

1 CAPÍTULO I. PRESENTACIÓN DEL PROYECTO

1.1 ANTECEDENTES.

Una de las políticas que el Gobierno Departamental de Tarija impulsa es la vinculación caminera, ya que facilita la circulación de vehículos, transporte de productos, turismo, reducción de los tiempos de viaje conllevando a muchas otras ventajas que tienen un efecto multiplicador en la economía regional.

En la actualidad en el departamento se están realizando proyectos de mejoramiento de rutas mediante el diseño y asfaltado de carreteras como es el caso de la construcción del asfaltado Ruta D602 Tramo: CR.RT.D603 (Canasmoro) – Río Pilaya. Las regiones más apartadas de los centros de consumo, sólo podrán lograr su desarrollo por medio de vías de comunicación que permitan el acceso seguro y transitable en toda época del año.

La Ruta D602 Tramo: CR.RT.D603 (Canasmoro) – Río Pilaya en la progresiva 8+640 aproximadamente cruza por el río Carachi Mayu donde existe un desnivel considerable creando la necesidad de una obra civil para salvar el accidente topográfico.

1.2 El problema.

A continuación se presenta el análisis del problema que el presente estudio pretende solucionar, o aportar una herramienta que permita llegar a la solución del mismo.

1.2.1 Planteamiento.

De acuerdo con la información obtenida del SEDECA-Tarija, el diseño geométrico del tramo pasa sobre el río Carachi Mayu que es un afluente al río Guadalquivir, específicamente en la progresiva 8+640 generando una problemática al proyecto ya que se requiere unir los dos puntos comprometidos mediante alguna obra de ingeniería civil.

Es así que se pueden identificar claramente las tres variables más importantes que intervienen en el problema, éstas son:

- Ruta vehicular y peatonal definida.

- Depresión topográfica profunda (Aprox. 17.7m).
- Solución deficiente por parte del SEDECA.

En función a estas variables está el problema en estudio, el caudal transportado por el cauce no es una variable de relevancia ya que en los tiempos de lluvia es elevado, pero su tirante máximo no llega a cubrir la depresión en la zona, la cual no permitiría la circulación vehicular y peatonal, se determinará la alternativa de solución al problema, teniendo como ideas principales:

- Puente vehicular-peatonal
 - Puente Hormigón
 - Puente de hormigón reforzado.
 - Puente de hormigón preesforzado.
 - Puente con arco de sustentación
 - Puente metálico
 - Puente reticulado.
 - Puente mixto (hormigón-metálico)
 - Puente de cable.
 - Puente atirantado.
 - Puente colgante
- Badén
- Desvío del trazo de la ruta.

A consecuencia de los hechos que vienen aconteciendo en la zona, se generarán situaciones que afectan directamente a la población que transita la ruta, generando una serie de conflictos sociales:

- Perjuicio a los usuarios de la vía, si no se define una alternativa de solución al problema, provocará pérdidas económicas ya que los usuarios no podrán transportar productos de comercio agrícola a los centros de abastecimiento de manera rápida y segura.
- Aumento de los tiempos de viaje, al obligar al usuario usar la ruta antigua, la cual es de tierra simplemente y no cumple en su diseño con radios de giro adecuados.

1.2.2 Formulación.

Como ya se indicó el tramo cuenta con diseño geométrico establecido, podemos descartar una de las alternativas de solución como lo es el desvío del trazo de la ruta, por su inviabilidad por el gasto económico que se impondría al tratar de cambiar el trazo a una ruta lo que conllevaría a un nuevo estudio y la realización de nuevos levantamientos topográficos.

La construcción de un badén es prácticamente inviable ya que se tendría que bajar la rasante del diseño, generando mayores volúmenes de excavación en roca y pendientes elevadas que no cumplirían la normativa vigente.

En consecuencia se establece como alternativa de mayor viabilidad, el diseño y construcción de un puente vehicular-peatonal.

1.2.3 Sistematización.

Es necesario realizar un análisis de alternativas, el planteamiento estructural está en función a las características del lugar de emplazamiento, pudiendo utilizar para esta causa una variedad de materiales de construcción como lo son: Hormigones (reforzados o preesforzados), metálicos, o estructuras mixtas (hormigón-metálico).

Por razones que en la carretera se tienen definidos la construcción de otros puentes y que éstos son de material hormigón para poder aprovechar los materiales, equipo y personal que ejecutará el puente, se elimina la posibilidad de un puente metálico o mixto.

Del estudio realizado en el Servicio Departamental de Caminos se determinó una luz del puente de 32.3 metros, por lo que el uso de un puente de vigas de hormigón preesforzadas proponen un solución razonable (en lo que a superestructura), puesto que en nuestro país es muy común el empleo de este tipo de superestructura para puentes de similar longitud.

Por motivos de que el Servicio Departamental de Caminos, desarrollo el diseño de esta alternativa de diseño y por razones académicas, se realiza el estudio y diseño del puente vehicular-peatonal, desarrollando la alternativa de un puente en arco de hormigón

armado, el presente documento se realizará el diseño del puente usando el esquema estructural de un arco con tablero superior, esto porque en el lugar se evidencia un entorno de roca para la fundación; y se realizará la comparación entre ambos diseños, el que realiza SEDECA (puente con vigas preesforzadas) y el que se propone en el presente documento, mediante un análisis de precios y del aspecto ambiental y técnico.

El problema con la solución planteada por el SEDECA son los enormes terraplenes conllevando al movimiento de material seleccionado para conformación de la plataforma, del diseño geométrico y con los taludes planteados por el SEDECA se observó que se presentan alturas de relleno de más 8.75 metros, con áreas afectadas por el terraplén de más de 49 metros de ancho vista en planta, por lo que el volumen necesario es enorme. Más adelante se realizará una cuantificación de este volumen.

1.3 Objetivos.

A continuación indican los objetivos generales y específicos que se pretende alcanzar con el estudio.

1.3.1 Objetivo General.

Análisis, diseño y comparación técnico-económica y ambiental del puente vehicular en arco de hormigón armado, sobre el río Carachi Mayu en la Ruta D602 Tramo: CR.RT.D603 (Canasmoro) – Río Pilaya, con el diseño de un puente en el mismo sitio realizado con vigas preesforzadas por el SEDECA.

1.3.2 Objetivos específicos.

- Plantear una solución alterna al propuesto por el SEDECA.
- Comprender el funcionamiento estructural de los puentes de arco con tablero superior, mediante el estudio de bibliografía.
- Determinar la geometría de arco que más se adecúa para optimizar los materiales.
- Realizar el estudio hidrológico de toda la cuenca de aporte del río Carachi Mayu.
- Analizar estructuralmente la superestructura de un puente en arco de hormigón armado, con la ayuda del programa estructural CSI Bridge v.15, realizando así una memoria de cálculo.

- Realizar el estudio y diseño a detalle de hormigón armado para la superestructura e infraestructura del mismo.
- Determinar los costos del proyecto, mediante la elaboración de los cálculos métricos y análisis de precios unitarios.
- Realizar la comparación económica, técnica y ambiental entre el tipo de puente de vigas preesforzadas diseñado por el SEDECA y el planteado en el presente trabajo.

1.4 Justificación.

La planificación de vías de comunicación como alternativa de mejoramiento económico, es indispensable en toda región por el impacto que éstas producen en el desarrollo de los pueblos, por la incidencia que representa el transporte en el costo de los productos y en la conservación de los mismos, lo que se hace notable bajo la influencia del mejoramiento o construcción de una vía de acceso que permita mejorar la educación, economía, salud, etc.

1.4.1 Académica, técnica.

La razón por la cual se realiza el presente proyecto es profundizar y articular todos los conocimientos adquiridos en la formación académica, en el diseño estructural de un puente en arco de hormigón armado con tablero superior. Razón que argumenta el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del proyecto, por lo cual la parte técnica del proyecto deberá cumplir las expectativas del postulante como también del tribunal calificador, que mediante su visto bueno será presentado a la entidad patrocinante (SEDECA) para que pueda ser tomada en cuenta como alternativa para su construcción.

1.4.2 Social.

Con la realización del presente proyecto se pretende resolver el problema que ocasiona la depresión en el río Carachi Mayu, logrando así una solución económicamente justificable por lo siguiente: Permitir la transitabilidad del tráfico vehicular y peatonal constante y permanente en cualquier época del año por la nueva ruta. Se optimizarán los tiempos de transporte y se logrará una rápida atención a las demandas tanto en

comunicación, salud, educación y otras necesidades que la población beneficiada así lo requiera. Por otra parte la capacidad turística del sitio es alta, al presentar paisajes hermosos y fuentes de recreación, el río cuenta con “posas” calmadas y rápidas que le dan un atractivo especial.

1.4.3 Ambiental.

El desarrollo del proyecto pretende evitar y mitigar en tanto y cuanto sea posible los efectos adversos que se desarrolla en la construcción de esta obra civil, haciendo que esta interactúe con el medio ambiente, el más grande de los impactos que se puede provocar con esta obra son los terraplenes y la destrucción de la vegetación de la zona, con la alternativa se pretende reducir substancialmente el terraplén.

1.5 Alcance del proyecto.

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

1.5.1 Planteamiento y análisis de alternativas estructurales.

La elección de la alternativa estructural es tarea ardua del ingeniero proyectista ya que de esta decisión dependerá en gran manera la buena resolución del problema, existen muchas variables a considerar como lo son: los materiales, esquema estructural, la ubicación o emplazamiento el tipo de carretera, y su diseño geométrico y por su puesto la estética que la obra brinda al sitio de emplazamiento.

1.5.1.1 Materiales.

En la elección de los materiales sobresalen los que se usan frecuentemente al encarar construcciones de puentes como lo es el hormigón armado o en su caso el hormigón preesforzado, que en su composición son prácticamente los mismos, conformados por materiales pétreos (arena, grava o gravilla) y el material aglomerante como lo es el cemento Portland, que mezclados se forman hormigones de diferentes resistencias a la compresión. Los aceros que se usarán son los aceros de construcción corrugados para la armadura a flexión en el caso de HoAo y de la armadura pasiva en HoPo (Ver 3.1.2.).

1.5.1.2 Esquema estructural.

El esquema estructural para el presente proyecto será de puente arco como propuesta del estudiante, un análisis de las alternativas de solución que reduzcan terraplenes en el diseño del Servicio Departamental de Caminos.

1.5.1.3 Ubicación o emplazamiento y diseño geométrico de la carretera.

La ubicación del proyecto es fijada por el diseño geométrico de la ruta, donde se sigue la normativa vigente de la ABC para Bolivia y la cual está definida por el SEDECA en la progresiva 8+640.

Dentro de las características de este emplazamiento se puede, mediante la topografía del sitio y de la rasante determinar aproximadamente la longitud a salvar, que en este caso es de 32,30 metros, para una altura de depresión de 17,70 metros (Fuente.- SEDECA).

Por referencia al SEDECA y al estudio de suelo realizado del sitio de emplazamiento se determinó que se trata de un suelo de roca vista, donde la sección del río es muy reducida, por lo que hace suponer un buen suelo de fundación en el mismo (ver anexo estudio de suelos).

Cabe mencionar que la rasante del proyecto está muy por encima del perfil de terreno, lo que indica una gran cantidad de terraplén, este hecho se analizará más adelante en el análisis de alternativas, para poder dar con la más recomendable.

1.5.2 Aporte académico del estudiante.

El aporte académico que se realiza en sí, es la realización del diseño de un puente en arco con tablero superior, observar el comportamiento estructural que este presenta, realizando el análisis estructural del arco, y comparación económica, técnica y ambiental entre dos tipos de alternativas para salvar la depresión del río Carachi Mayu.

1.6 Localización.

Se ubica geográficamente en el departamento de Tarija el mismo que se encuentra al sur de del país, cuenta con una superficie de 37623,00 Km², está constituido por seis provincias: Cercado, Méndez, Avilés, Arce, O'Connor y Gran Chaco.

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

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

El Sitio de emplazamiento del puente en estudio se encuentra en la nueva Ruta D602 Tramo: CR.RT.D603 (Canasmoro) – Río Pilaya en su progresiva 8+640 aproximadamente, esta ruta pasa por la comunidad de Carachi Mayu Centro, comunidad que se encuentra en la primera sección de la provincia Méndez del departamento de Tarija – Bolivia.

Las coordenadas a la que se encuentra el puente específicamente es: 21°18'31.93"S, 64°43'34.14"O y a una altura de 2225m/s/n/m.



Figura 1 Ubicación geográfica del proyecto

1.7 Información socioeconómica relativa al proyecto.

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

1.7.1 Aspectos demográficos.

- **Población del área de influencia.**

La población beneficiada está constituida por familias e individuos que se servirán del proyecto y se ubican en ambos lados del río Carachi Mayu y se ven dificultados de transportarse y trasladar su producción a los mercados de consumo ya que no existe un camino adecuado para la buena circulación de camiones de gran capacidad. De ahí que la población beneficiaria directa alcanza a 520 personas aglutinadas en la comunidad. Pero de manera general la población beneficiaria será aquella que transite por la mencionada ruta.

- **Lenguajes que hablan.**

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

1.7.2 Aspectos económicos.

En cuanto a la economía de la gente al igual que el resto de los campesinos de nuestro departamento, son de escasos recursos que en su mayoría se dedican a la agricultura y ganadería en pequeñas cantidades al no contar con grandes terrenos para dichas actividades particulares.

- **Tenencia de tierra.**

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

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

- **Principales actividades económicas.**

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

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

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

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

1.7.3 Aspectos sociales.

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

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

1.8 Servicios básicos existentes.

- **Agua potable.**

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

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

En el caso de la comunidad de Carachi Mayu la misma cuenta con la instalación del sistema en su mayoría, pero las familias que se encuentran más dispersas no cuentan con este servicio ya que es complicado la instalación del sistema por lo cual los mismos tienen que dirigirse a la unidad educativa de la comunidad para proveerse de agua.

- **Alcantarillado sanitario.**

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

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

- **Electricidad.**

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

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

El área del proyecto la comunidad de Carachi Mayu cuenta con el servicio completo de energía eléctrica.

- **Educación.**

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

Pero es importante mencionar que la unidad educativa tiene una distancia considerable a los hogares de los estudiantes rurales por lo que los mismos deben recorrer grandes distancias para recibir educación.

- **Salud.**

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

2 CAPÍTULO II. INGENIERÍA BÁSICA DEL PROYECTO

2.1 Estudios topográficos.

Los estudios topográficos tienen como objetivosⁱ:

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

La información topográfica fue obtenida del SEDECA donde se realizó dicho estudio, cumpliendo los objetivos mencionados, en anexos se muestra los planos topográficos obtenidos, para motivos de verificación se procedió con la ayuda del GPS navegador corroborar las coordenadas del levantamiento topográfico coincidiera con las reales en la visita del sitio en estudio. (Ver anexo XI Planos a detalle)

De este estudio se determinaron muchos datos de gran importancia para el análisis de alternativas como también para realizar la elección de la que más se adecúe a los objetivos del presente proyecto, como por ejemplo, la depresión que se debe salvar, el perfil transversal del río en el sitio de estudio, junto con el estudio Hidrológico e Hidráulico determinar la posición óptima de los apoyos, como también proporciona la base para el diseño geométrico de la carreteera.

2.2 Estudios de hidrología e hidráulica.

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

ⁱ Manual de diseño de puentes M.T.C

El programa de estudio debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y nivel de riesgo consideradoⁱⁱ.

En el presente proyecto el estudio hidrológico e hidráulico comprendió en lo siguiente:

Las precipitaciones se obtuvieron del SENAMHI, las cuales nos permitieron realizar los estudios y aplicar métodos estadísticos para la obtención del caudal máximo.

Se seleccionó las estaciones más cercanas de similares características a la cuenca de aporte y se realizó el estudio con las precipitaciones máximas en 24 horas, esto debido a que el estudio hidrológico para nuestro puente se limita a la determinación del caudal máximo, dichas estaciones son las siguientes:

| Estación | Provincia | Coordenadas | | Altura | Periodo Obs. |
|-----------|-----------|-------------|-------------|----------|--------------|
| | | Lat. S. | Lat. O. | m.s.n.m. | Años |
| CANASMORO | MÉNDEZ | 21° 22' 00" | 64° 45' 00" | 2080 | 1974-2003 |
| TRANCAS | MÉNDEZ | 21° 18' 29" | 64° 48' 57" | 2198 | 1984-2013 |
| HUACATA | MÉNDEZ | 21° 14' 19" | 64° 50' 43" | 2858 | 2001-2007 |
| CORANA | MÉNDEZ | 21° 18' 00" | 64° 46' 00" | 2120 | 1986-1994 |

Tabla 1 Estaciones Hidrológicas usadas (Fuente: SENAMHI)

Se realizaron las pruebas de bondad de ajuste usando el método de Smilnorf-Kolmogorov determinando que los datos de las precipitaciones máximas en 24h se adecuan a una distribución de la ley Gumbel, mediante dos métodos, el método manual aprendido en la carrera, y la determinación de resultados usando el software de estadística STATGRAPHICS Centurión, de manera que en ambos casos se presentaron resultados aceptables para usar dicha distribución, para ver la secuencia de cálculos ver anexo I Estudio hidrológico e Hidráulico.

