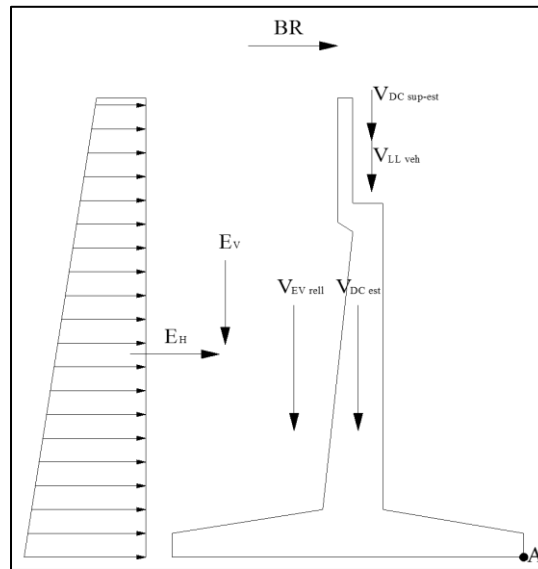
Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 15 metros, para alturas, la forma más usual es llamada T, que logra su estabilidad por el ancho de zapata, de tal manera que la tierra la colocada en la parte de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

Estos muros se diseñan para soportar la presión de la tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesado la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro.

La pantalla de concreto en estos muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30 cm.

El espesor de la base es función, de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base.

Figura 2.5. Muro de voladizo



Fuente: Elaboracion propia

2.9. Fundaciones.

2.9.1. Tipo de fundaciones.

Fundaciones Directas: Son aquellas reparten la fuerza que le transmite la estructura a través de sus elementos de apoyo sobre una superficie de terreno bastante grande que admite esas cargas.

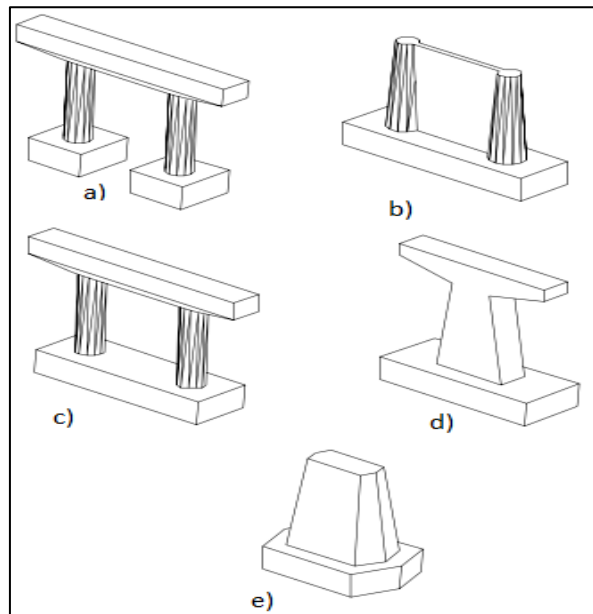
Se considera fundación superficial cuando tiene entre 0.50m. y 4m de profundidad, y cuando las tensiones admisibles de las diferentes capas del terreno que se hallan hasta esa cota permiten apoyar la estructura en forma directa sin provocar asentamientos excesivos de la estructura que puedan afectar la funcionalidad de la estructura de no ser así se harán fundaciones profundas.

Fundaciones Profundas: Para fundaciones profundas, tales como pilotes o pilas de fundación, la exploración debe extenderse bajo el nivel previsto para la punta de los pilotes o bajo de la cota de fundación de las pilas.

Se considera fundación profunda cuando el emplazamiento de las fundaciones son mayores a 4m y la naturaleza del terreno presente una capacidad de terreno muy baja y

socavación muy elevada, y otras condiciones que limiten la aplicación de fundaciones superficiales.

Figura 2.6. a) Pilares de pórtico abierto con viga cabezal, b) Pilares con diafragma, c) Pilares de pórtico cerrado con viga cabezal, d) Pilares con viga en voladizo, e) Pilares solidos



Fuente: Cimentaciones superficiales y estructuras de contención

2.9.2. Requerimiento para cimentaciones.

Cimentaciones superficiales:

- ✓ Las zapatas serán diseñadas para mantener las presiones máximas del suelo y/o roca menores a las presiones admisibles.
- ✓ Las zapatas serán empotradas a una profundidad suficiente para proporcionar la seguridad adecuada de acuerdo al tipo de suelo y la protección contra la socavación y los efectos de heladas.
- ✓ Para el análisis de estabilidad de cimientos se utilizarán las propiedades del suelo y/o roca calculadas a partir de ensayos de campo y/o laboratorio. Valores referenciales podrán ser empleados solamente en el estado límite de servicio.

Cimentaciones profundas:

- ✓ El pilote será diseñado para capacidad portante, resistencia estructural y soportar asentamientos y deslizamientos laterales tolerables..
- ✓ Los espaciamiento entre centros de pilotes no serán menores de 0.75m ó 2.5 veces el diámetro o lado del pilote.
- ✓ Para el análisis de estabilidad de cimientos se utilizaran las propiedades del suelo y/o roca calculadas a partir de ensayos de campo y/o laboratorio. Valores referenciales podrán ser empleados solamente en el estado límite de servicio.