Se realizó el delimitado de la cuenca mediante la carta obtenida del IGM y el software AutoCAD para determinar el área de aporte, como también la longitud del cauce principal y su pendiente, de manera de poder aplicar las ecuaciones que permiten obtener el tiempo de concentración en función a los parámetros mencionados.

ⁱⁱ Manual de diseño de puentes M.T.C

Se dibujaron de las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia), usando el método de distribución de Gumbel, obteniendo las curvas para diferentes periodos de retorno (ver anexo I Estudio hidrológico e Hidráulico):

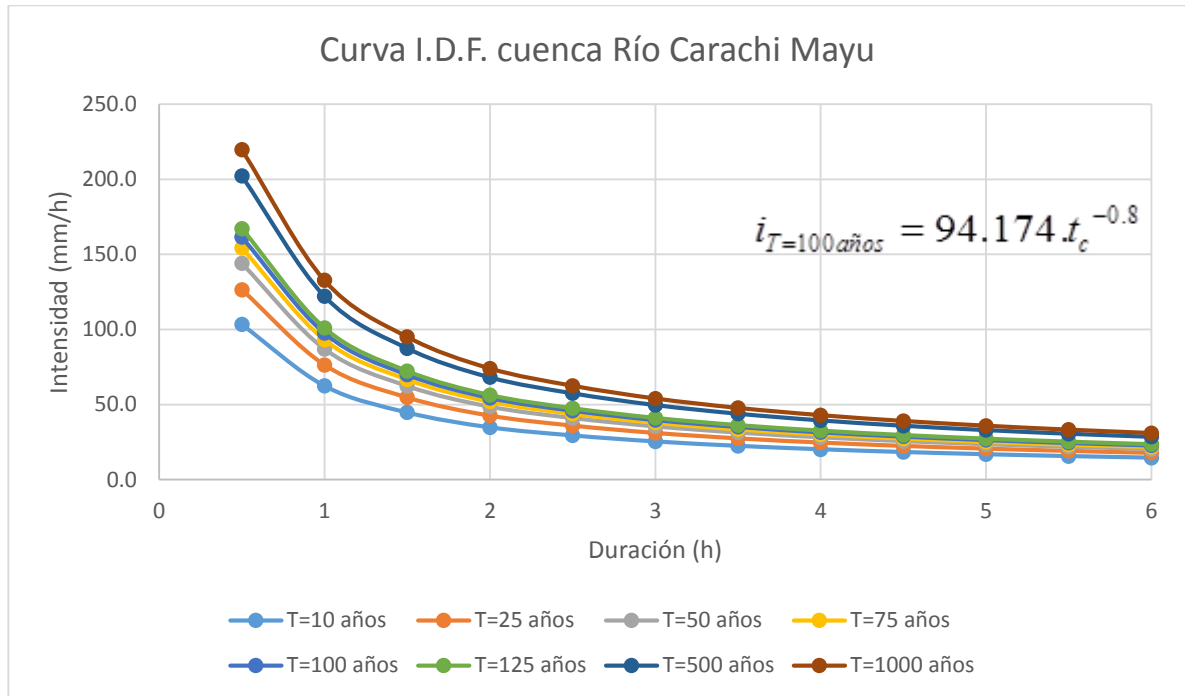


Figura 1 Curva I.D.F cuenca Río Carachi Mayu (Fuente: Elaboración propia)

De esta manera poder, en función al tiempo de concentración, determinar la intensidad máxima para la cuenca, la cual dio un valor de 40,06mm/h y con el coeficiente de escorrentía y el área de aporte se aplicó la fórmula racional para determinar el caudal máximo:

$$Q = \frac{C * i * A}{3,6} = 292,45 \frac{m^3}{s}$$

De esta manera se puede realizar el estudio hidráulico de la sección del puente, donde se determinó el tirante máximo usando la fórmula de Manning, el perfil del río proporcionado por el estudio topográfico como también de su pendiente.

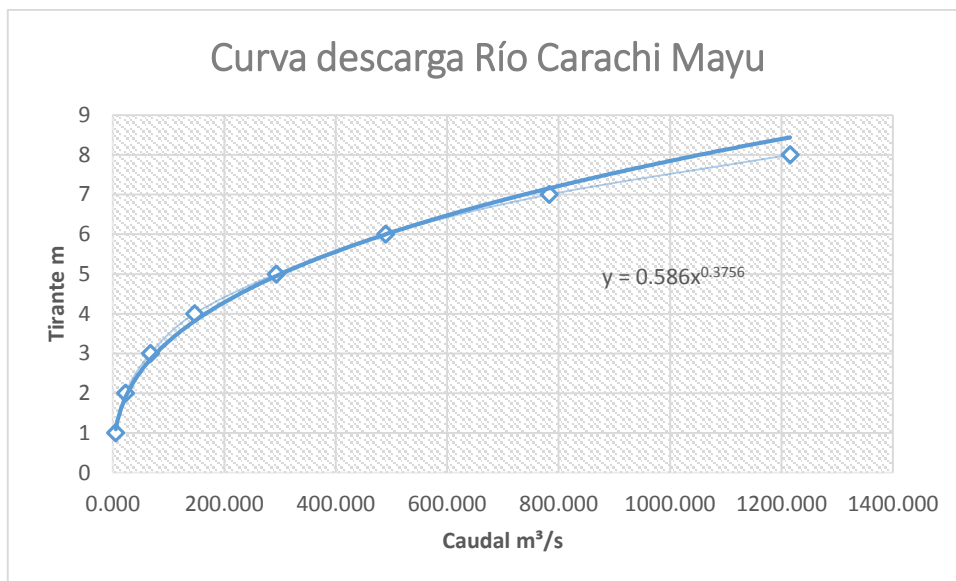


Figura 2 Curva descarga Río Carachi Mayu (Fuente; Elaboración propia)

De manera que el tirante máximo para el caudal máximo es 4,97m, dato que fue verificado en el sitio de emplazamiento de la obra, donde se observó las marcas históricas de una avenida extraordinaria, marcas que no sobrepasaron los 4 metros de altura.

2.3 Estudios geotécnicos.

El objetivo de estos estudios es establecer las características geotécnicas de las formaciones geológicas que se encuentran en el sitio de emplazamiento del puente, este estudio es de mucha importancia ya que de éste se determinará los parámetros para el diseño de las fundaciones, a continuación se muestra los resultados que arrojó este estudio:

El estudio se lo realizó con la exploraciones de campo donde se extrajo las muestras del material (roca) para su posterior análisis en laboratorio, previamente se tuvo que realizar los cortes en las rocas de manera de lograr un acabado uniforme de la muestra del núcleo de la misma y de forma prismática cumpliendo la relación de que la altura sea el doble de la profundidad y la base, para posteriormente realizar el ensayo a compresión simple en el nuevo equipo eléctrico del laboratorio, que permite ver en

tiempo real la gráfica de deformación vs esfuerzo del material, por lo que en la tabla 2 se muestran los resultados de las probetas prismáticas:

| Nº | Sección (cm x cm) | Resistencia última (Kg/cm ²) |
|----|-------------------|--|
| 1 | 5 x 5 | 295,70 |
| 2 | 5 x 5 | 80,76 |
| 3 | 5 x 5 | 129,40 |
| 4 | 7,5 x 7,5 | 95,10 |
| 5 | 7,5 x 7,5 | 157,50 |
| 6 | 7,5 x 7,5 | 231,80 |
| 7 | 8,5x8,5 | 67,70 |

Tabla 2 Resultados de los análisis a compresión simple de probetas prismáticas de roca extraída del sitio de emplazamiento del puente. (Fuente: Elaboración propia)

De la tabla 2 podemos observar que los valores se distorsionan mucho debido al tipo de roca que es metamórfica-pizarrosa que tienen un comportamiento poco predecible, podemos descartar los datos que se disparan mucho y sacar un promedio con el resto, que arroja el valor de $138,91\text{Kg/cm}^2$, obviamente se aplica un coeficiente de seguridad muy generoso de un valor de 3 por lo que el valor a usar es $46,30\text{Kg/cm}^2$.

El perfil litológico del sitio es necesario por la longitud considerable de la obra, para poder tener una idea clara de las alturas de fundación, es así que se realizaron 6 exploraciones correspondientes a los dos estribos 2 fundaciones del arco y 2 pilas, pudiendo evidenciar que el lugar posee una cobertura vegetal y suelo de espesor oscilante entre 20 y 75 centímetros presentando zonas donde la roca está expuesta completamente. (Ver Anexo II Estudio de Suelos).

2.4 Estudio de trazo y diseño vial de los accesos.

El objetivo principal es la definición de las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

Los estudios comprenden:

- Definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje en los tramos de accesos.
- Definición de las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno de los accesos.

En el proyecto las características del diseño vial son las siguientes:

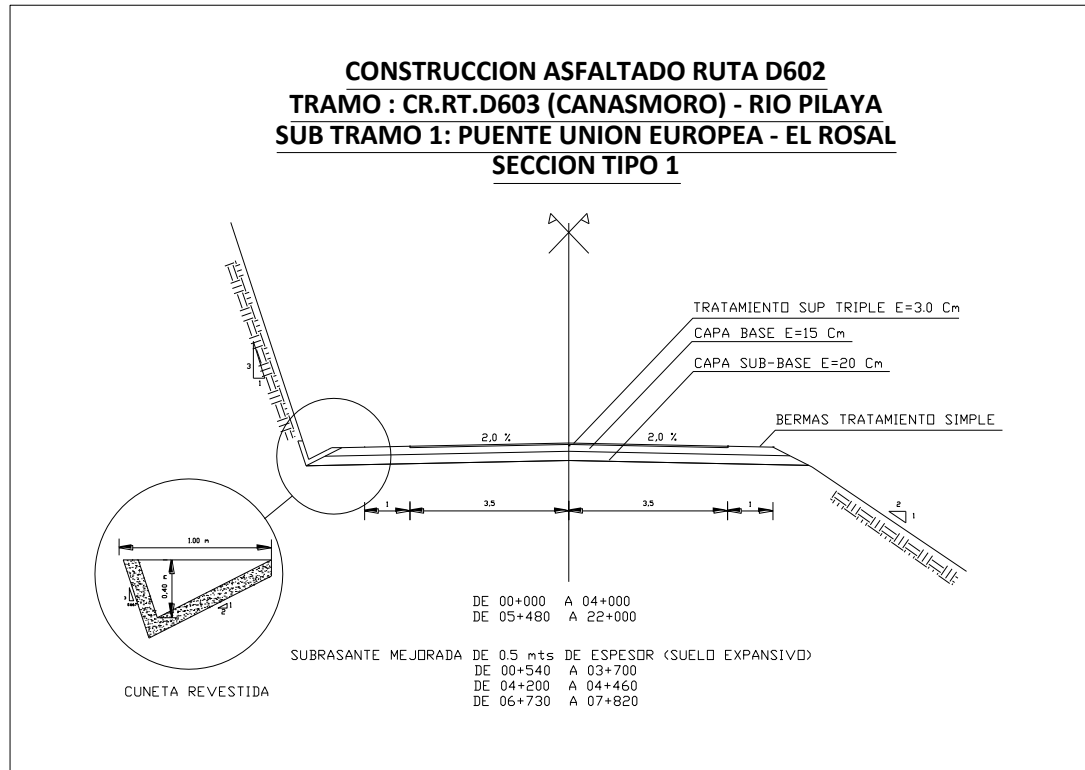


Figura 3 Sección tipo del diseño de la carretera (Fuente: SEDECA)

Donde se muestran las principales dimensiones de las secciones del diseño, el proyecto de la carretera fue diseñado fundamentalmente de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO 1994 (A'94) y la Administradora Boliviana de Carreteras como CAMINO LOCAL, siendo las características generales del tramo las indicadas a continuación.

- *Categoría:* *CAMINO LOCAL*
- *Calzada:* *Bidireccional*
- *Velocidad de Proyecto:* *50 Y 40 km/hr*
- *Peralte máximo:* *6 %*
- *Rádío mínimo:* *80m y 50 m*
- *Pendiente long. máximo:* *9 %*
- *Ancho de los carriles:* *3,5 m*

- *Ancho Total:* *7,2m*
- *Ancho de bermas:* *1,0 m*
- *Tipo de pavimento recomendado:* *Tratamiento Superficial Triple*

2.5 Estudio de alternativas.

El análisis de alternativas se desarrollará en base a las condiciones naturales de la zona de emplazamiento del puente o estudios de ingeniería básica (los anteriores puntos) y a las diversas soluciones técnicas factibles, para luego de una evaluación, elegir la solución más conveniente.

Como se mencionó en los puntos anteriores, todos los estudios tienen como fin determinar las características que mejor se adecuen para lograr el objetivo planteado, a continuación se muestran algunas de las alternativas posibles para la realización del puente sobre el río Carachi Mayu.

Cabe mencionar que las siguientes no son las alternativas únicas de solución, existiendo otras alternativas de solución, quizás más eficientes pero que están fuera del objetivo del proyecto, como por ejemplo un puente colgante o atirantado.

2.5.1 Alternativa 1.- Esquema estructural de vigas pretensadas simplemente apoyadas.

Este esquema estructural pretende un puente de 3 vigas de sección AASHTO que soportan el tablero de losa, de manera que en bibliografía se recomienda luces mayores a las de las vigas de hormigón reforzado y que trabajan de manera económica, salvando así una luz de 32,3 metros.

Este sistema estructural es muy utilizado en nuestro medio, por lo que es muy recomendado para la solución del problema, ya que presenta muchas ventajas, aprovecha toda la sección de la viga, trabajando a compresión o a compresión combinada con una pequeña tracción admisible, aprovechando la capacidad principal del hormigón que es un material que resiste de manera eficiente las compresiones.

Esta alternativa se encuentra siendo desarrollada por el Servicio Departamental de Caminos, a continuación se muestra el perfil longitudinal de esta alternativa:

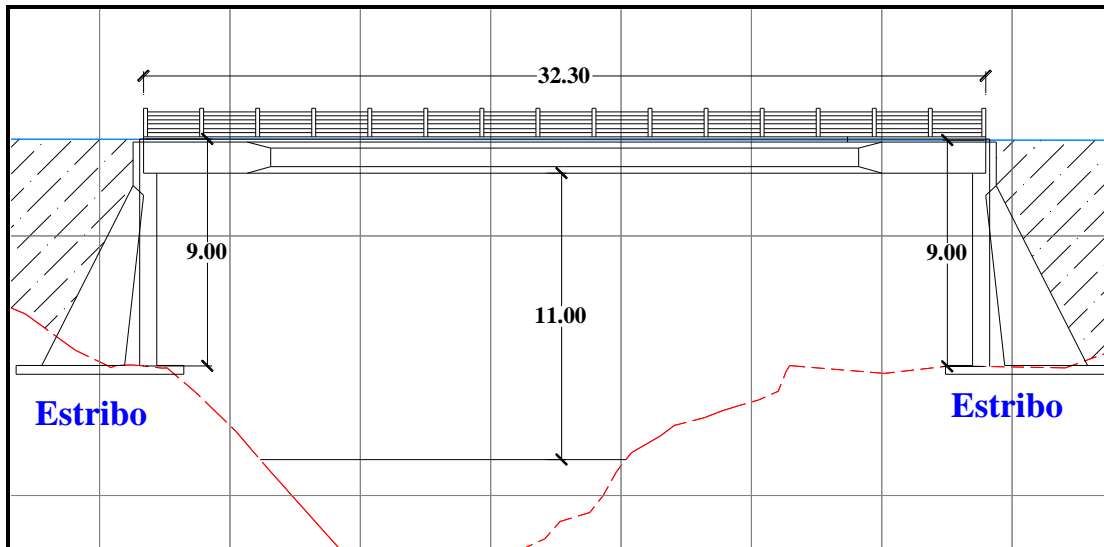


Figura 4 Perfil longitudinal de la alternativa 1, donde se muestran alturas de terraplén y la longitud pretendida del puente. (Fuente: SEDECA)

En la figura 5 se puede observar la gran cantidad de relleno necesario para lograr esta alternativa con alturas de 8.75 metros y bases del terraplén en planta de 49 metros (ver anexo XI Planos a Detalle), esto debido a que la rasante se encuentra muy por encima del terreno natural.

2.5.2 Alternativa 2.- Esquema estructural de puente arco con tablero superior con puentes de aproximación recto y curvo.

Este estudio pretende ser una alternativa a la anterior que está siendo desarrollada por el SEDECA, en tanto reducir el terraplén existente con el diseño de puentes de aproximación de losa, tanto recto como curvo en función al diseño geométrico de la carretera, y la estructura central de puente en arco con tablero superior.

Este esquema estructural (arco) pretende de manera similar a la técnica de Pretensado aprovechar la capacidad por naturaleza del hormigón la cual es su fuerte resistencia a compresión, por lo que es recomendado en bibliografía para luces mayores o iguales a las de los puentes pretensados. A lo largo de la historia se construyeron innumerables

puentes usando el arco como esquema estructural de variedad de luces, quizás los más conocidos son los del ingeniero suizo Maillart.

En la figura 6 se muestra el perfil longitudinal de esta alternativa.

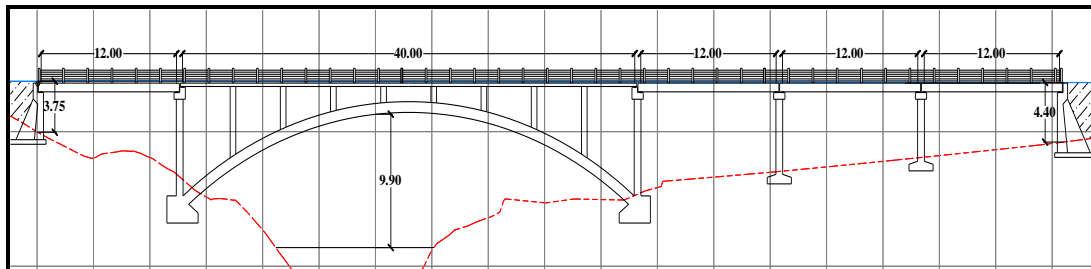


Figura 5 Perfil longitudinal de la alternativa 2, donde se muestran alturas de terraplén y la longitud pretendida del puente. (Fuente: Elaboración propia)

Se observa que las alturas de terraplén como también las bases de los mismos son reducidas al máximo de modo que se evita la alteración del medio ambiente y se da una mayor estética al lugar, para poder tener como alternativa al diseño del SEDECA.

2.5.3 Alternativa 3.- Esquema estructural de puente posteoado de sección cajón continuo tramos rectos y curvos.

Este esquema estructural de puente pretende al igual que la anterior ser una alternativa a la que se encuentra siendo desarrollada por el SEDECA, de modo de reducir los terraplenes que existen, convirtiendo el lugar en apto para el turismo en nuestro departamento.

Esta alternativa al igual que las anteriores pretende usar la mejor característica del hormigón, simplemente que ésta es realizada mediante el uso de una nueva sección la cual ofrece un comportamiento óptimo para luces mayores, y en tramos curvos, constituyéndose en una alternativa muy recomendada al momento de realizar este tipo de estudios.

La técnica constructiva es relativamente costosa y por lo tanto requiere de mano de obra especializada y maquinaria para lograr el objetivo constructivo, mediante el empleo del uso de volados sucesivos, técnica que permite que no sea necesario una cimbra inferior, lo que acelera el proceso constructivo.

En la figura 7 se muestra la alternativa tercera de manera de poder visualizarla con mayor facilidad.

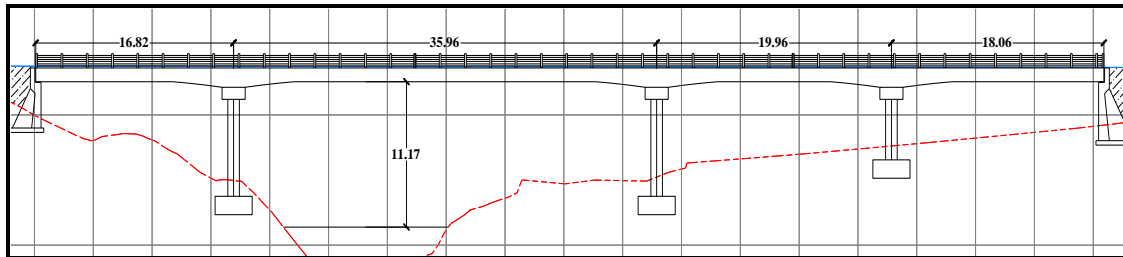


Figura 6 Perfil longitudinal de la alternativa 3, donde se muestran la reducción de terraplén en relación a la alternativa 1. (Fuente: Elaboración propia)

A continuación se presenta una comparación de las alternativas planteadas.

2.5.4 Comparación de las alternativas.

La comparación entre las alternativas planteadas se las realiza mediante criterios técnicos, ambientales y económicos de manera de poder elegir la alternativa que se adecúe más a los objetivos del proyecto.

2.5.4.1 Comparación Técnica.

- **Alternativa 1.**

Esta alternativa es técnicamente favorable ya que pretende realizar el diseño estructural con el puente usando el método del hormigón pretensado, este método ocasiona una economía óptima para luces relativamente largas del rango de 25 a 40 metros, con el uso del acero de presfuerzo mediante técnicas propias usando anclajes establecidos y secciones transversales de las vigas estandarizadas tipo AASHTO.

El desafío técnico de esta alternativa es el de garantizar la protección a los taludes de relleno viendo como necesidad una protección a la erosión mediante quizás el uso de la hidrosiembra, buenos drenajes, algún tipo de geo membrana. La implementación de los estribos que con una altura de 9 metros sugieren un elevado volumen de hormigón necesario para satisfacer la estructura como también el acero estructural necesario, ya que el costo de éstos suben de manera proporcional a la altura de los mismos, porque al aumentar la altura lo haran también las solicitudes laterales a las que los estribos son sometidos por causa del empuje del terraplén que deben sostener.

- **Alternativa 2.**

Esta alternativa técnicamente se sustenta ya que usa tres tipos de puentes como lo son el tipo losa recto, tipo arco con tablero superior y el tipo losa curvo, de manera que es necesario un mayor cálculo lo que significa un mayor tipo de complejidad, de modo que esta alternativa usa el concepto técnico de evitar terraplenes y aumentar la luz total del puente, lo que quizás no es económicamente favorable.

El arco es la principal novedad de esta alternativa lo que indica la necesidad de una investigación del comportamiento de este tipo de estructuras para la aplicación de los conocimientos en diseño estructural en hormigón armado.

- **Alternativa 3.**

El uso de esta alternativa técnicamente es adecuado ya que reduce los terraplenes aumentando la longitud del puente, además el uso de esta alternativa requiere de conceptos muy desarrollados en el tema de pretensado, no limitándose en el cálculo de las estructura sino en la determinación del aspecto constructivos, ya que al usar la técnica de volados sucesivos se requiere un cálculo en estado constructivo de la superestructura y la infraestructura del puente.

- **Conclusión.-**

Técnicamente las tres alternativas son muy recomendables ya que éstas usan esquemas estructurales que aplican conceptos de estructuras especiales como lo son el arco y las vigas presforzadas, por lo que quizás en este tipo de comparación las alternativas son factibles.

2.5.4.2 Comparación ambiental.

- **Alternativa 1.**

Esta alternativa por el hecho de presentar un gran movimiento de tierras lo que significaría que se realizaría alteraciones al entorno ecológico de la zona tanto en su etapa de construcción como en su puesta en servicio, ya que los terraplenes de hasta 49 metros de base conllevarían a que se modifique la topografía del lugar y en su ejecución

la maquinaria que realizaría el relleno presentaría mucha contaminación tanto al aire, tierra como también acústica.

- **Alternativa 2.**

La construcción de un puente “más largo” representa la reducción drástica del terraplén de la alternativa primera, lo que significa una disminución del área afectada por el relleno, por lo que el volumen del mismo queda eliminado, el impacto ambiental se ve limitado sólo al que se realizará a la excavación de las cimentaciones y a la maquinaria y equipo que se utilizará para la construcción de esta alternativa.

- **Alternativa 3.**

Al igual que la anterior, esta alternativa reduce los terraplenes eliminando los efectos negativos que estos movimientos de tierra significan, por lo que es aconsejable ambientalmente inclinarse por esta o la anterior alternativa.

- **Conclusión.**

La segunda alternativa afecta con una incidencia menor al medio ambiente por el hecho de reducir al máximo el terraplén, es así que ambientalmente esta alternativa es la más recomendable.

2.5.4.3 Comparación económica.

La comparación económica se la realiza mediante una tabla comparativa de puentes que usan las técnicas de las tres alternativas 1 y 3 ya que son obras que fueron construidas en nuestro medio.

| <i>Puente:</i> | <i>Tipo</i> | <i>Luz m</i> | <i>Año del presupuesto</i> | <i>Costo general Bs</i> | <i>Costo Lineal Bs/m</i> |
|--|---------------------------------------|-------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| <i>Puente vehicular sobre la quebrada Volcan¹</i> | <i>Vigas sección I postesadas</i> | <i>40,6</i> | <i>2011</i> | <i>4.951.402,61</i> | <i>121.955,73</i> |
| <i>Puente vehicular Barredero²</i> | <i>Vigas sección I postesadas</i> | <i>40,6</i> | <i>2012</i> | <i>6.160.345,14</i> | <i>151.732,64</i> |
| <i>Puente vehicular La Chozza-Pampa La Villa³</i> | <i>Vigas sección cajón postesadas</i> | <i>175</i> | <i>2007</i> | <i>13.665.797,68</i> | <i>78.090,27</i> |

| <i>Puente:</i> | <i>Tipo</i> | <i>Luz m</i> | <i>Año del presupuesto</i> | <i>Costo general Bs</i> | <i>Costo Lineal Bs/m</i> |
|--|---|-------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| <i>Puente vehicular en la comunidad Tacopaya⁴</i> | <i>Puente arco tablero intermedio</i> | 144,3 | 2008 | 4.819.226,67 | 33.397,27 |

Tabla 3 Costos de puentes similares a las alternativas, fuente: (1) UBESAM, (2) SEDECA, (3) HAM URIONDO, (4) Diario el DEBER.

En la tabla 3 se evidencia una variación entre los precios de los puentes muy marcada, esto nos indica que existe la dependencia del tiempo para poder realizar una comparación más exacta, ya que los precios de los materiales como de la mano de obra fueron aumentando con el pasar de los años.

Cabe recalcar que el precio de los anteriores no comprenden el relleno y compactado de terraplenes de acceso o el corte necesario para lograr el acceso al puente, lo que facilita la comparación de las estructuras, por lo que se ve que el precio del hormigón postesado para luces de 40,6 metros es casi estable entre los años 2011 y 2012 quizás teniendo variación por el aumento de los precios o la infraestructura, el puente de volados sucesivos de sección cajón postesadas es en el año 2007 más económico que los anteriores y el puente arco aún menor para la luz de 144,3 metros, por lo que se sustenta lo encontrado en bibliografía que para puentes de luces grandes son más económicos los puentes arco.

En el caso de los puentes de vigas de sección I preesforzadas, éstas cuentan con infraestructuras enormes de estribos aproximadamente 9,40 metros de altura lo que es ideal para realizar la comparación con la estructura pretendida por el SEDECA, y por lo que se evidencia que el precio lineal de estos puentes es elevado.

En lo que contempla a una comparación de los volúmenes de corte y terraplén, se hizo el estudio mediante el software civil 3D para lograr obtener los volúmenes necesarios que comprende las progresivas 8+580 hasta la 8+770 que es aproximadamente el área en estudio con fines de comparación, obteniendo así los siguientes valores:

| Progresiva | Vol. Acum. de Terraplén. | Vol. Acum. de Corte |
|-------------------|---------------------------------|----------------------------|
| Km+m | m³ | m³ |
| 8+580 | 0 | 0 |
| 8+590 | 235,23 | 181,49 |
| 8+600 | 542,35 | 274,92 |
| 8+610 | 1.142,25 | 283,89 |
| 8+615,1 | 1.854,25 | 290,65 |
| 8+620 | 2.014,13 | 292,21 |
| 8+630 | 4.587,25 | 309,97 |
| 8+631,7 | 4.625,58 | 310,08 |
| 8+640 | 10.254,65 | 310,14 |
| 8+650 | 16.256,87 | 310,21 |
| 8+660 | 20.547,63 | 311,45 |
| 8+663,9 | 21.054,22 | 313,10 |
| 8+670 | 24.513,68 | 319,84 |
| 8+680 | 27.025,47 | 319,88 |
| 8+690 | 29.047,55 | 320,03 |
| 8+700 | 30.456,65 | 320,10 |
| 8+705.9 | 31.256,61 | 320,25 |
| 8+710 | 32.458,47 | 320,29 |
| 8+720 | 34.002,36 | 320,29 |
| 8+730 | 35.891,05 | 321,02 |
| 8+740 | 36.254,95 | 321,99 |
| 8+750 | 36.910,11 | 321,99 |
| 8+760 | 37.253,21 | 322,00 |
| 8+770 | 37.853,25 | 322,00 |

Tabla 4 Volúmenes de movimiento de tierras en la progresiva 8+58 hasta 8+770 (Fuente: Elaboración propia)

En la anterior tabla se indican los volúmenes de movimiento de tierra en el caso de no existir ninguna alternativa salvo el movimiento de tierras, pero como las alternativas pretenden realizar la inserción de un puente, lo que eliminaría el volumen por lo que los volúmenes en estas progresivas resultan:

| Alternativa | Prog. Inicio | Prog. Final | Volumen eliminado (m³) | |
|--------------------|---------------------|--------------------|--|--------------|
| | K | K | Terraplen | Corte |
| I | 8+631,70 | 8+663,90 | 16.428,64 | 3,02 |

| Alternativa | Prog. Inicio | Prog. Final | Volumen eliminado (m ³) | |
|-------------|--------------|-------------|-------------------------------------|-------|
| | K | K | Terraplen | Corte |
| II | 8+615,10 | 8+705,90 | 29.402,36 | 29,63 |
| III | 8+615,10 | 8+705,90 | 29.402,36 | 29,65 |

Tabla 5 Volúmenes de movimiento de tierra eliminados según la alternativa. (Fuente: Elaboración propia)

En la tabla 5 se evidencia que las alternativas II y III reducen el volumen el terraplén necesario en 12.973,72m³ más que la alternativa I, por lo que refiriéndose a costos de movimiento de tierras se logra un gran ahorro. El precio aproximado de terraplén ahorrado se obtiene que para el tramo en estudio es 773.882,40 Bs con un precio unitario de 59,65 Bs/m³ (Ítem.- CONFORMACIÓN DE TERRAPLÉN). Ver anexo IX Presupuesto.

- **Conclusión.**

La alternativa 2 presenta un menor costo lineal, pero éste está en función al año del presupuesto y a la luz del puente, pero se puede concluir que esta alternativa es recomendable para luces mayores a los 40 metros. El ahorro en el movimiento generado por la alternativa 2 y 3 supera por mucho a la alternativa 1.

2.5.5 Elección de la alternativa a desarrollar.

Por razones de la comparación anteriormente desarrollada, se opta por la segunda alternativa de modo de poder desarrollar el estudio de un puente arco con tablero superior con puentes de aproximación con directrices horizontales recta y curva respectivamente. Esta alternativa como lo indica los objetivos del presente proyecto se desarrollará su diseño estructural y su respectivo presupuesto, como también se realizará la comparación con la alternativa 1 que está siendo desarrollada por el SEDECA.

Queda pendiente la elección del tipo de puentes de aproximación para la alternativa escogida, para lo que se dividirá al puente en tres tramos, enumerados del 1 al 3 de sur a norte respectivamente, por lo que el tramo 1 es el primero con una luz de cálculo de 12 metros, el tramo 2 corresponde al arco con tablero superior de una luz de cálculo de

40 metros, y el último tramo el 3, con una luz real de aproximadamente 37.6m es un tramo donde se presenta la curva horizontal de 80m de radio.

Como alternativas principales para estos puentes de aproximación tendríamos los puentes de viga, sección I o cajón y puente losa maciza o aligerada, por razones de no complicar los cálculos y uniformizar dimensiones, los puentes serán simplemente apoyados y de luces similares (12m).

Al recordar las recomendaciones de bibliografía podemos afirmar que para la luz de cálculo de 12 metros los puentes recomendados son los de hormigón armado de puente losa y puente viga Te, es así que el tramo 1 se podría concebir de sección losa, pudiendo usar algún tipo de aligeramiento (nervurado o alveolado), o de puente de 3 vigas Te, en la sección 3.1.3 se pre dimensiona un puente losa para 12m de longitud con una altura de 60cm lo que significaría que el peso propio de la estructura es muy significativo, por otra parte realizando un pre dimensionamiento de vigas Te estaríamos ante una sección de 85cm de altura formando así un sistema tablero vigas, el tablero del tramo 2 es de losa de 25cm (ver sección 3.1.3).

En la sección 3 (curva) se podría usar la sección cajón, ya que ésta es muy recomendable para puentes curvos, pero el hecho de que esta sección es recomendable para luces mayores se puede despreciar ya que se definió puentes simplemente apoyados de 12 metros de luz de cálculo, debido a que la sección cajón no es económica para luces cortas y el radio de curvatura es de 80m, por lo que para un longitud de 12 metros, según norma se puede despreciar los efectos generados por la excentricidad de las cargas, en el artículo 4.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD indica que para secciones cerradas rígidas a torsión y cuyo ángulo central subtendido por un tramo o porción curva es menor que 12° se puede analizar como si el segmento fuera recto pero se deberá verificar estos esfuerzos al realizar el análisis estructural.

Por lo mencionado anteriormente y por motivos de uniformizar la estructura tratando de que todo sea de similares dimensiones se opta por el uso de secciones para los tramos 1 y 3, de losas de 60cm. El problema principal de esta elección es el peso propio por lo que se realiza la comparación del ahorro de peso al usar una sección alveolada.