2.9.3. Factores de seguridad.

Los factores de seguridad para la condición estática en muros de contención en general y en muros de contención de estribos, serán:

Factor de seguridad al vuelco $F.S.V = \frac{\Sigma M_e}{\Sigma M_v} > 2$

Factor de seguridad al deslizamiento $F.S.D = \frac{\Sigma F_e \cdot C}{\Sigma F_v} > 1.5$

Verificación del tercio central $E = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_e - \Sigma M_v}{\Sigma F_e} \quad E < \frac{B}{3}$

Esfuerzo del terreno de fundación. $q = \frac{\Sigma F_e}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot E}{B} \right) \leq q_{adm}$

CAPÍTULO III

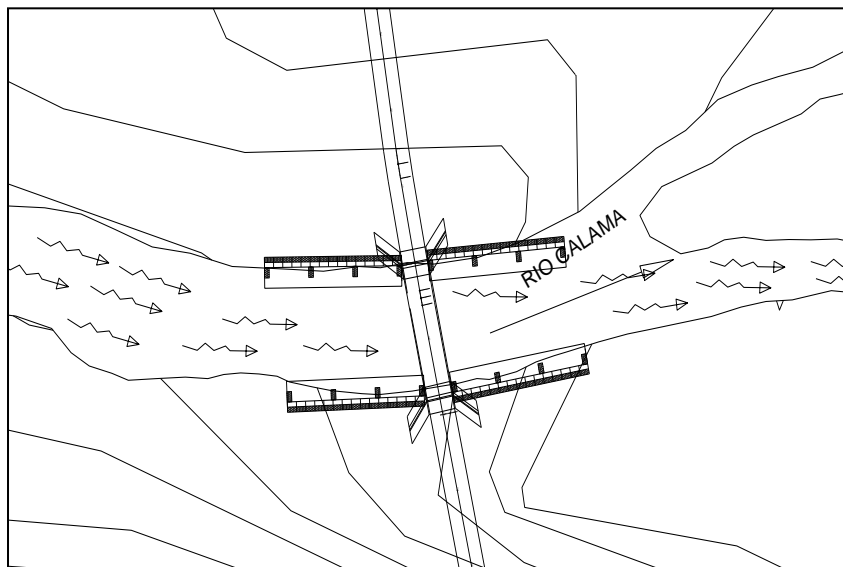
3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO.

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

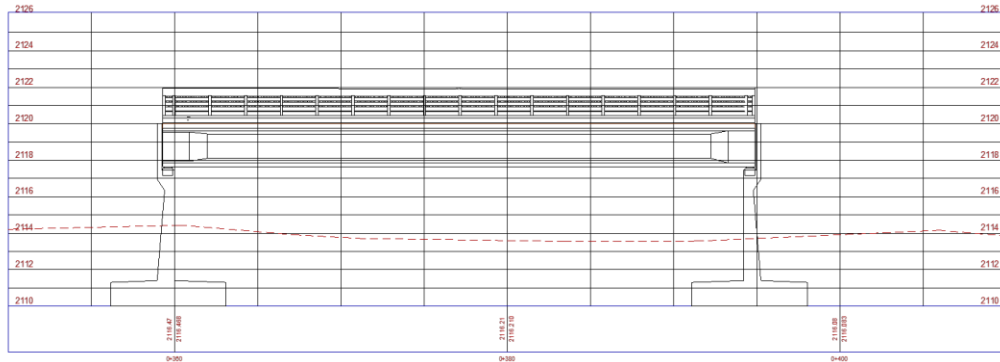
Resultó un levantamiento de 216 puntos que fueron procesados con un software de computador AutoCAD Civil 3d, generando curvas de nivel a cada metro y plasmados en planos. Ver (Anexo B1- H).

Figura (3.1).- Área cubierta por el levantamiento Topográfico



Fuente: Elaboración propia.

Figura (3.2).- Sección Transversal de Emplazamiento de Puente



Fuente: Elaboración propia.

3.2. ESTUDIO DE SUELOS.

Se realizó el estudio del suelo en la Laboratorio externo Empresa Consultora EOLO S.R.L. mediante dos perforaciones, obteniéndose resistencias de 2,45 y 3,0 kg/cm² mediante el ensayo de penetración normal SPT, para determinar las propiedades físicas mecánicas del suelo, dicho material corresponde a un tipo gravoso con escaso fino del cual se determinó tipo de suelo A-1 (a) según la clasificación AASHTO Ver (Anexo B.2).

Tabla 3.1 Resumen de resistencia portante del suelo

| Pozo | Zona | Profundidad | N | Resistencia |
|------|--------|-------------|------------|--------------------|
| N° | | m | Nro Golpes | Kg/cm ² |
| 1 | Calama | 3.30 - 3.75 | 14 | 2.45 |
| 2 | Jurina | 2.70 – 3.15 | 20 | 3 |

Fuente: Elaboración propia.

En el diseño se trabajó con una resistencia admisible de 2,45 kg/cm².

3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO.

Las características físicas se obtuvo con la ayuda de programa google earth, el tipo de cobertura con la que cuenta la zona el coeficiente de escorrentía C y la forma de la cuenca, para el procesamiento de los datos se utilizó el software AutoCAD Civil 3d, el perfil las secciones transversales en tres puntos para la determinación del tirante máximo y caudal máximo, con la ayuda del software Microsoft Excel 2010 para el procesamiento de datos. Ver (Anexo B.3-B4).

- ✓ Presenta un área igual a 78.84 km^2 .
- ✓ El cuenca es de forma ovalo redonda.
- ✓ El río nace a una altura de 3834 m.s.n.m. y desciende hasta los 2112 m.s.n.m. con una pendiente de 0.086 m/m
- ✓ Se determinó que el Río Jurina tiene una sección con capacidad de llevar $307.94 \text{ m}^3/\text{s}$. en una crecida para un periodo de retorno de 200 años.
- ✓ Para un caudal de $307.94 \text{ m}^3/\text{s}$. Presenta un tirante máximo de 1.60 m.
- ✓ Cota NAME 2116,31 m.s.n.m.
- ✓ Cota mínima de ubicación de la parte inferior de la viga 2117.81 m.s.n.m. asumiendo una altura de revancha mínima de 1.5 metros.
- ✓ Cota lecho del rio 2113.69 m.s.n.m.
- ✓ Cota de fundación de estribos 2110.16 m.s.n.m.