En la figura 8 se muestran las dimensiones mínimas recomendadas para las secciones alveoladas, fuente: apuntes de la asignatura CIV- Puentes. Y en la tabla 4 se muestra los resultados de la comparación entre losas de sección alveolada y maciza para posteriormente sacar las conclusiones.

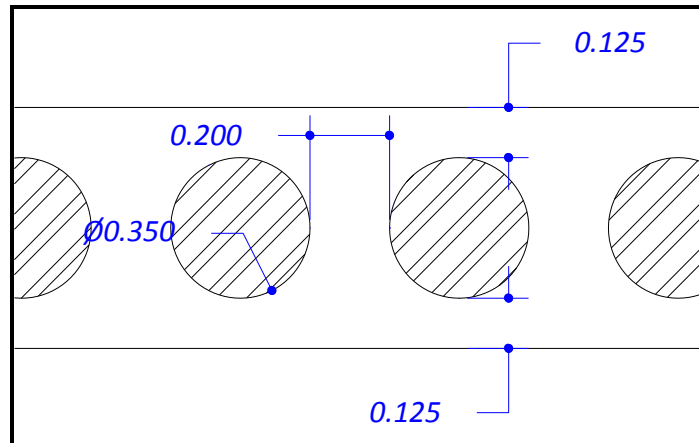


Figura 7 Sección alveolada con las dimensiones mínimas. (Fuente: Apuntes de la materia puentes)

| LOSA | Área transv. m² | Volumen m³ | Peso total Kg |
|-------------|---------------------------------------|----------------------------------|--------------------------|
| Maciza | 4,50 | 54,00 | 129.600,00 |
| Alveolada | 3,35 | 40,18 | 96.422,40 |

Tabla 6 Comparación entre las losas maciza y alveolada. (Fuente: Elaboración propia)

En la tabla 6 se puede observar que la disminución de peso propio debido al aligeramiento alveolar es de 33.177,60 Kg en toda la sección, la losa alveolada es la que se usará en la realización del proyecto presente.

3 CAPÍTULO III. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1 Elementos básicos del proyecto.

Se consideran como elementos básicos del proyecto los reglamentos y normas generales vigentes al momento de la realización de los estudios, especificaciones, manuales, detalles estándar y principios básicos que deben ser seguidos en la elaboración de los proyectos de puentes.

3.1.1 Normas generales.

El desarrollo de todos los elementos del proyecto deberá ser efectuado de acuerdo con las normas de puentes AASHTO LRFD vigente (2004) y, en los casos que se indique, de acuerdo con normas extranjeras relacionadas con la especialidad, como la norma norteamericana ACI-05.

3.1.2 Materiales.

Los materiales deberán satisfacer las especificaciones de las normas indicadas anteriormente.

- **Hormigón.**

El hormigón empleado en la construcción de puentes debe ser dosificado y controlado de manera que cumpla con la resistencia característica necesaria para atender todas las solicitaciones durante el tiempo de vida útil previsto.

La resistencia característica del Hormigón empleado para los elementos estructurales de gran sollicitación como lo son el arco, péndolas, losas, etc. deberá un valor de 280Kg/cm^2 , mientras que para elementos menos solicitados como lo son el barandado y postes se permite el uso de un hormigón con 210Kg/cm^2 de resistencia características.

El coeficiente de expansión térmica del hormigón deberá ser adoptado a falta de ensayos de laboratorio con el valor de $9 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$, como también el módulo de elasticidad el hormigón se deberá determinar con la ecuación de la norma ACI 2005 (sección 8.5.1) que indica a continuación en el sistema mks (esfuerzos en Kg/cm^2):

$$E_c = 15100\sqrt{f_c'}$$

- **Acero.**

Las barras de refuerzo de acero deberán ser corrugadas con resistencia nominal a fluencia de 4200Kg/cm², se asumirá el módulo de elasticidad E_s=2000000Kg/cm².

Los demás materiales que se usarán serán detallados en la memoria de cálculo como también en los planos y presupuesto.

3.1.3 Geometría.

La integración con la vía de comunicación y el medio ambiente es el objetivo principal del proyecto geométrico del puente. En esta sección se establecen algunos aspectos relacionados con la geometría general y de detalle del puente.

Se consideran dos aspectos dentro de la geometría del proyecto de un puente:

3.1.3.1 Geometría General y Proyecto Geométrico.

- **Desarrollo en perfil longitudinal.**

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera, tanto en planta como en perfil, es por eso que la alternativa escogida en la figura 6 muestra la forma que tiene el puente en su perfil longitudinal dejando claro los tramos bien determinados.

- **Desarrollo en planta.**

El desarrollo en planta del puente pretendido se muestra anexos, cursando la depresión de forma perpendicular al río y como el diseño geométrico de la carretera así lo dispone en el puente de aproximación norte se desarrolla una curva de 80 metros de radio.

3.1.3.2 Geometría a detalles.

En esta sección se presentan los detalles y los elementos a ser considerados para su empleo y funcionamiento.

- **Secciones transversales.**

El tablero del puente está condicionado por las características de la carretera en lo que compete al ancho de carril o ancho de vía, la norma AASHTO LRFD indica que el ancho de carril debe ser 3.6m pero se puede aceptar hasta 3m, en el caso nuestro el ancho de carril es de 3.5m lo que hace un ancho de vía de 7m en el puente, el ancho de berma generalmente no es tomado en cuenta en los puentes en nuestro medio.

Existe la necesidad de una barrera que proteja a los peatones de los descarrilamientos de los vehículos por lo que la norma indica una barrera de 15cm a 20cm de altura, en el caso de nuestro país se observa que en los puentes se optan por alturas de hasta 30 centímetros para mayor seguridad y debido a que se realizan re-capados de la capa de rodadura lo que disminuye paulatinamente esta altura.

Como se trata de un puente vehicular-peatonal se dispone de una vereda de un ancho de 1 metro incluyendo el barandado, lo que está dentro de la recomendación de la norma que exige un ancho mínimo de 0,75m, el barandado se deberá tomar medidas estandarizadas de 1,06 m para peatones y de las medidas mínimas de los espacios internos de éstas en el Art. 13.8.1.

El espesor de la losa se toma como lo recomendado 2.5.2.6.3-1 para los puentes de losas de aproximación como simplemente apoyados y para la losa del tablero superior del arco como losa de tramos continuos usando la fórmula propuesta que nos da una aproximación:

$$\frac{S + 3000}{30} \geq 165mm \quad \text{para tramos continuos}$$

$$1.2 \frac{S + 3000}{30} \geq 165mm \quad \text{para tramos simples}$$

Los espesores de las losas son de 25 y 60 centímetros respectivamente.

De modo que a continuación en la figura 9 se muestra el esquema de los tableros tanto para el tramo losa como el tramo de arco.

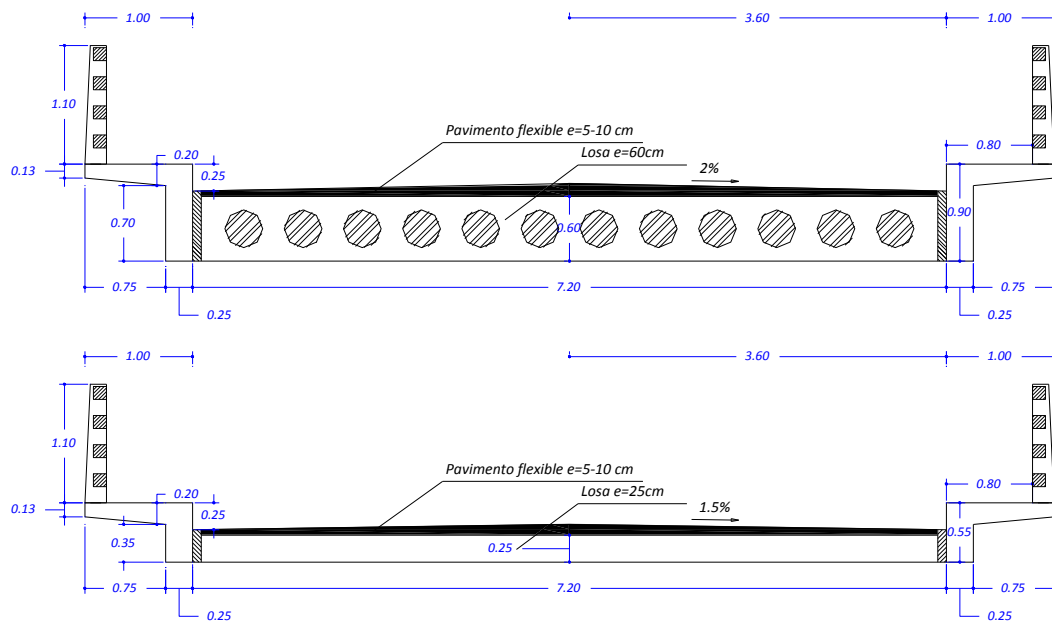


Figura 1 Secciones transversales de los tableros de los puentes losas y arco. (Fuente: Elaboración propia)

3.1.4 Geometría del puente arco.

El puente en arco definido como tablero superior para el presente estudio consta de las partes nombradas en la figura 10, de manera que es necesario realizar un predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales, para lo cual nos referimos al Tomo IV de la obra “Puentes de Fábrica y Hormigón Armado” de José Eugenio Ribera, a la norma vigente de puentes AASHTO-LRFD y a los puentes similares.

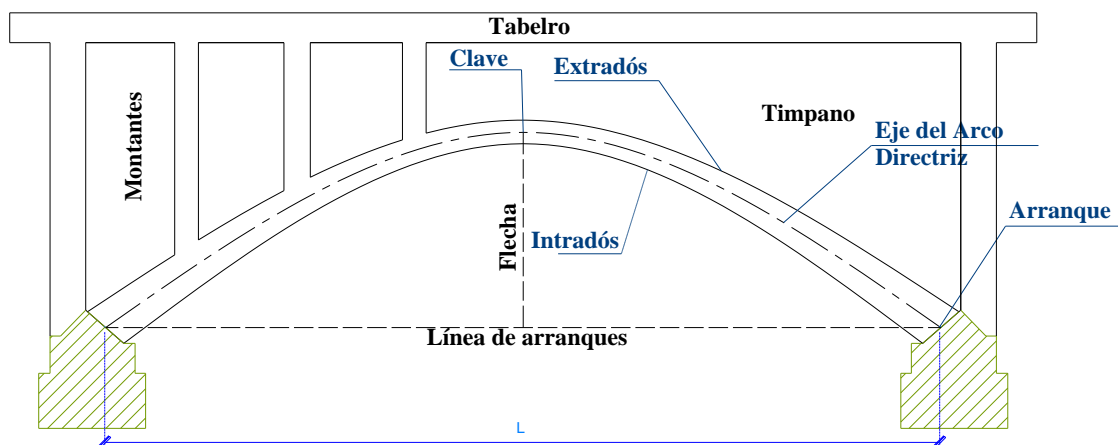


Figura 2 Partes de un puente arco con tablero superior. (Fuente: Elaboracion Propia)

3.1.4.1 Flecha.

Se sabe por la teoría de los arcos que, a mayor flecha de un arco la resultante de uno de sus apoyos será más vertical reduciendo así la dimensión de la fundación necesaria para soportar el empuje horizontal y sucediendo lo contrario al disminuir la flecha, por tal motivo en el proyecto se adopta una relación de la Flecha/Luz del puente de 1/5,5 valor que se encuentra recomendado por el autor¹.

Para la longitud proyectada de 40 metros corresponde una flecha de 7,30m aproximadamente.

3.1.4.2 Directriz.

La línea anti funicular de las cargas es la directriz óptima para este tipo de arcos, es así que se realizó el análisis siguiendo el procedimiento indicado en el libro Fundamentos de Análisis Estructural del autor Kennet Leet (ver anexo III Elección de la directriz del arco), por lo que la ecuación de la directriz obtenida resulta en una de 2do grado como sigue:

$$y = -0,01817x^2 + 0,7269x + 0,0509$$

Pero por razones de comodidad y debido a que no presenta variación significativa se adopta una ecuación parabólica de 2do grado tomando sólo 3 puntos referenciales como lo es el inicio la clave y el final del arco obteniendo así la ecuación:

$$y = -0.01825x^2 + 0,73x$$

3.1.4.3 Apoyos y dimensiones del arco.

El arco estudiado se idealiza biempotrado ya que al presentar un terreno de fundación de roca, se puede asumir que no existirán asentamientos que dañen la estructura, en caso contrario es obligado el uso de apoyos móviles, ya que el menor movimiento de los apoyos provocaría grietas, inversión de esfuerzos y hasta el derrumbamiento del mismo². Esto obliga a que la sección del arco sea no prismática para una mejor

¹ José Eugenio Ribera, Tomo IV de la obra "Puentes de Fabrica y Hormigón Armado"

² José Eugenio Ribera, Cap. XIV, Tomo III de la obra "Puentes de Fabrica y Hormigón Armado"

economía, el espesor del arco en los apoyos es de 1.5 a 2.5 veces más que en la clave pudiendo calcular éste con la ecuación $0,00035(1020+L)^3$, obtenido así un espesor de arco de 0,45m en la clave y 1.0m en los apoyos.

Por recomendaciones⁴ y observaciones⁵ a otros puentes arco, la base del arco será de 0,80m.

Las ecuaciones del intradós como del extradós también se calculan parábolas de segundo grado de manera similar a la directriz obtenido las siguientes ecuaciones:

$$\text{Intradós: } y = -0,0193x^2 + 0,7704x - 0,6292$$

$$\text{Extradós: } y = -0,0173x^2 + 0,6916x + 0,6093$$

3.1.4.4 Rigidez del arco, montantes y vigas.

Al usar la técnica de los puentes de arcos ligeros (Cambio de tímpano relleno con montantes) los puentes perdieron gran parte de su rigidez, causando vibraciones con el paso de vehículos, provocando en los peatones sensación de peligro, se experimentaron varios modelos para lograr una rigidez mayor al sistema de arcos aislados con montantes, adoptando el uso de columnas (montantes) de sección constante apoyados sobre los arcos que presentan mayor inercia en dirección transversal al puente, esto para evitar los problemas anteriormente mencionados, arriostradas por medio de vigas que sostienen el tablero superior y unen los arcos entre sí y vigas que simplemente arriostran los arcos entre sí⁶.

Por las recomendaciones mostradas anteriormente se puede adoptar columnas de 0.5m por 0,45m, éstas están sujetas a modificaciones en el diseño. Para las vigas se las puede pre dimensionar usando la expresión $h = 0,065 * L^7$ ya que se trata de tramos continuos, logrando una altura de 0,50m (L=7,5m) y su base será igual al espesor de la columna,

³<http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/01/puentes-de-arco-seleccion-espesores-del.html>

⁴ José Eugenio Ribera, Cap. IV, Tomo IV de la obra "Puentes de Fabrica y Hormigón Armado"

⁵ Puente de Tomatitas y puente Santa Ana ambos en Tarija-Bolivia.

⁶ José Eugenio Ribera, Cap. II, Tomo IV de la obra "Puentes de Fábrica y Hormigón Armado"

⁷ Norma AASHTO-LRFD, sección 2, Tabla 2.5.2.6.3-1

de igual manera las vigas de arriostre entre arcos con $h = 0,07 * L^8$ tratándose de un tramo continuo y obteniendo una sección de 0,35m*0,35m (L=5m).

3.1.5 Análisis de cargas.

El análisis de cargas estará basado en la norma AASHTO LRFD en la sección 3 donde indica con mucha claridad las cargas que se deben tomar en cuenta para diseñar puentes, como también las recomendaciones para lograr el objetivo.

3.1.5.1 Cargas permanentes.

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

Los pesos propios para los cálculos y el análisis se muestran a continuación:

| <i>Material</i> | <i>Peso específico</i> | <i>Unidad</i> |
|---------------------------|------------------------|-------------------------|
| <i>Hormigón Armado</i> | <i>2400</i> | <i>Kg/m³</i> |
| <i>Pavimento Flexible</i> | <i>2250</i> | <i>Kg/m³</i> |

Tabla 1 Peso propio de los materiales. (Fuente: Norma AASHTO LRFD)

3.1.5.2 Sobrecargas vivas.

Sobrecarga vehicular de diseño.- Será una combinación del camión de diseño o tándem de diseño y la carga de carril de diseño.

Camión de diseño.-

⁸ Norma AASHTO-LRFD, sección 2, Tabla 2.5.2.6.3-1

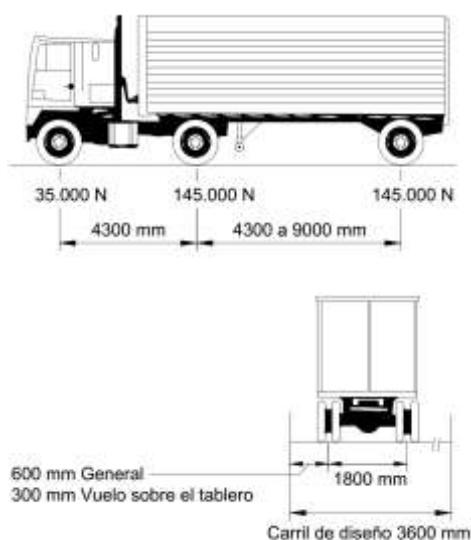


Figura 3 Camión de diseño. (Fuente: Norma AASHTO LRFD)

Tándem de diseño.- Par de ejes de 110.000 N con una separación de 1.200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm.

Carga de carril de diseño.- Una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.000 mm.

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

Incremento por carga dinámica.- Los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando un porcentaje del 33%. El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

3.1.5.3 Cargas de viento.

Al no tener datos provenientes de levantamiento de datos en la zona debido al viento, recurrimos a la estación climatológica más completa de nuestro departamento como lo es la del aeropuerto de la ciudad de Tarija, donde nos da el dato de la velocidad del viento a 10 metros como solicita la norma, de modo que el valor máximo es de 45

nudos (ver anexo IV Análisis de cargas) lo que significa 83.34 Km/h por lo que podemos asumir una velocidad de 90Km/h para la combinación de cargas de Resistencia V (ver 3.1.8), sin embargo para la combinación de cargas de Resistencia III en la normativa AASHTO indica que se debe tomar una velocidad de 160Km/h al no tener datos de la zona, esto para simular lo más desfavorable, se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento.

Para puentes o elementos de puentes a más de 10m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad del viento de diseño se deberá ajustar con la siguiente fórmula (ver anexos para observar la determinación de esta velocidad):

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Es así que la presión del viento viene a ser calculada de la siguiente manera:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25.600}$$

3.1.5.4 Presión del viento sobre la carga viva.

La presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 146Kg/m actuando normal a la calzada y 1.8m sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. La experiencia práctica indica que no es probable que haya sobrecargas máximas presentes en el puente cuando la velocidad del viento es superior a 90 km/h.

La carga de viento de 146Kg/m representa una larga fila de vehículos de pasajeros, utilitarios comerciales y camiones en secuencia aleatoria, expuesta a la velocidad del viento de diseño de 90 km/h.

3.1.5.5 Presión vertical del viento.

Se considerará una fuerza vertical hacia arriba uniformemente distribuida por unidad de longitud del puente, con una magnitud igual a 96kg/m² multiplicada

por el ancho del tablero, incluyendo veredas y parapetos. Esta carga lineal longitudinal se aplicará en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento, juntamente con la carga horizontal calculada anteriormente. La norma también indica que esta fuerza se aplicará a los estados límites que no tengan presencia de carga por viento en la sobre carga (Resistencia III).

3.1.5.6 Fuerzas centrífugas.

En los puentes de planta curva se considerarán fuerzas radiales horizontales iguales a los pesos de cada eje del camión o del tándem de diseño multiplicados por:

$$C = 0.0105 \frac{V^2}{R}$$

Estas fuerzas centrífugas se supondrán aplicadas a 1.8m por encima de la superficie de rodadura. Estas fuerzas no se incluirán los efectos dinámicos.

3.1.5.7 Fuerzas de Frenado y Aceleración.

Las fuerzas de frenado y de aceleración se supondrán iguales a 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tándems de diseño correspondientes a las vías con el mismo sentido de tráfico. En el cómputo de estas fuerzas no se incluirá la sobrecarga uniforme de 9,3N/mm ni los efectos dinámicos.

Se supondrá que las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal, estando aplicadas a 1.8 m sobre el nivel de la losa del tablero.

3.1.5.8 Temperatura uniforme y gradiente de temperatura.

Estas cargas son dependientes netamente del sitio de emplazamiento del proyecto, la temperatura uniforme es determinada como la variación de temperatura máxima registrada, por lo que depende de los registros del SENAMHI de las estaciones más cercanas, ver anexo.

El gradiente de temperatura se define como la variación local de la temperatura en la estructura en función a la altura en el sitio, ésta se puede determinar mediante lecturas a puentes similares de la región, pero al no tener la información necesaria de este efecto,

la norma indica que para los estados de carga de resistencia como de evento extremo pueden ser despreciados (Art.3.4.1).

3.1.6 Infra estructura.

La infraestructura constará de los estribos en las partes extremas de los puentes, de las pilas interiores y de las fundaciones, que será definida en función a las solicitaciones máximas, de modo de cumplir los objetivos del presente proyecto.

3.1.6.1 Empuje lateral del suelo.

Se asume que el empuje lateral del suelo es inicialmente proporcional a la altura de suelo, y se debe tomar como:

$$p = k * \gamma_s * g * z * (x10^{-9})$$

Donde:

p = Empuje lateral del suelo (MPa)

k = Coeficiente de empuje lateral

γ_s = Densidad del suelo (kg/m³)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{r[\sin^2\theta * \sin(\theta - \delta)]}$$

$$r = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) * \sin(\phi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta + \beta)}}$$

Donde:

δ = Ángulo de fricción entre el relleno y el muro

β = Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

θ = Ángulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal

ϕ_f = Ángulo efectivo de fricción interna

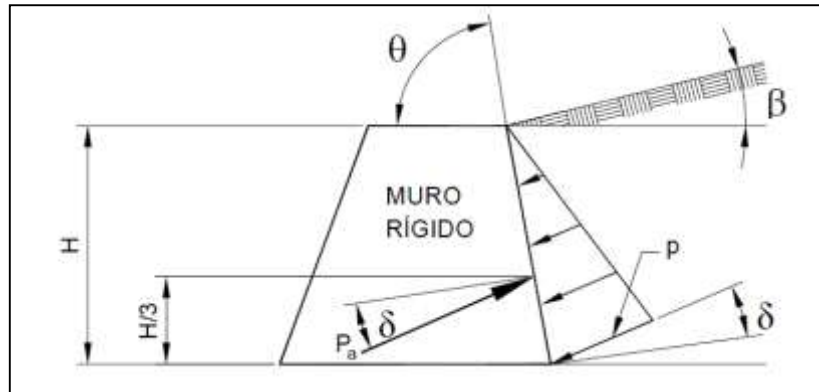


Figura 4 Simbología para el empuje activo de Coulomb. (Fuente: Norma AASHTO LRFD)

| Materiales en interfase | Ángulo de fricción, δ (°) | Coefficiente de fricción, $\tan \delta$ |
|--|----------------------------------|---|
| Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación | | |
| * Roca sana y limpia | 35 | 0,70 |
| * Grava limpia, mezcla de grava y arena, arena gruesa | 29 a 31 | 0,55 a 0,60 |
| * Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa a arcillosa | 24 a 29 | 0,45 a 0,55 |
| * Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media | 19 a 24 | 0,34 a 0,45 |
| * Limo fino arenoso, limo no plástico | 17 a 19 | 0,31 a 0,34 |
| * Arcill residual o preconsolidada muy rígida y dura | 22 a 26 | 0,40 a 0,49 |
| * Arcilla de rigidez media y rígida, arcilla limosa | 17 a 19 | 0,31 a 0,34 |

Tabla 2 Ángulo de fricción entre diferentes materiales. (Fuente: Norma AASHTO LRFD)

3.1.6.2 Fuerza Lateral de Empuje (Ea).

$$E_a = \frac{1}{2} * p * z$$

Se asume que esta fuerza debida al peso del relleno actúa a H/3, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno.

Y sus componentes tanto vertical como horizontal serán igual a:

$$E_H = E_a * \cos(\delta)$$

$$E_V = E_a * \sin(\delta)$$

3.1.6.3 Sobrecarga Viva (LS).

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k * \gamma_s * g * h_{eq} * 10^{-9}$$

Donde:

Δ_p : Empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

| Altura del estribo (mm) | heq (mm) |
|-------------------------|----------|
| 1.500 | 1.200 |
| 3.000 | 900 |
| ≥ 6.000 | 600 |

Tabla 3 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico. (Fuente: Norma AASHTO LRFD)

Y la fuerza por sobrecarga viva será igual a:

$$F_{\Delta p} = \Delta_p * z$$

Esta carga actuara verticalmente en toda la profundidad de relleno hasta la base del estribo, por lo que su brazo de palanca, será igual a esa altura entre 2.

3.1.7 Combinaciones de carga.

Las combinaciones de cargas se las realiza para obtener las mayores respuestas en distintos tipos de hipótesis de carga, como lo especifica la norma usada en el proyecto, que distingue claramente cuatro estados límites como los son las de Resistencia, Evento Extremo, Servicio y Fatiga. Por el alcance del presente trabajo se usara simplemente el

Estado Límite de Resistencia para el diseño de la superestructura y se incluirá el Estado límite de Servicio para efectos de diseño de infraestructura, ya que éste es el que nos brinda las solicitaciones que se usan para el diseño estructural, en cambio los otros estados límites nos brindan las solicitaciones de servicio y fatiga para verificar el confort del puente que no es parte del alcance del proyecto, y el estado límite de evento extremo se desprecia ya que es poco probable un sismo en la región, vientos huracanados, colisión de barcos o hielo.

El estado límite de resistencia a su vez se divide en 5 combinaciones de cargas con sus respectivos factores de carga, es por eso que la norma presenta las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2.

| Combinaciones de carga | DC DD DW EH EV ES EL | LL IM CE BR PL LS | WA | WS | WL | FR | TU CR SH | TG | SE | Usar solo 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 | 0,5/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA II | γ_p | 1,35 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,5/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA III | γ_p | - | 1,00 | 1,40 | - | 1,00 | 0,5/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA IV - Solo EH, EV, ES, DW, DC | γ_p 1,5 | - | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,5/1,20 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA V | γ_p | 1,35 | 1,00 | 0,40 | 1,00 | 1,00 | 0,5/1,20 | 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 | 1,00 | 1,00 |
| SERVICIO I | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,30 | 1,00 | 1,00 | 1,00/1,2 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - |
| SERVICIO II | 1,00 | 1,30 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,2 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| SERVICIO III | 1,00 | 0,80 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,2 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - |
| SERVICIO IV | 1,00 | - | 1,00 | 0,70 | - | 1,00 | 1,00/1,2 | - | 1,00 | - | - | - | - | - | - |
| FATIGA - Solo LL, IM y CE | - | 0,75 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Tabla 4 Combinaciones de carga y factores de carga. (Fuente: Norma AASHTO LRFD)

| Tipo de carga | Factor de carga | |
|--|-----------------|--------|
| | Máximo | Mínimo |
| DC: Elementos y accesorios | 1,25 | 0,90 |
| DD: Fricción negativa (downdrag) | 1,80 | 0,45 |
| DW: Superficies de rodamiento ,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 | | |
| *Estructura rígida enterrada | 1,00 | N/A |
| *Marcos rígidos | 1,35 | 1,00 |
| * Estructuras flexibles enterradas u otras, | 1,30 | 0,90 |
| excepto alcantarillas metálicas rectangulares | 1,35 | 0,90 |
| * Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles | 1,95 | 0,90 |
| | 1,20 | 1,20 |
| | 1,50 | 0,90 |
| ES: Sobrecarga de suelo | 1,50 | 0,75 |

Tabla 5 Factores de carga para cargas permanentes, γp. (Fuente: Norma AASHTO LRFD)

De las combinaciones anteriores también la norma indica que son para determinados estados limites por lo que para el cumplimiento del objetivo del proyecto se usaran las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia I, III, IV y V.

despreciando así la combinación de resistencia II ya que es específica para vehículos especiales como tanques u otros especificados por el propietario.

De acuerdo a lo antes mencionado y a las tablas se puede realizar las combinaciones de carga junto a sus factores de carga de la siguiente manera:

RESISTENCIA I:

$$1.25DC+1.5DW+1.75(LL+IM)+1.75PL+1.75BR+0.5TU$$

RESISTENCIA III:

$$1.25DC+1.5DW+1.4WS+0.5TU$$

RESISTENCIA IV:

$$1.5DC+1.5DW+0.5TU$$

RESISTENCIA V:

$$1.25DC+1.5DW+1.35(LL+IM)+1.35PL+1.35BR+0.4WS+1WL+0.5TU$$

SERVICIO I:

$$DC + DW + LL + IM + BR + PL + 0,3WS$$

3.2 Análisis estructural.

En el artículo 4.4 de la normativa AASHTO indica los métodos aceptables de análisis estructural, y también indica que el diseñador es el responsable del uso de programas computacionales utilizados para facilitar el análisis estructural y por la interpretación y uso de los resultados obtenidos.

3.2.1 Verificación de resultados de software.

Se realizó una verificación de los resultados que arroja el software CSI BRIDGE v.15 con los resultados obtenidos con el método aproximado para el primer tramo Sur-Norte del proyecto (ver anexo V Verificación del uso del programa CSI Bridge), dicho tramo consta de un puente losa simplemente apoyado de 12 metros de longitud, a continuación se indica los resultados obtenidos, de modo de poder compararlos y sacar algunas conclusiones.

Comparación entre los dos métodos.

Una comparación de los momentos obtenidos con los dos diferentes métodos, de manera de poder concluir si es o no aplicable el software para su uso en el proyecto, El momento obtenido por el método de las fajas es 29921.08 Kg.m/m, y el obtenido por el uso del programa es 29.357,641 Kg.m/m, con un porcentaje de variación de 1,88%, esto debido a que los métodos aproximados tienen un mayor rango de seguridad.

El software es aplicable para obtener los resultados de las solicitaciones para el presente proyecto. En los siguientes puntos se muestra la modelación de los puentes en el programa CSI BRIDGE y los resultados que éste arroja, para que se pueda observar de manera clara, la respuesta estructural para las cargas, para en el siguiente capítulo a realizar el diseño en resistencia última.

3.2.2 Cálculo manual de un arco biempotrado.

El cálculo manual de un puente arco, se lo realiza según el libro “Formulario para Proyectos de Puentes Arco de Hormigón Armado” donde se explica lo necesario para lograr el objetivo.

Lo esencial en el cálculo de un arco es la determinación de las reacciones de sustentación ya que una vez calculadas estas la determinación de los momentos flectores y esfuerzos axiales y de corte se calculan inmediatamente con las formulas:

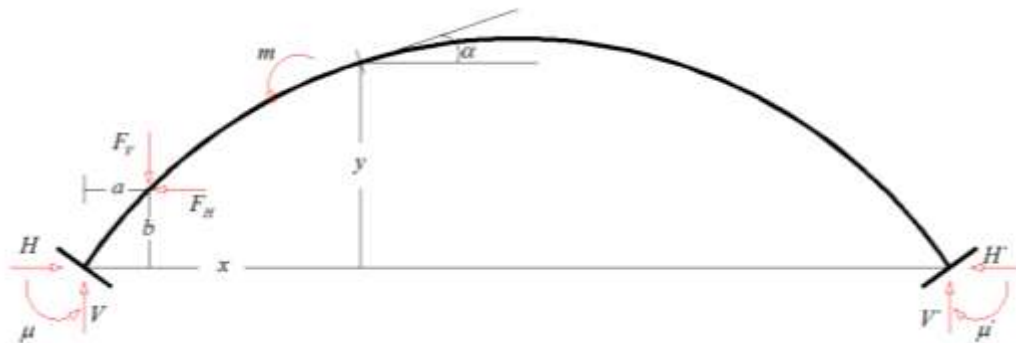


Figura 5 Arco biempotrado, reacciones de apoyo. (Fuente: Formulario para proyectos de puentes de arco de hormigón armado, autor: Carlos Fernández Casado)

$$M = \mu + V \cdot x + H \cdot y + \sum F_v (x - a) + \sum F_H (y - b) + \sum m$$

$$N = (V + \sum F_V) \sin \alpha + \mu + (H + \sum F_H) \cos \alpha$$

$$T = (V + \sum F_V) \cos \alpha + \mu + (H + \sum F_H) \sin \alpha$$

Determinación de las reacciones

Al ser un arco biempotrado son 6 las incógnitas de cálculo, obtenemos 3 ecuaciones que las relacionan con las fuerzas exteriores:

$$V + V' + \sum F_V = 0$$

$$H + H' + \sum F_H = 0$$

$$\mu + \mu' + V'.L + \sum F_V.a + \sum F_H.b + \sum m = 0$$

Y obtenemos otras 3 ecuaciones por aplicación de las ecuaciones generales de las piezas prismáticas de pequeña curvatura. Estas expresan las deformaciones relativas del arco, de extremo a extremo, en función de las fuerzas exteriores y de las reacciones de sustentación.