3.4. ESTUDIO DE SOCAVACIÓN.

Para la determinación de la profundidad de socavación general, como también la socavación localizada en estribos se realizó por diferentes métodos empíricos como se muestra a continuación.

Para el procesamiento de los datos se realizó con la ayuda del software Microsoft Excel 2010

Socavación General

Tabla 3.2. Socavación General

| MÉTODO | H | Ys | UNIDAD |
|----------------------|------|------|--------|
| RICHARDSOM Y DAVIS | 3,81 | 2,18 | m |
| LISCHTVAN - LEVEDIEV | 4,21 | 2,61 | m |
| LACEY | 3,67 | 2,04 | m |

Fuente: Elaboración propia.

Socavación Local En Estribos

Tabla 3.3. Socavación localizada

| MÉTODO | H | Ys | UNIDAD |
|-------------------|------|------|--------|
| LAURSEN | 3,77 | 2,17 | m |
| FROEHLICH EN 1987 | 3,20 | 1,60 | m |

Fuente: Elaboración propia.

H= Altura de socavación medida desde el lecho del río hasta el tirante máximo en (m).

Ys= Altura de socavación medida desde el lecho del río (m).

Para asegurar la estabilidad de los elementos de la infraestructura del puente estos se diseñaran con la altura de socavación general de 2.61m determinada por el método de

Lischtvan Levediev, por ser el valor más crítico de entre todos los métodos y tipos de socavación. Ver (ANEXO B.5.).

3.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA.

El presente diseño estructural se lo realizo en base a la norma AASHTO LRFD 2004 para los tipos y factores de carga.

Para el diseño de la armadura de los elementos de superestructura e infraestructura de H°A° se utilizó las fórmulas de la norma ACI 318S-05

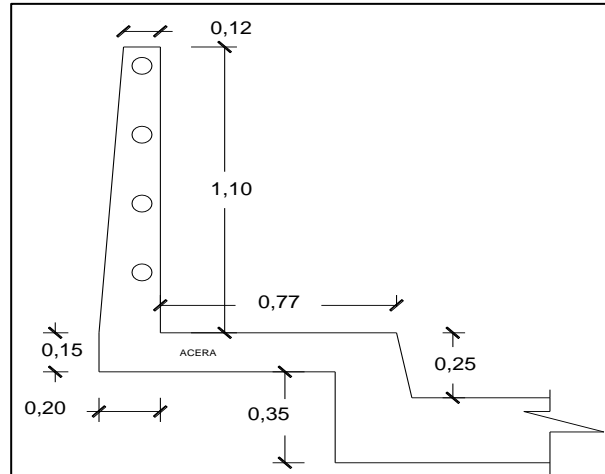
3.5.1. Diseño de Barandado.

Para el diseño geométrico del barandado se tomó referencia del barandado Tipo Peatonal, baranda construida con pasamanos de Tubo Galvanizado y postes de hormigón armado con una altura de 1,10 m.

Los postes se distribuyeron con una separación de 2 metros a manera de reducir el peso o carga que éste ocasiona; sin embargo, cerca de los extremos se redujeron un poco las separaciones de manera que los postes queden distribuidos de forma tal que se tenga un poste al comienzo y al final del barandado.

Solicitaciones de diseño resultantes por el peso propio DC y cargas vivas:
momento $M_u = 430.74 \text{ kg}\cdot\text{m}$ y cortante $V_u = 419.22 \text{ kg}$. Ver (Anexo C-H).

Figura (3.3.). Geometría del Barandado:



Fuente: Elaboración propia.

3.5.2. Diseño de Vereda y Bordillo.

Las veredas se diseñaron con una ancho libre para el paso peatonal de 0.77 m con un espesor de losa 0.15 m, ubicadas a ambos lados de la calzada del puente, éstas están diseñadas para resistir las cargas actuantes de carga muerta y cargas vivas como ser la del camión de diseño, la fuerza de choque vehicular producido por el camión de diseño y sobrecarga peatonal. Ver (Anexo C - H).

Solicitaciones de diseño resultantes por el peso propio DC y cargas vivas:

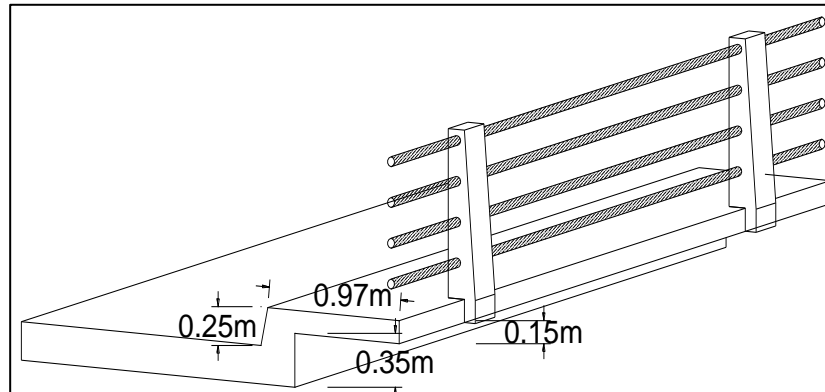
Vereda

Momento $M_u = 1091,77 \text{ kg}\cdot\text{m}$ y cortante $V_u = 3648,88 \text{ kg}$.

Bordillo

Momento $M_u = 1509,61 \text{ kg}\cdot\text{m}$ y cortante $V_u = 1337,92 \text{ kg}$.

Figura (3.4).- Geometría Acera Peatonal y bordillo:

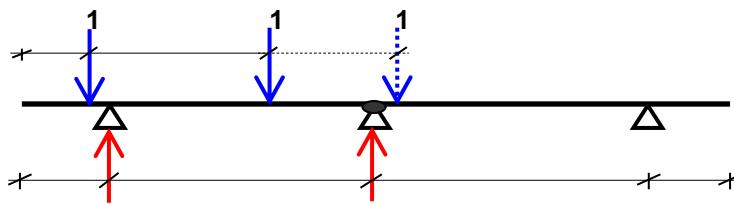


Fuente: Elaboración propia.

3.5.3. Número y separación de Vigas.

El número de vigas se determinó tomando en cuenta las recomendaciones dadas de acuerdo con la NORMA AASHTO LRFD 2004, con la cual se determinó un número de vigas igual a 3. Y una separación entre vigas calculada a través del uso de la fracción de carga, resultando una separación de 2.7 m. Entre vigas quedando un volado de 0,95 m en ambos extremos. Ver (Anexo C - H).

Aplicando ley de momentos a $L/2$ tenemos que:



$$\sum M_{\text{apoyo_int}} = 0$$

$$1 * (s + a - 0.6) + 1 * (s + a - 0.6 - 1.8) = fe * s$$

$$fe = \frac{2 * s + 2 * a - 3}{s}$$

$$2*s+2*a=7.30m \dots (1)$$

$$a = \frac{7.30 - 2 * s}{2} \dots(2)$$

Como:

$$f_i = f_e = 0.596*S$$

Por lo tanto:

Separación de vigas $S = 2.69 \text{ m}$

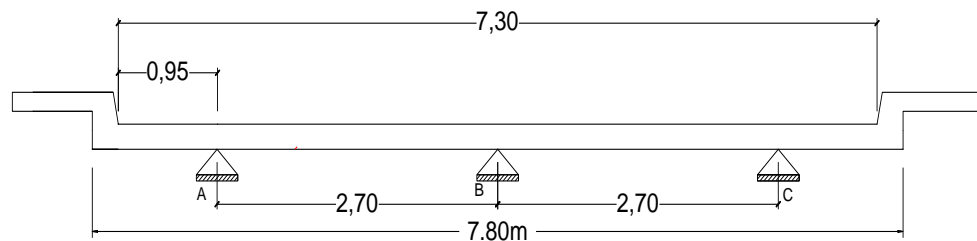
Entonces asumimos una separación entre vigas de :

Adoptamos $S = 2.70 \text{ m}$

Por lo tanto $a = 0.95 \text{ m}$

Nº de vigas $N^\circ = 3$

Figura (3.5.). Separación de vigas:



Fuente: Elaboración propia

3.5.4. Diseño de Losa de Hormigón Armado.

La losa del puente se diseñó con un espesor de 0.25 m, dimensión que cubre todas las exigencias de norma, además abarca una calzada de dos vías de tráfico de un ancho total y mínimo de 7,3 m con una longitud total de 35.6 m.

Encima de esta losa se dispuso una capa de rodadura de pavimento flexible de 5 cm de espesor que forma un desnivel con la vereda de 0.25 m.

La losa de tablero estará sometida a cargas por peso propio como también de las cargas vivas como ser sobrecarga vehicular, sobrecarga peatonal y accesorios.

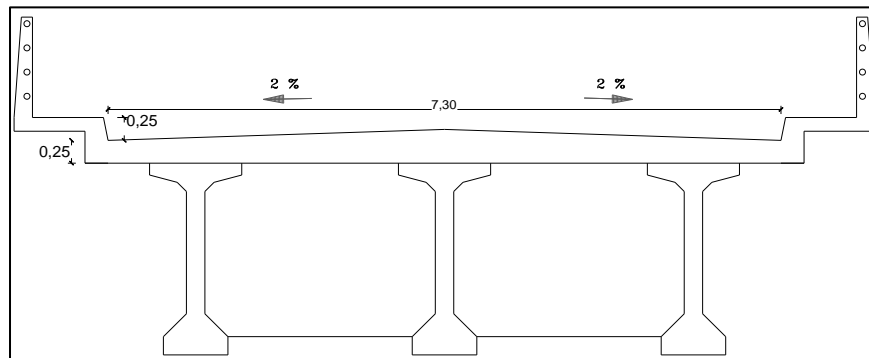
Ver (Anexo C-H).

Tabla 3.4. Resumen de solicitaciones

| Solicitaciones de diseño para la losa exterior e interior | | |
|---|----------|------|
| (-M) = | -5341,62 | kg*m |
| (+M) = | 4342,40 | kg*m |
| (V) = | 10434,39 | kg |

Fuente: Elaboración propia.

Figura (3.6.). Geometría y características de losa



Fuente: Elaboración propia.

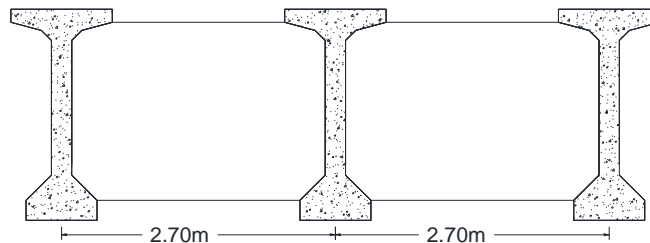
3.5.5. Diseño de Diafragmas de Hormigón Armado.