Al realizar el artificio de transformación, el cual convierte al arco hiperestático en uno isostático al liberar uno de sus apoyos:

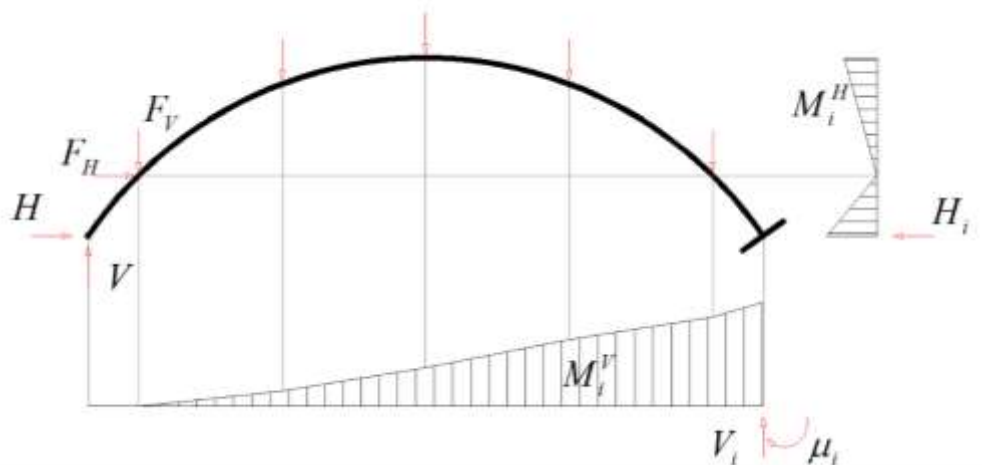


Figura 6 Liberación de un apoyo del arco. (Fuente: Formulario para proyectos de puentes de arco de hormigón armado, autor: Carlos Fernández Casado)

$$M = M_i + \mu + V \cdot x + H \cdot y$$

$$T^V = T_i^V + V$$

$$T^H = T_i^H + H$$

Las anteriores formulas relacionan los términos isostáticos e hiperestático, los isostáticos son las momentos flectores, fuerzas de corte y reacciones del voladizo, y los términos hiperestáticos son, precisamente, los d la reacción en la extremidad libertada.

Las siguientes ecuaciones complementarias de la deformación, que se las obtiene utilizando BRESSE, MULLER BRESLAU, CASTIGLIANO, Analogía de la columna etc.

$$\theta = \int M_i \frac{ds}{I} + \mu \int \frac{ds}{I} + V \int x \frac{ds}{I} + H \int y \frac{ds}{I}$$

$$\Delta = \int M_i \cdot x \frac{ds}{I} + \mu \int x \frac{ds}{I} + V \int x^2 \frac{ds}{I} + H \int xy \frac{ds}{I}$$

$$\delta = \int M_i \cdot y \frac{ds}{I} + \mu \int y \frac{ds}{I} + V \int x \cdot y \frac{ds}{I} + H \left[\int y^2 \frac{ds}{I} + \int \frac{ds}{A} \right]$$

Ahora bien aplicando el método del centro elástico, obtenemos las coordenadas de este por medio de las siguientes expresiones:

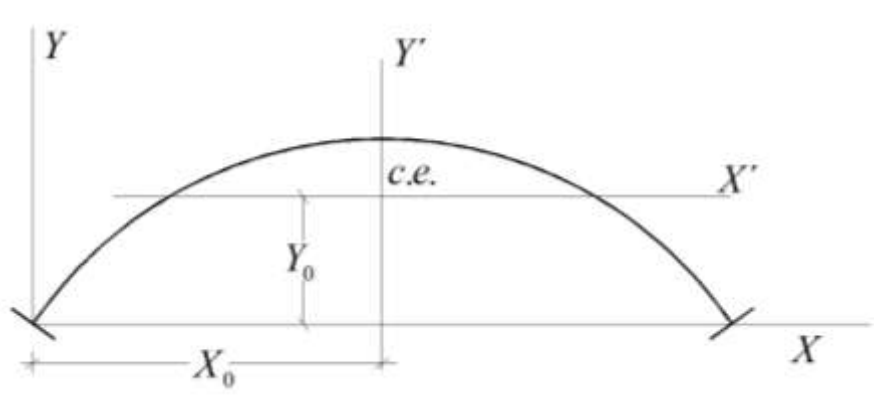


Figura 7 Centro elástico de un arco. (Fuente: Formulario para proyectos de puentes de arco de hormigon armado, autor: Carlos Fernández Casado)

$$X_0 = \frac{\int x \frac{ds}{I}}{\int \frac{ds}{I}} \quad Y_0 = \frac{\int y \frac{ds}{I}}{\int \frac{ds}{I}}$$

Las fórmulas de transformación de coordenadas son las siguientes:

$$X' = X - X_0$$

$$Y' = Y - Y_0$$

Se logran eliminar así las siguientes expresiones:

$$\int x' \frac{ds}{I} = 0 \quad \int y' \frac{ds}{I} = 0 \quad \int x' y' \frac{ds}{I} = 0$$

Es así que el sistema se convierte en:

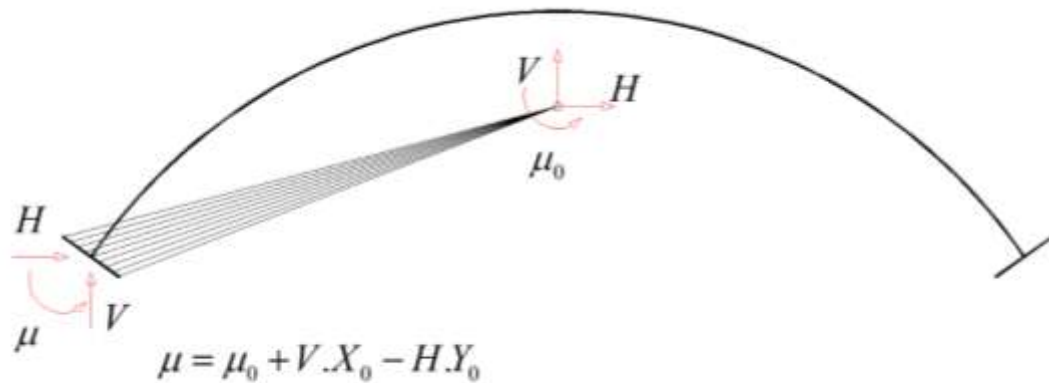


Figura 8 Reacciones en el centro elástico. (Fuente: Formulario para proyectos de puentes de arco de hormigón armado, autor: Carlos Fernández Casado)

$$\theta = \int M_i \frac{ds}{I} + \mu_0 \int \frac{ds}{I}$$

$$\Delta = \int M_i x' \frac{ds}{I} + V \int x'^2 \frac{ds}{I}$$

$$\delta = \int M_i \cdot y \frac{ds}{I} + H \left[\int y^2 \frac{ds}{I} + \int \frac{ds}{A} \right]$$

Al ser un arco biempotrado las tres componentes de la deformación se anulan y resultan las siguientes expresiones:

$$\mu_0 = \frac{\int M_i \frac{ds}{I}}{\int \frac{ds}{I}} \quad V = \frac{\int M_i \cdot x \frac{ds}{I}}{\int x^2 \frac{ds}{I}} \quad H = \frac{\int M_i \cdot y \frac{ds}{I}}{\left[\int y^2 \frac{ds}{I} + \int \frac{ds}{A} \right]}$$

La solución de las anteriores ecuaciones se lo puede hacer mediante solución analítica, o para facilitar los cálculos el libro mencionando anteriormente tiene un apéndice en el cual nos resume el proceso mediante tablas:

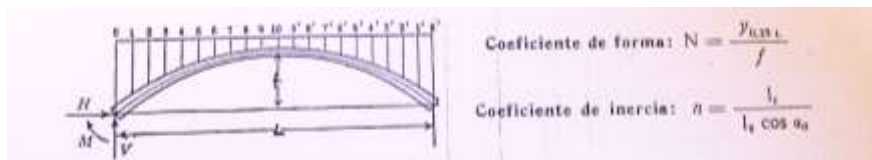


Figura 9 Coeficientes para uso de tablas. (Fuente: Formulario para proyectos de puentes de arco de hormigón armado, autor: Carlos Fernández Casado)

| N = | 0,25 | 0,24 | 0,23 | 0,22 | 0,21 | 0,20 | 0,19 | 0,18 | 0,17 | 0,16 | 0,15 |
|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| H ₀ | 0,1250 | 0,1320 | 0,1397 | 0,1483 | 0,1579 | 0,1687 | 0,1808 | 0,1946 | 0,2104 | 0,2287 | 0,2499 |
| V ₀ | 0,500 | 0,5566 | 0,6206 | 0,6933 | 0,7761 | 0,8713 | 0,9812 | 1,1092 | 1,2593 | 1,4370 | 1,6496 |

Diagrama de un arco de hormigón armado con sus reacciones y coeficientes de forma e inercia. El diagrama muestra un arco de hormigón armado con sus reacciones y coeficientes de forma e inercia. A la izquierda se muestra un diagrama de un arco de hormigón armado con sus reacciones y coeficientes de forma e inercia. A la derecha se muestran los coeficientes de forma e inercia.

Figura 10 Reacciones para carga permanente. (Fuente: Formulario para proyectos de puentes de arco de hormigón armado, autor: Carlos Fernández Casado)

| $\alpha =$ | 0,15 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,40 | 0,50 | |
|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $\int \frac{dx}{1}$ | 0,575 | 0,600 | 0,625 | 0,650 | 0,700 | 0,750 | |
| $\int x^2 \frac{dx}{1}$ | 0,0302 | 0,0333 | 0,0364 | 0,0396 | 0,0458 | 0,0521 | |
| $\int y^2 \frac{dx}{1}$ | 0,25 | 0,0329 | 0,0370 | 0,0410 | 0,0448 | 0,0520 | 0,0588 |
| | 0,24 | 0,0320 | 0,0361 | 0,0400 | 0,0437 | 0,0509 | 0,0577 |
| | 0,23 | 0,0312 | 0,0352 | 0,0390 | 0,0428 | 0,0498 | 0,0566 |
| | 0,22 | 0,0302 | 0,0342 | 0,0380 | 0,0417 | 0,0486 | 0,0553 |
| | 0,21 | 0,0294 | 0,0332 | 0,0370 | 0,0407 | 0,0475 | 0,0541 |
| | 0,20 | 0,0285 | 0,0323 | 0,0361 | 0,0396 | 0,0466 | 0,0530 |
| | 0,19 | 0,0276 | 0,0314 | 0,0351 | 0,0386 | 0,0455 | 0,0519 |
| | 0,18 | 0,0267 | 0,0305 | 0,0341 | 0,0376 | 0,0443 | 0,0507 |
| | 0,17 | 0,0258 | 0,0295 | 0,0331 | 0,0366 | 0,0432 | 0,0496 |
| | 0,16 | 0,0250 | 0,0286 | 0,0322 | 0,0356 | 0,0422 | 0,0484 |
| | 0,15 | 0,0241 | 0,0277 | 0,0312 | 0,0346 | 0,0411 | 0,0472 |
| Σ | | | | | | | |

Tabla 6 Coeficientes fijos. (Fuente: Formulario para proyectos de puentes de arco de hormigón armado, autor: Carlos Fernández Casado)

3.2.3 Consideraciones para el análisis.

Para una mejor percepción de los resultados que arroja el programa es necesario tener todo de manera muy ordenada, por lo que se divide en 3 tramos para el análisis estructural, a fin de tener claro los tramos característicos. Denominaremos el puente en general como Sur-Norte de modo que los tramos van de sur a norte respectivamente, el primer tramo es el que corresponde más al sur y es el puente de aproximación losa, el tramo 2 es el puente de arco y el tramo 3 se divide en 3 sub tramos como lo son 3A, 3B y 3C que corresponden a los tramos de puentes de aproximación curvos de losa.

3.2.4 Modelación del tramo 1 Sur-Norte.

La modelación de este tramo se la realiza aplicando las prescripciones de la norma sobre el uso de programas de análisis estructural donde indica que la rigidez de los elementos como lo son barandas, barreras o divisorias se puede incluir en la resistencia de la pieza para estados de servicio y fatiga siempre y cuando se garantice la acción compuesta, en el caso nuestro se trata del análisis a resistencia última por lo que no se tomará en cuenta dicha rigidez. Para la modelación del tramo se determinó cargas

distribuidas a los laterales y momentos para simular las cargas muertas del barandado y de la vereda, como también las cargas vivas de uso.

Como la losa en cuestión de los tramos 1 y 3 del presente proyecto se modela como losas alveoladas, surge la necesidad de poder obtener una losa en el programa que cumpla con el propósito de rigidez y peso de dicha losa, es por eso que se aplica un artificio de lograr una sección equivalente de losa maciza, obviamente previa verificación como sigue a continuación.

Para tal motivo se procedió a calcular la sección equivalente que provoque la misma inercia y el mismo peso como se muestra en la figura 19, y se procedió a modelar en el SAP2000 por medio de la herramienta de Section Designer (Figura 20) una losa de 1,65m de ancho y 6m de longitud que tenga la sección alveolada, para poder compararla con la losa de sección equivalente usando el software. Se cargó ambas losas con una carga igual como lo es 2.000Kg en el centro de la losa, para posteriormente obtener los resultados mediante una sección de corte en la mitad del vano.

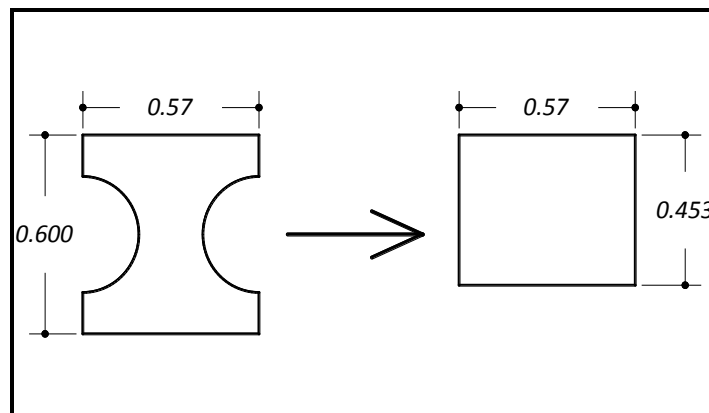


Figura 11 Sección equivalente de losa maciza. (Fuente: Elaboración propia)

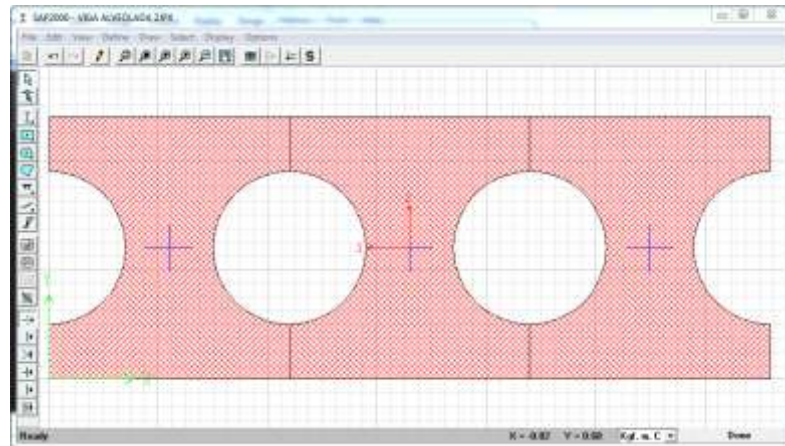


Figura 12 Sección de losa de 1,65m de ancho. (Fuente: Elaboración propia)

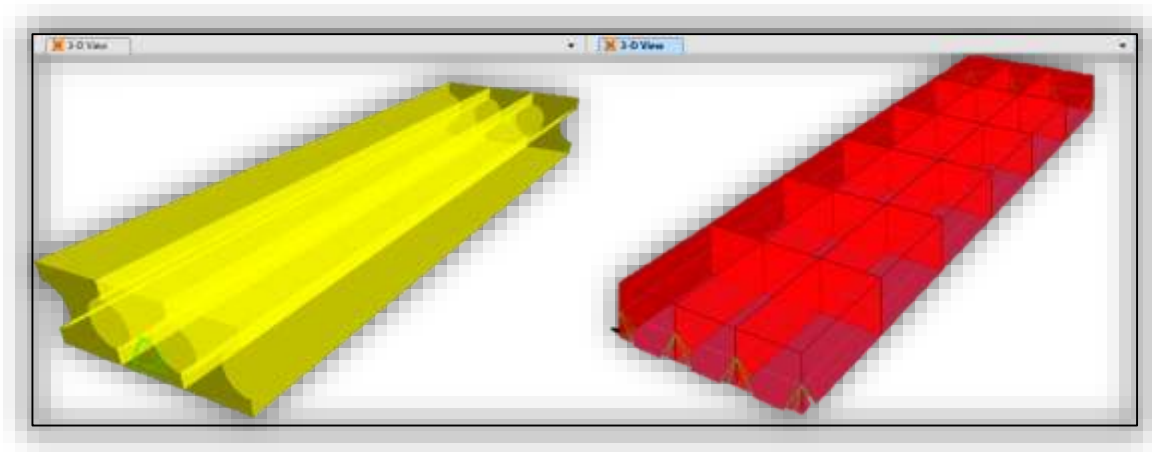


Figura 13 Comparación entre las dos losas. (Fuente: Elaboración propia)

Comprobando que los valores son similares, de modo que se puede emplear la sección equivalente para el modelamiento en la losa del puente tanto del tramo 1 y 3.

En la figura 22 se muestra el diagrama de momentos positivos debido a la combinación de Resistencia I, ya que es la más desfavorable.