Las vigas diafragma se diseñaron lo más rígidas posibles monolíticas con el tablero. Estas vigas fueron distribuidas de forma transversal a lo largo del puente con separaciones de 8.9 m, con una altura de 1,90 m y un ancho de 0,25 m.

Ver (Anexo C - H).

Solicitaciones de diseño (-M) = 642,5 kg*m ; (+M) = 38695 kg*m ; (V) = 29624 kg

Figura (3.7.). Geometría y características de diafragma



Fuente: Elaboración propia.

3.5.6. Diseño de Vigas de Hormigón Pretensado con Armaduras Postesas.

Las vigas de Hormigón pretensado con armaduras postesas tienen una longitud de 35.6 m la sección de la viga a diseñar será la sección I tipo AASHTO LRFD 2004 la altura de viga se determinó comparando los valores obtenidos según Belmonte y la norma AASHTO LRFD 2004 Belmonte recomienda la $H=L/16$ con la cual se determinó una altura de 2,30 m y según la norma AASHTO LRFD 2004 $H > 0.045 L$ dándonos una altura aproximada de 1.8, altura asumida para el diseño $H = 2,10$ m.

Según Nilson y la longitud total de la viga se asumió la sección tipo VI para el diseño de la viga. Ver (Anexo C - H).

Número de vigas = 3 vigas de longitud 35.6 m

La fuerza de postesado teórica total es igual a 708.000 kg.

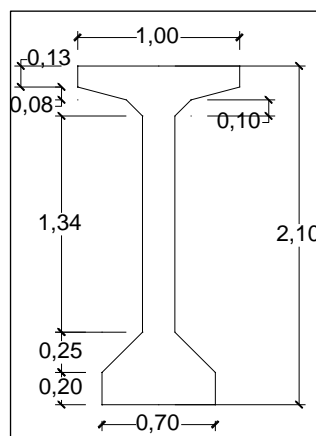
Número de vainas = 3 vainas de 12 torones G 270. Tipo PROTENDE

Pérdidas de pretensado asumido= 20%

Pérdidas de pretensado calculado = 20.13 %

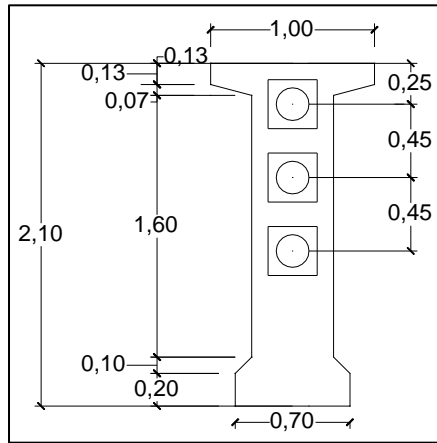
Tipo de anclaje = 18 piezas tipo MTC 12T

Figura (3.8.). Geometría de la Viga Postesada en centro luz:



Fuente: Elaboración propia.

Figura (3.9.). Geometría de la Viga Postesada en apoyos:



Fuente: Elaboración propia.

Figura (3.10.). Anclaje PROTENDE



Fuente: Catalogo PROTENDE.

Figura (3.11.). Propiedades de torones PROTENDE

D

ANCORAGEM "MTC"

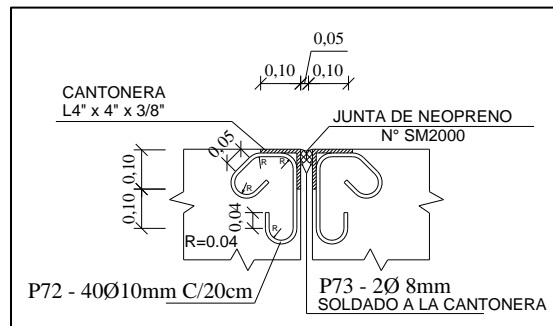
| Tipo | Placa | Funil | Bloco de Ancoragem | | Fretagem (Aço CA-25) | | | |
|-------------|-------|-------|--------------------|------|----------------------|------|------|------|
| | A mm | B mm | C mm | D mm | E mm | F mm | G mm | H mm |
| 4 MTC 12.7 | 150 | 200 | 100 | 45 | 200 | 50 | 140 | 10 |
| 6 MTC 12.7 | 180 | 200 | 120 | 50 | 200 | 50 | 170 | 10 |
| 7 MTC 12.7 | 190 | 200 | 127 | 50 | 250 | 50 | 180 | 10 |
| 8 MTC 12.7 | 210 | 250 | 139 | 50 | 300 | 50 | 190 | 10 |
| 9 MTC 12.7 | 220 | 250 | 152 | 55 | 300 | 50 | 200 | 10 |
| 10 MTC 12.7 | 240 | 250 | 165 | 55 | 300 | 50 | 220 | 10 |
| 12 MTC 12.7 | 240 | 250 | 165 | 55 | 350 | 50 | 220 | 12 |
| 15 MTC 12.7 | 290 | 300 | 197 | 60 | 350 | 50 | 270 | 12 |
| 19 MTC 12.7 | 320 | 300 | 215 | 60 | 400 | 50 | 290 | 12 |
| 22 MTC 12.7 | 350 | 300 | 235 | 60 | 450 | 60 | 320 | 16 |
| 27 MTC 12.7 | 400 | 430 | 267 | 75 | 600 | 70 | 410 | 20 |
| 31 MTC 12.7 | 420 | 430 | 279 | 85 | 600 | 70 | 430 | 20 |
| | | | | | | | | |
| 4 MTC 15.2 | 170 | 200 | 110 | 50 | 200 | 50 | 160 | 10 |
| 6 MTC 15.2 | 210 | 250 | 140 | 55 | 300 | 50 | 190 | 10 |
| 7 MTC 15.2 | 230 | 250 | 146 | 55 | 350 | 50 | 210 | 12 |
| 9 MTC 15.2 | 260 | 250 | 175 | 60 | 350 | 50 | 240 | 12 |
| 12 MTC 15.2 | 300 | 250 | 197 | 60 | 400 | 50 | 280 | 12 |
| 15 MTC 15.2 | 340 | 300 | 222 | 60 | 450 | 50 | 310 | 12 |
| 19 MTC 15.2 | 380 | 300 | 247 | 70 | 500 | 50 | 350 | 16 |
| 22 MTC 15.2 | 420 | 350 | 267 | 75 | 600 | 70 | 430 | 20 |
| 27 MTC 15.2 | 450 | 370 | 292 | 85 | 650 | 70 | 470 | 20 |

Fuente: Catalogo PROTENDE.