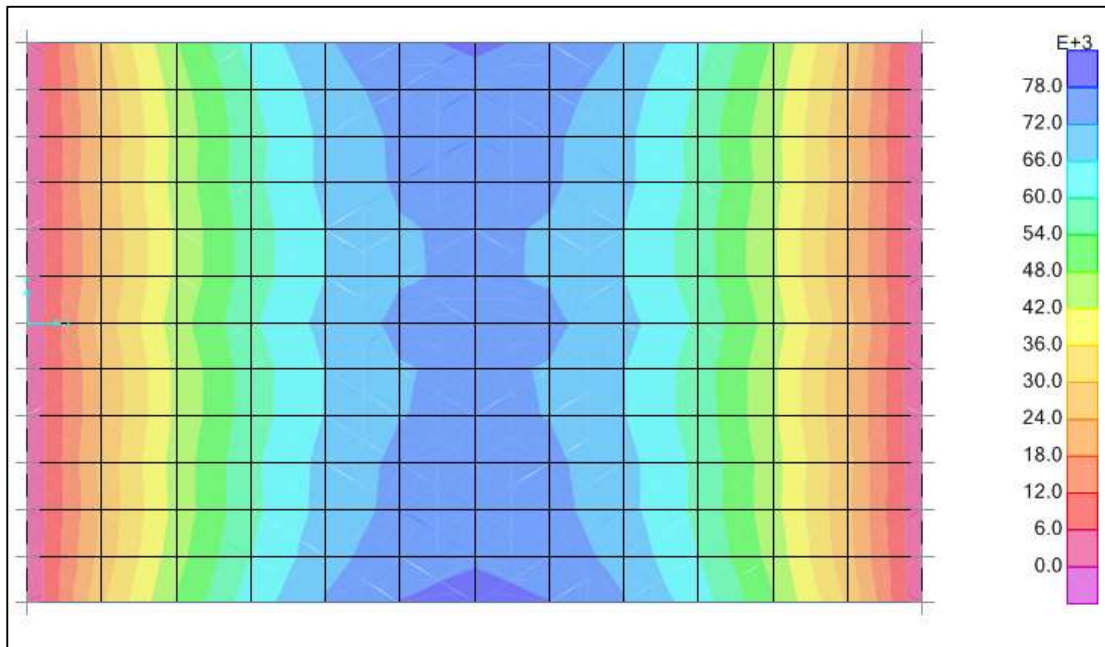


Figura 14 Momento Positivos debido a la combinación Resistencia I. (Fuente: Elaboración propia)

3.2.5 Modelación del tramo 2 Sur-Norte.

Este tramo al ser concebido como hiperestático es sensible a los cambios de temperatura y al viento lateral que se presenta en la estructura, por lo que estas cargas son consideradas, en este tramo es muy necesario aplicar las recomendaciones de la norma en cuanto a discretización cuando se usan programas con elementos finitos (Art. 4.6.3.3, 4.6.3.5 y 4.6.3.6).

Para una mejor apreciación de los efectos que proporciona el programa es necesario conocer la disposición de los elementos que lo componen, en las siguientes figuras se muestra el detalle de los diferentes elementos:

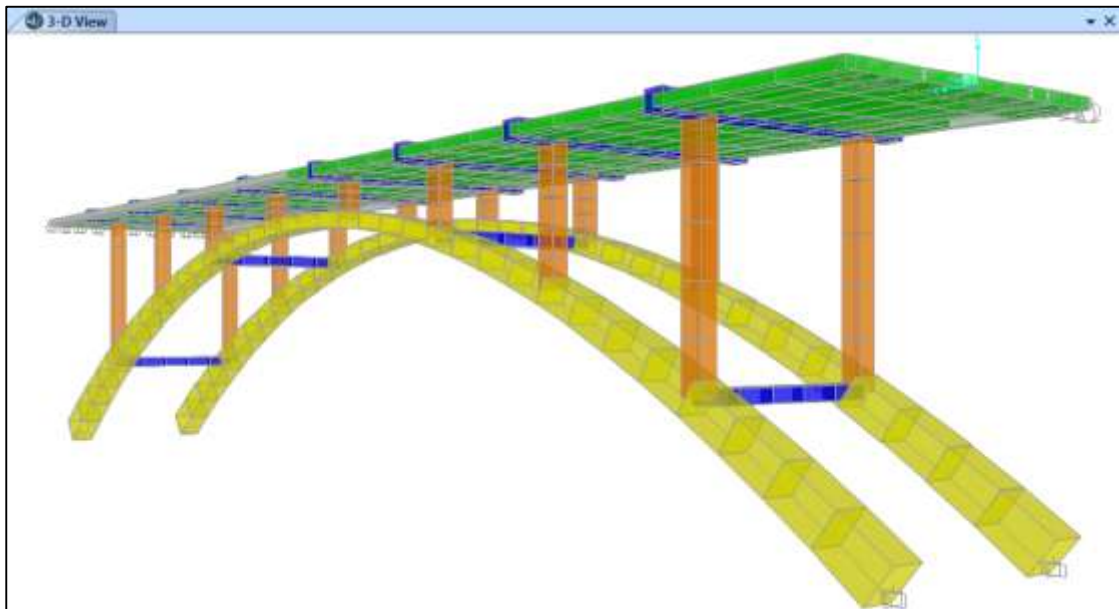


Figura 15 vista 3D del modelo del tramo 2 Sur-Norte. (Fuente: Elaboración propia)

Es necesario realizar un estudio detallado de las cargas que actúan en el modelo, es así que nos referimos a los puntos anteriores de este documento, y a la Norma AASHTO LRFD en su capítulo tercero. Dichas cargas se calculan y se adoptan en función a norma, para observar el proceso de cálculo dirigirse al anexo IV del presente trabajo.

Una vez determinadas las cargas actuantes y aplicados los conceptos de estados límites, combinaciones de cargas y factores de carga expuestos es el punto 3.1.8 del presente documento, se obtienen las máximas respuestas o envolventes de los elementos del tramo 2 Sur-Norte, pudiendo apreciar algunos de éstos a continuación:

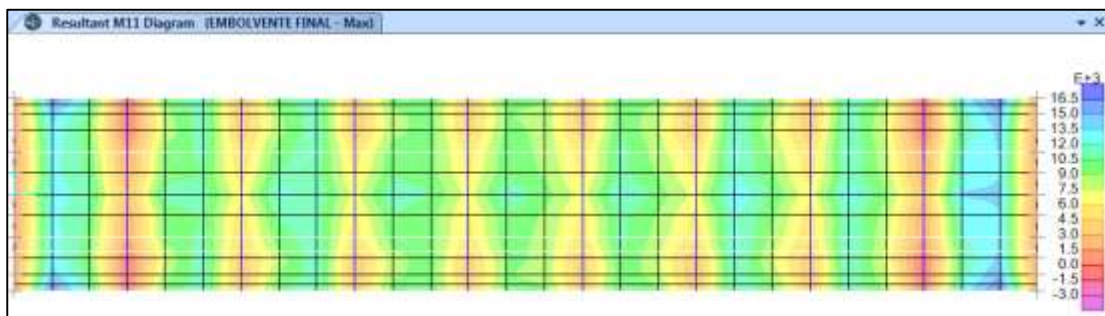


Figura 16 Diagrama envolvente de momentos positivos en la losa del puente. (Fuente: Elaboración propia)

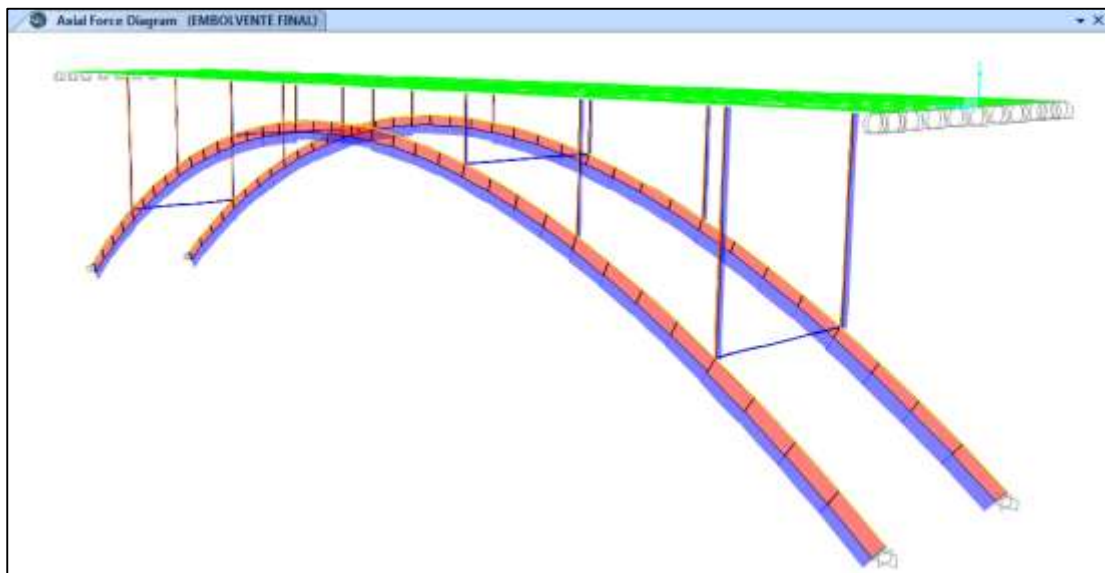


Figura 17 Diagrama envolvente de fuerzas axiales. (Fuente: Elaboración propia)

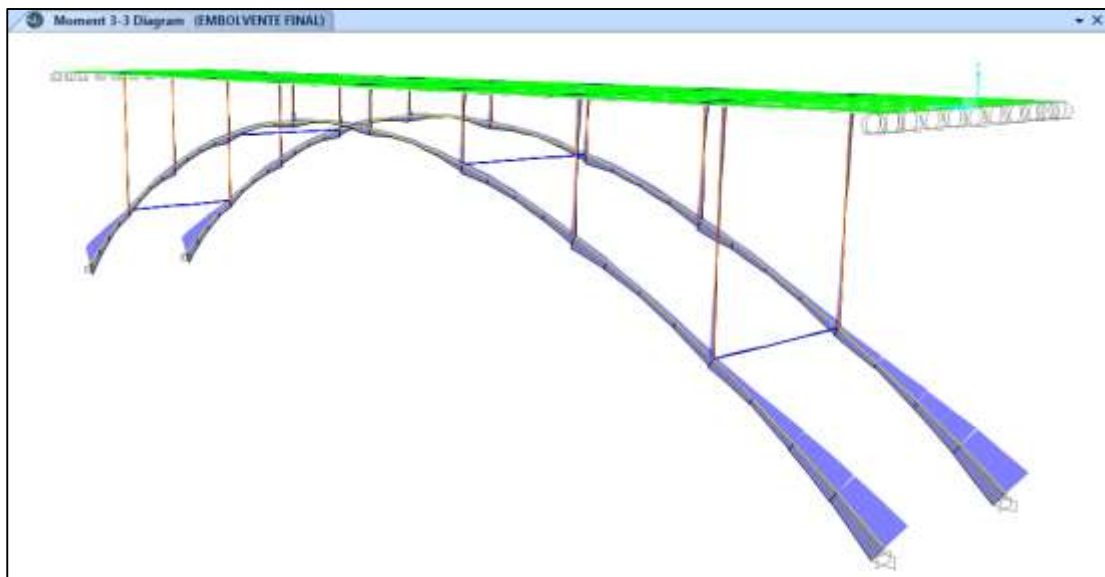


Figura 18 Diagrama envolvente de momentos flectores (3-3). (Fuente: Elaboración propia)

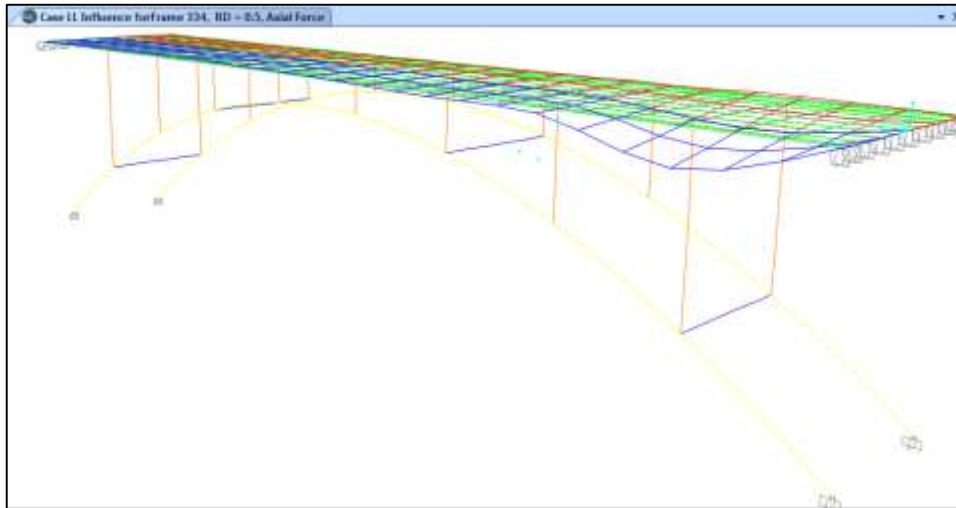


Figura 19 Línea de influencia en 3 dimensiones del esfuerzo axial en el elemento seleccionado. (Fuente: Elaboración propia)

3.2.6 Modelación del tramo 3 Sur-Norte.

El modelamiento de este tramo que a su vez se divide en 3 subtramos por llamarlos así, se lo realiza de manera muy similar a el tramo 1 del punto 3.2.3 del presente documento, dicho eso, sólo cabe mencionar que en este tramo se toma en cuenta la acción de la fuerza centrífuga, ya que es concebido con planta curva.

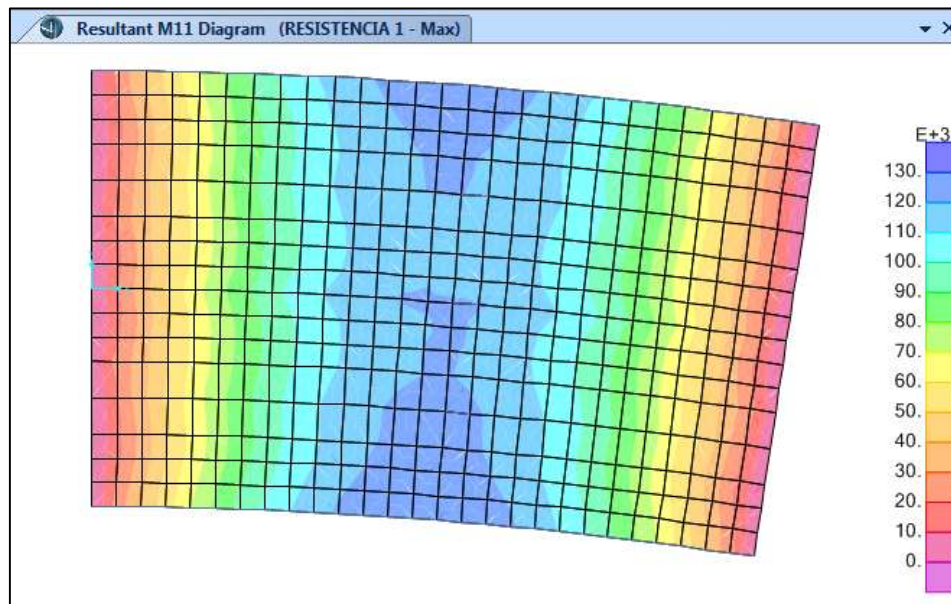
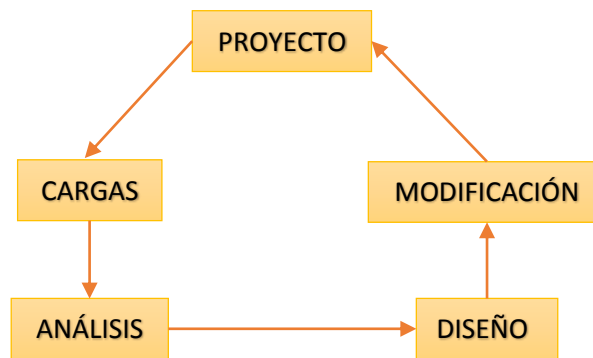


Figura 20 Momento Positivos debido a la combinación Resistencia I. (Fuente: Elaboración propia)

4 CAPÍTULO IV. DIMENSIONAMIENTO DEFINITIVO.

El diseño estructural se lo realiza siguiendo procedimientos regulados por las normativas AASHTO-LRFD y ACI, y de la envolvente final¹ de solicitaciones, con las cargas que en el anterior capítulo se describieron. El diseño se lo realiza siguiendo el orden “de arriba hacia abajo”, en caso de ser necesarios algunos ajustes a las secciones o disposiciones iniciales, son posibles y no afectarían al diseño de los elementos superiores².

4.1 Filosofía de diseño.



El diseño estructural de los elementos del proyecto se basan en el anterior esquema, donde muestra el ciclo que se debe seguir en cualquier proyecto de ingeniería civil, es decir, fijar el proyecto mediante un pre dimensionamiento, el análisis de cargas para determinar las condiciones más desfavorables, el análisis estructural determinando las repuestas que son necesarias para dichas cargas, el diseño donde se aplican las normas y conocimientos adquiridos, y la modificación en caso de ser necesaria, para volver al inicio.

4.2 Método de diseño por resistencia.

El Método de Diseño por Resistencia requiere que en cualquier sección la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada

¹ *Envolvente final.*- conjunto de las combinaciones de cargas posibles, logrando identificar las que causan mayores efectos.