3.5.7. Juntas de Dilatación.

Para las juntas de dilatación, con en el objeto de proteger los bordes se coloca tanto en el borde del estribo como en la losa del puente, fierro metálico angular de 4"x4"x3/8" en combinación de barras de acero de 10 mm de diámetro cada 20 cm, además se debe rellenar la rendija de 5 cm con material flexopreno para evitar que partículas de tierra perjudiquen la dilatación del hormigón. Todas los componentes de la junta de dilatación no tienen diseño alguno inclusive en algunos libros ya sólo se recomiendan dimensiones. Ver (Anexo H).Planos

Figura (3.12.).- Detalle de la Junta de Dilatación:



Fuente: Elaboración propia.

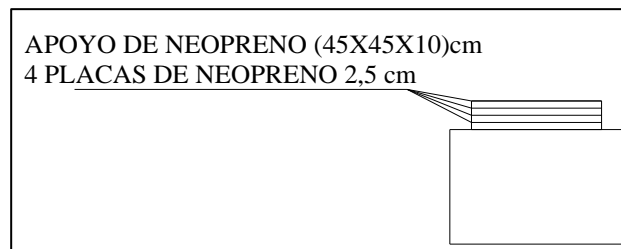
3.6. DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA.

3.6.1. Diseño Apoyos de Neopreno.

Siguiendo el procedimiento que propone el libro de “Belmonte” se determinó el uso de apoyos de neopreno compuestos con planchas metálicas.

Los apoyos determinados son de dimensiones de 0.45x0.45x0.1 m. Ver (Anexo C-H).

Figura (3.13.)- Detalle del apoyo de neopreno:

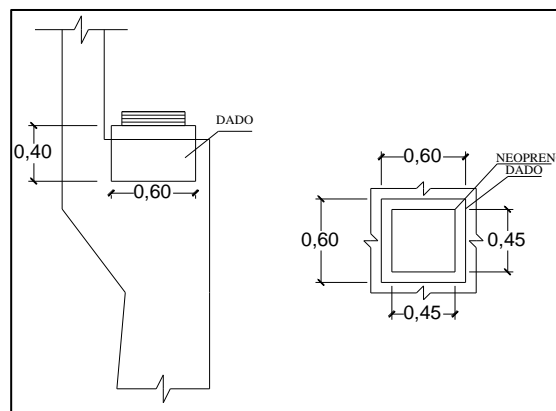


Fuente: Elaboración propia.

3.6.2. Diseño de dados.

Los dados tienen un área de apoyo de 0.60x0.60m con una altura sobresaliente de 0.10m. Ver (Anexo C-H).

Figura (3.14.)- Detalle Dado de apoyo:



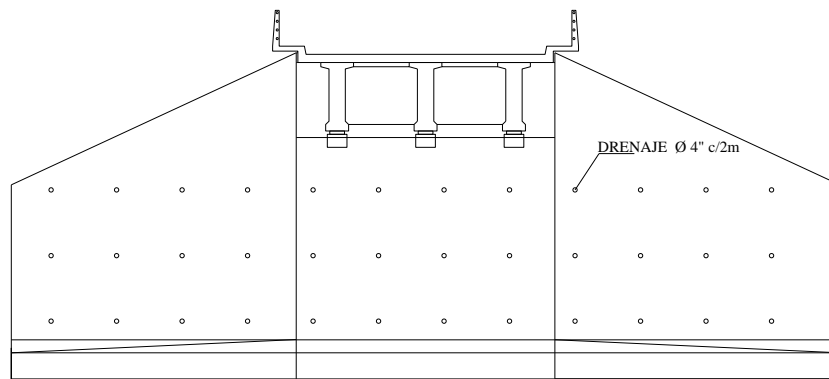
Fuente: Elaboración propia.

3.6.3. Diseño de Estribos.

De la variedad de tipos de estribos aquí se empleó el estribo con aleros ya que es más conveniente para la retención del relleno de la plataforma de acceso para la estructura.

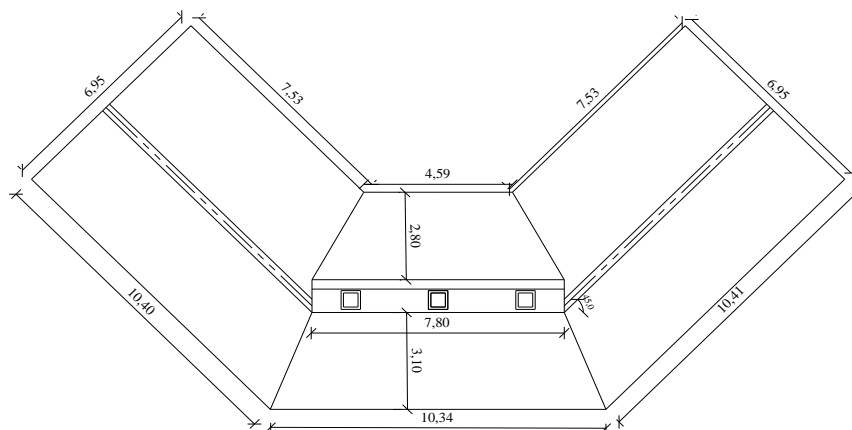
Los estribos tienen una altura total de 10.0 m, y un alero de 10m. a 7m., con barbacanas de tubo PVC de diámetro 4 pulgadas para el drenaje con una separación de 2m diseñados con zapatas de 1.40 m de altura esta geometría cumple las condiciones de estabilidad, vuelco y deslizamiento para el lugar donde será emplazado, esfuerzo admisible del terreno $\sigma_{\text{suelo}} = 2.45 \text{ kg/cm}^2$. Ver (Anexo C-H).

Figura (3.15.). Elevación del Estribo Tipo:



Fuente: Elaboración propia.

Figura (3.16.).- Vista en Planta del Estribo Tipo:

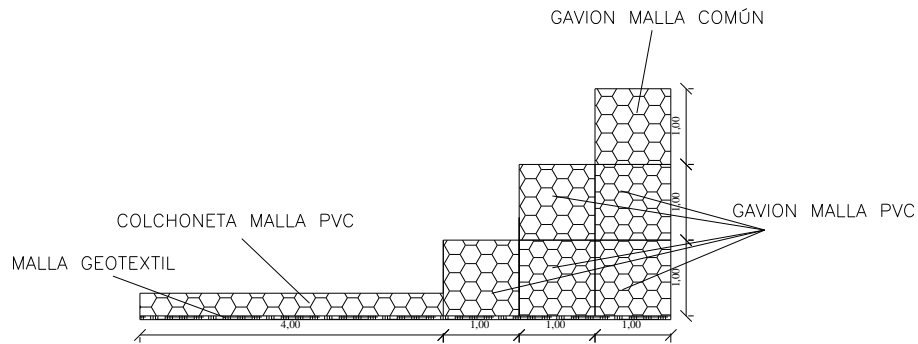


Fuente: Elaboración propia.

3.6.4. Diseño de Gaviones.

Se empleó gaviones tipo caja, con espigones y colchoneta para la protección de la infraestructura como también la erosión de los márgenes del río. Ver (Anexo C-H).

Figura (3.17).- Vista lateral muro de contención tipo gavión:

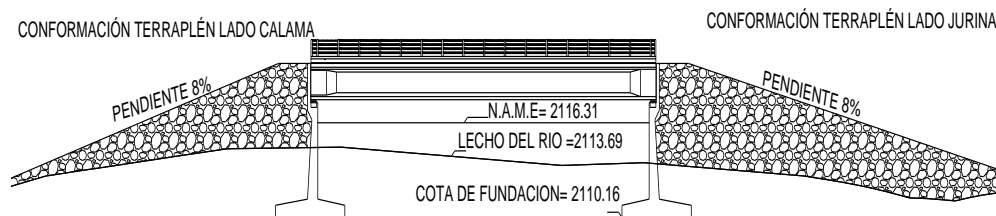


Fuente: Elaboración propia.

3.6.5. Terraplén de accesos.

Según la topografía que presenta el lugar de emplazamiento el acceso de ingreso y salida del puente, según la norma de carreteras la pendiente máxima permisible 10 % pendiente asumida de 8% para garantizar la visibilidad del conductor y por ser un ingreso de puente. Ver (Anexo H).

Figura (3.18.). Vista longitudinal



Fuente: Elaboración propia.

3.7. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Se desarrollaron 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 para los aceros estructurales ver (Anexo E).

3.8. CÓMPUTOS MÉTRICOS.

Los cálculos métricos se presentan en el (Anexo F).

3.9. PRECIOS UNITARIOS.

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, en los cuales se consideraron lo siguiente: ver (Anexo F).

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.
4. Gastos generales y administrativos, 15% de 1+2+3.
5. Utilidad, 10 % de 1+2+3+4.
6. Impuestos IT, 3.09 % de 1+2+3+4.
7. Total precio unitario, la suma de 1+2+3+4+5+6.

3.10. PRESUPUESTO.

El presupuesto se realizó aplicando el software PRESCOM 2010 con el cual se determinó el monto total: ver (Anexo F).

Total 4.029.504,38 bs

Cuatro millones veintinueve mil quinientos cuatro 38/100 Bolivianos.

Precio por metro 16.169,76 \$us

Diesiseis mil ciento sesenta y nueve 76/100 Dolares

3.10. CRONOGRAMA.

Se desarrolló una programación mediante el método del diagrama de Gantt, se estimó un tiempo de ejecución de la obra:

Ver (Anexo F).

Tiempo = 292 días calendario.

CAPITULO IV

4. APORTE ACADÉMICO.

4.1. Definiciones.

4.1.1. Hormigón pretensado.

Estructura o elemento de hormigón pretensado se considera a aquel elemento que se somete, antes de su puesta en servicio, a acciones de pretensado, permanentes y creadas artificialmente que se componen con las acciones directas o indirectas.

En el hormigón pretensado, el hormigonado se efectúa después de haber tesado y anclado provisionalmente las armaduras sobre una base fija. Cuando el hormigón ha fraguado y adquirido la suficiente resistencia, se liberan las armaduras de sus anclajes provisionales, y por adherencia, se transmite al hormigón la fuerza previa introducida en dichas armaduras.

En el hormigón pretensado con armaduras postesas, se hormigona primero la pieza, disponiendo en ella conductos o vainas para alojar las armaduras activas, que se tesan y anclan cuando el hormigón ha adquirido la resistencia suficiente.

4.1.1.1. Ventajas de hormigón pretensado.

- ✓ Brinda un mejor comportamiento bajo cargas de servicio.
- ✓ Los elementos pretensados logran ser eficientes y esbeltos utilizando menos material que otros procesos constructivos.

4.1.1.2. Desventajas de hormigón pretensado

- ✓ El diseño de los elementos estructurales es más complejo y especializado.
- ✓ El control que se debe ejercer para su ejecución es más intenso en comparación de un hormigón armado común.
- ✓ El control de materiales para un hormigón pretensado es más exigente que para un hormigón armado convencional.

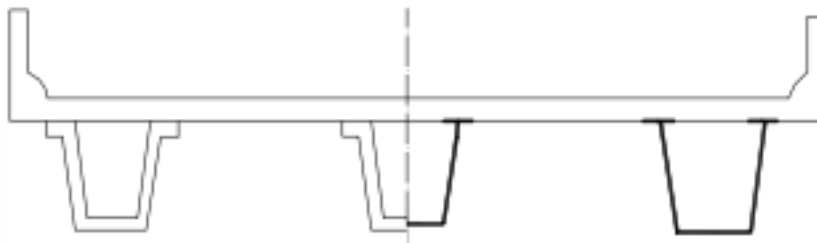
4.2. Vigas de H°P°.

Están constituidas por vigas longitudinales, las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura y a través de ella al terreno de fundación.

4.2.1. Sección tipo cajón.

Entre las ventajas principales de estos elementos, podemos citar su ligereza dada la eficiencia de la sección y su buena capacidad para resistir

Fig.4.1. Sección transversal puente de vigas tipo cajón



Fuente: Norma AASTHO LRFD

4.3. Estribos.

Los estribos están constituidos por partes. La primera denominada meso estructura, está constituida por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas. La segunda denominada infraestructura, que es la fundación del estribo y la encargada de transmitir las cargas de terreno.

4.4. Objetivo.

El presente trabajo pretende que los universitarios que se encuentren en el desarrollo de un proyecto de puentes, o tengan la necesidad de realizar el diseño estructural de una viga de H°P° y estribo de H°A° tengan una herramienta de fácil comprensión, y basada en las normas que se utilizan en nuestro medio.

4.5. Alcance del aporte.

El aporte académico para el presente trabajo comprenderá la elaboración de planillas realizadas mediante el software Microsoft Excel 2010 las cuales se hará entrega en forma digital, el análisis de la viga de H°P° está limitada hasta la determinación de la fuerza de pretensado y las perdida Ver anexo G

- ✓ Planilla de Excel para el diseño viga de H°P°.
- ✓ Planilla de Excel para el diseño de estribo de H°A°.

4.6. Norma De Diseño.

Para la realización de las planillas de diseño se hizo uso de la norma de AASHTO LRFD 2004 de la cual se extrajo información para el pre dimensionamiento de algunos elementos que comprenden la superestructura como también, cargas muertas, vivas, sobrecargas de diseño, sobrecarga peatonal y los factores de carga, para la determinación de armaduras de elementos de H°A° se utilizará la norma ACI 318S -05.

4.7. Conclusiones y Recomendaciones Del Aporte Académico

4.7.1. Conclusiones.

- ✓ Cada elemento estructural esta analizado y diseñado independientemente bajo consideraciones particulares para cada uno tanto de carga como de diseño
- ✓ Las cargas y factores de carga están basadas en la norma AASHTO LRFD 2004, para el diseño de las armaduras de los elementos de H°A° se los realizo con la norma ACI 318S – 05.
- ✓ Se elabora una herramienta didáctica para el cálculo de las vigas de H°P° y estribo de H°A° usando el programa Microsoft Excel 2010 estando a disposición de la comunidad universitaria.

4.7.2. Recomendaciones.

- ✓ Se recomienda tener cuidado en la introducción de los datos los cuales deberán estar en la misma unidad que se muestra en las planillas para evitar errores en el cálculo.
- ✓ Es importante que el proyectista antes de realizar el diseño de este tipo de estructura evalúe la topografía del lugar, tirante máximo de aguas, para lograr la luz de cálculo adecuada para el tipo de puente a diseñar
- ✓ Para la planilla de cálculo de estribo se deberá verificar las condiciones y cambiar la sección hasta que satisfaga las condiciones de estabilidad.

4.8. Conclusiones y Recomendaciones.

4.8.1. Conclusiones.

- ✓ Con los resultados obtenidos de los estudios de suelos, topográfico, hidrológico e hidráulico.), se determinó el diseño de un puente de vigas de hormigón pretensado de 35.6 m. de longitud de un solo vano.
- ✓ Una vez analizada la topografía que presenta el lugar de emplazamiento se determinó realizar el emplazamiento de la estructura a 160 metros aguas arriba del eje del camino antiguo para evitar la erosión y socavación que produciría la bifurcación existente.
- ✓ Una vez concluido el ensayo de suelos, se determinó una capacidad portante del terreno 2,45 kg/cm²
- ✓ El tiempo aproximado de ejecución de la estructura será de 292 días calendario.

4.8.2. Recomendaciones.

- ✓ Se recomienda la aplicación de la sección I para el diseño de la viga de H°P°, por ser más económica y su tiempo de ejecución es menor en comparación a otra sección.
- ✓ Se recomienda la aplicación de muros de contención del tipo gavión, para garantizar la estabilidad en ambos márgenes del río y ser una estructura que genera menor daño ambiental.
- ✓ Se recomienda la ejecución del terraplén de ingreso y/o salida de la estructura con una pendiente menor a la máxima permisible recomendada en el “Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras”.