² Por ejemplo, el ser necesario hacer variar la sección del arco no afecta a las vigas superiores.

mediante las combinaciones de cargas mayoradas especificadas en el código. De forma generalizada, Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida (U); donde:

Resistencia de Diseño = Factor de Reducción de la Resistencia (ϕ) \times Resistencia Nominal.

ϕ = Factor de reducción de la resistencia que toma en cuenta (1) la probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la supuesta debido a las variaciones en las resistencias de los materiales y sus dimensiones, (2) las imprecisiones de las ecuaciones de diseño, (3) el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida del elemento cargado, y (4) la importancia del elemento dentro de la estructura (AASHTO Art. 5.5.4.2).

Resistencia Nominal = Resistencia de un elemento o sección transversal calculada usando las hipótesis y ecuaciones de resistencia del Método de Diseño por Resistencia, antes de aplicar cualquier factor de reducción de la resistencia.

Resistencia Requerida (U) = Factores de carga \times Solicitaciones por cargas de servicio. La resistencia requerida se calcula de acuerdo con las combinaciones de cargas indicadas en 3.1.7 del presente documento.

Todos los elementos y secciones de la estructura se deben dimensionar de manera que satisfagan este criterio bajo la combinación de cargas más crítica para todas las acciones posibles (flexión, carga axial, corte, torsión, etc.):

$$P_U \leq \phi P_n$$

$$M_U \leq \phi M_n$$

$$V_U \leq \phi V_n$$

$$T_U \leq \phi T_n$$

4.3 Hipótesis de diseño.

4.3.1 Equilibrio de las fuerzas y compatibilidad de las deformaciones.

El cálculo de la resistencia de un elemento o de una sección transversal mediante el Método de Diseño por Resistencia exige que se satisfagan dos condiciones básicas: (1) equilibrio estático y (2) compatibilidad de las deformaciones.

La primera condición exige que las fuerzas de compresión y tracción que actúan en la sección transversal para la resistencia "última" estén en equilibrio, mientras que la segunda condición exige que también se satisfaga la compatibilidad entre las deformaciones del hormigón y de la armadura bajo condiciones "últimas".

4.3.2 Hipótesis de diseño #1.

Las deformaciones específicas en la armadura y en el hormigón se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

En otras palabras, se asume que las secciones planas normales al eje de flexión permanecen planas luego de la flexión.

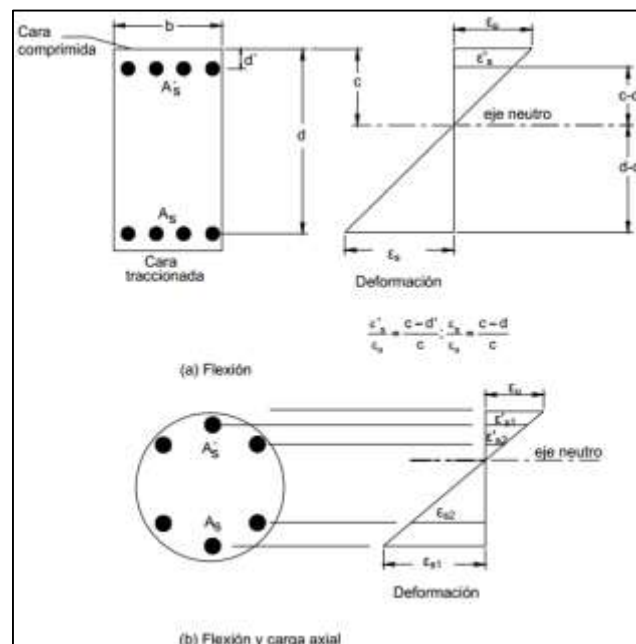


Figura 1 Variación supuesta de la deformación específica. (Fuente: Notas sobre ACI 318-02)

4.3.3 Hipótesis de diseño #2.

La máxima deformación utilizable en la fibra comprimida extrema del hormigón se asumirá igual a $\epsilon_u = 0,003$.

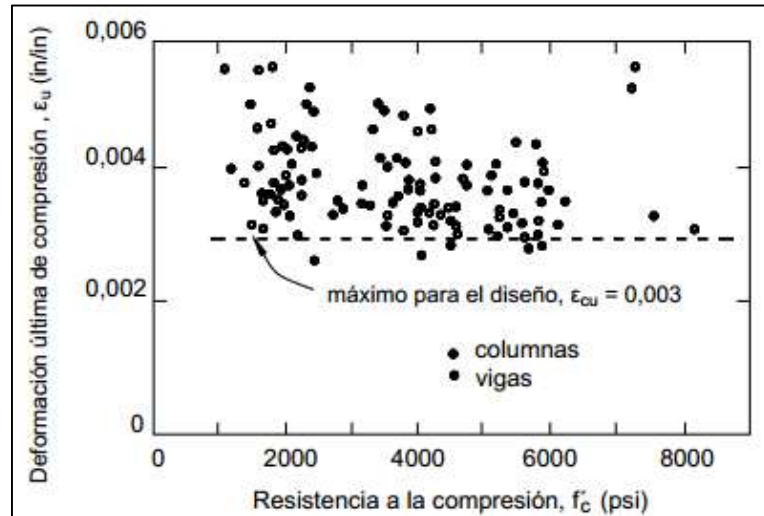


Figura 2 Máxima deformación específica de compresión del hormigón. (Fuente: Notas sobre ACI 318-02)

4.3.4 Hipótesis de diseño #3.

La tensión en la armadura f_s por debajo de la tensión de fluencia f_y se tomará como E_s por la deformación específica del acero ϵ_s . Para deformaciones específicas mayores que f_y/E_s , la tensión en la armadura se considerará independiente de la deformación e igual a f_y .

4.3.5 Hipótesis de diseño #4.

En el diseño de los elementos de hormigón armado solicitados a flexión se deberá despreciar la resistencia a la tracción del hormigón.

La resistencia a la tracción del hormigón solicitado a flexión, conocida como módulo de rotura, es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión, y su valor es de aproximadamente 8% a 12% de la resistencia a la compresión. El valor de diseño generalmente aceptado para el hormigón de peso normal es $7.5\sqrt{f'_c}$ [psi].

4.3.6 Hipótesis de diseño #5.

La relación entre la tensión de compresión en el hormigón y la deformación específica del hormigón se pueden considerar satisfechos con una distribución rectangular de tensiones equivalente en el hormigón definida de la siguiente manera: Se asumirá una tensión en el hormigón de $0.85f'_c$ uniformemente distribuida en una zona de compresión equivalente limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra con máxima deformación específica de compresión. La distancia c entre la fibra con máxima deformación específica de compresión y el eje neutro se deberá medir en dirección perpendicular a dicho eje. El factor β_1 se deberá tomar igual a 0,85 para resistencias f'_c de hasta 280Kg/cm^2 y se deberá disminuir de forma progresiva en 0,05 por cada 70Kg/cm^2 resistencia en exceso de 280Kg/cm^2 , pero β_1 no se deberá tomar menor que 0,65.

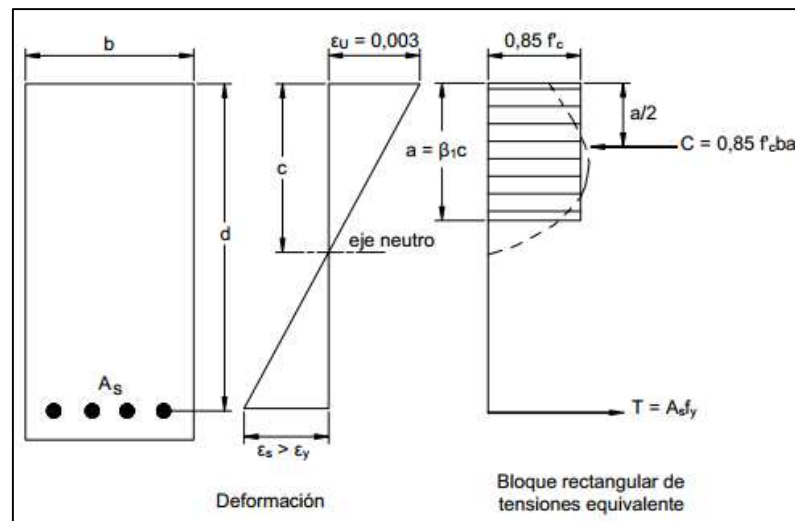


Figura 3 distribución rectangular equivalente de las tensiones en el hormigón. (Fuente: Notas sobre ACI318-02)

A continuación se muestra el diseño estructural de la superestructura y de la infraestructura de la manera más ordenada y resumida posible, para ver a detalle dirigirse al anexo VII Memoria de cálculo:

4.4 Diseño estructural de la superestructura del puente.

4.4.1 Diseño del pasamanos. (Común para los tres tramos).

Del análisis de cargas, se realizó las posibles cargas que actúan sobre los pasamanos, resultando un caso de flexión pura en dos direcciones, con un momento último de $M_U = 189,81Kg.m$ y un cortante último $V_U = 379,62Kg$ con ayuda de los conceptos fundamentales del diseño de H°A° se diseñó la siguiente pieza como se muestra:

| | |
|----------------|--------------------|
| Flexión | 4 ϕ 8mm |
| Corte | ϕ 6mm c/25 cm |

Tabla 1 Refuerzo del pasamanos. (Fuente Elaboración propia)

4.4.2 Diseño de los postes. (Común para los tres tramos).

De igual manera se idealiza el poste como una viga en voladizo, claramente la sección crítica es en la base de ésta, el diseño es a flexión pura y corte. El momento último es $M_U = 419,48Kg.m$ y el cortante último es $V_U = 411,25Kg$. El diseño se lo realiza con las ecuaciones mostradas a continuación:

| | |
|----------------|--------------------|
| Flexión | 4 ϕ 8mm |
| Corte | ϕ 6mm c/25 cm |

Tabla 2 Refuerzo de Poste del pasamano. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.3 Diseño de la vereda. (Común para los tres tramos).

Para el análisis de cargas se deberá tener en cuenta dos casos diferentes en los que pueda ser sometida la losa de la vereda, es así que se definirán éstos, el análisis de cargas 1 serán las cargas transmitidas por el uso peatonal de la vereda, la transmisión de las cargas del barandado (peso propio y cargas vivas actuantes), y sometida a su propio peso, el análisis de cargas 2 será el ocasionado por el descarrilamiento del camión de diseño HL-93, también será tomada todas las cargas muertas, por lo que a continuación se muestran los resultados obtenidos: El momento último es $M_U = 133.832,64Kg.cm/m$ y el cortante último es $V_U = 2.732,31Kg/m$.

Aplicando las fórmulas para diseño a flexión, del bloque de compresiones y verificando las cuantías máximas y mínimas se obtiene:

| | |
|------------------------------|-----------------------|
| Armadura Transversal | 5 ϕ 12mm c/18 cm |
| Armadura Longitudinal | 4 ϕ 6mm c/18 cm |
| Armadura a Corte | No requiere |

Tabla 3 Refuerzo de la vereda. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.4 Diseño del bordillo. (Común para los tres tramos).

El análisis de cargas se efectúa de manera igual al realizado para la losa de la vereda, con la adición de un nuevo caso, el cual implica el impacto producido por el choque del camión HL-93, indicándose a continuación los resultados obtenidos: El momento transversal último es $M_U = 209.488,16Kg.cm/m$, el cortante último es $V_U = 1.312,50Kg/m$ y el momento longitudinal último es $M_U = 826.500,00Kg.cm/m$

| | |
|-----------------------------|-----------------------|
| Armadura Transversal | 7 ϕ 12mm c/13 cm |
| Armadura a Corte | No requiere |

Tabla 4 Refuerzo del bordillo. (Fuente: Elaboración propia)

Como la armadura del bordillo es superior a la de la vereda, ésta es la que se usa en el proyecto para el detalle de los planos.

El diseño longitudinal del bordillo también se lo realiza como una viga de longitud igual al tablero, la sollicitación a la que estará sometida será a la de su peso propio y de una carga puntual equivalente al 10% de la carga por rueda del camión HL-93³, resultando de este análisis los siguientes refuerzos:

| | |
|--|---------------|
| Armadura Longitudinal Tramo 1 y 3 | 2 ϕ 25mm |
| Armadura Longitudinal Tramo 2 | 2 ϕ 20mm |

Tabla 5 Refuerzo longitudinal del bordillo. (Fuente: Elaboración propia)

³ Libro de puentes de Huego E. Belmonte Gonzales.

4.4.5 Diseño de la losa del tramo arco con tablero superior.

El análisis de cargas se lo realizó siguiendo la norma AASHTO LRFD, tomando en cuenta todas y cada una de las cargas de posible ocurrencia (ver capítulo 3), igualmente las combinaciones de cargas indicadas por norma.

Estas cargas fueron idealizadas y con el uso del software CSI BRIDGE se realizó el análisis estructural, previa verificación de resultados, obteniendo las solicitaciones máximas con la envolvente final que combino los estados de carga de resistencia I, III, IV y V respectivamente.

A continuación se muestra la secuencia de cálculos realizados para el diseño de los tramos de losas, en la memoria de cálculo (Anexo VII) se muestra paso a paso lo realizado.

a) Diseño a flexión:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{0.85 * \theta * f_c ' * b * d^2}} \right]; A_s = \frac{0.85 f_c ' * b * a}{f_y}$$

b) Armadura máxima: Art. 5.7.3.3.1.- Se debe satisfacer $\frac{c}{d_e} \leq 0.42$, donde:

$$c = \frac{a}{\beta}; \beta = 0.85 \quad \text{para } f_c ' \leq 280 \text{ kg/cm}^2; d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

c) Armadura mínima: Art. 5.7.3.3.2.- La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$.

$$1.2M_{cr} = 1.2(f_r * S); f_r = 2.01\sqrt{f_c'} \quad \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right] \text{ (Módulo de rotura del Ho. Art.}$$

$$5.4.2.6); S = \frac{bh^2}{6} \text{ (Módulo seccional)}$$

d) Armadura de temperatura: Art.5.10.8.2.- La armadura calculada en este artículo se deberá disponer en dos capas.

$$A_{s \text{ Temp.}} = 0.0018A_g \left[\text{MKS, con } f_y = 4200 \right]$$

Donde:

a : Altura del bloque de compresiones

d : Altura del canto útil

M_U : Momento Último de diseño

θ : Factor de reducción de resistencia ACI 9.3.2.1

b : Base de cálculo (1m)

f_c' : Resistencia Característica del Hormigón

f_y : Resistencia Característica del Acero de refuerzo

A_s : Acero de refuerzo a flexión

c : Distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro

d_e : Altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada

f_r : Módulo de rotura del Ho. Art. 5.4.2.6

S : Módulo seccional

A_g : Área de la sección Bruta

Aplicando los métodos de diseño y requisitos de resistencia se obtuvieron los siguientes resultados:

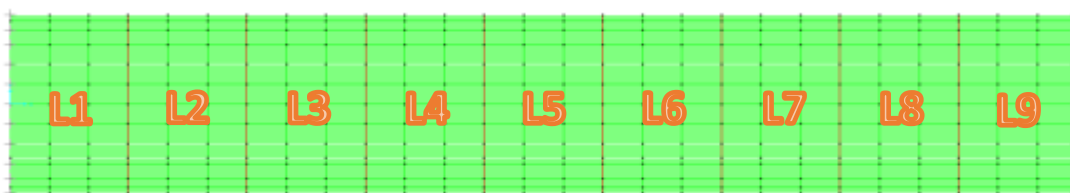


Figura 4 Esquema de las losas del tramo en arco. (Fuente: Elaboración propia)

| Losa | Momento último positivo M11 | Momento último negativo M11 | Momento último positivo M22 |
|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | Kg.cm/m | Kg.cm/m | Kg.cm/m |
| 1 y 9 | 1.761.014,55 | 1.590.203,33 | 902.083,85 |
| 2 y 8 | 1.464.902,36 | 1.969.851,59 | 1.015.805,41 |
| 3 y 7 | 1.586.089,13 | 1.572.429,82 | 920.208,96 |
| 4 y 6 | 1.433.207,93 | 1.584.385,33 | 913.763,94 |
| 5 | 1.340.434,82 | 1.698.049,92 | 908.187,16 |

Tabla 6 Solicitaciones en las losas del tramo arco. (Fuente: Elaboración propia)

| Losa | As paralela al tráfico | As perpendicular al tráfico | As de temperatura |
|-------|-------------------------|-----------------------------|-----------------------|
| 1 y 9 | 8 ϕ 20mm c/12.5 cm | 5 ϕ 20mm c/20 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |
| 2 y 8 | 7 ϕ 20mm c/14 cm | 5 ϕ 20mm c/20 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |
| 3 y 7 | 8 ϕ 20mm c/12.5 cm | 5 ϕ 20mm c/20 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |
| 4 y 6 | 7 ϕ 20mm c/14 cm | 5 ϕ 20mm c/20 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |
| 5 | 6 ϕ 20mm c/16 cm | 5 ϕ 20mm c/20 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |

Tabla 7 Refuerzo para momentos positivos en la losa del tramo arco. (Fuente: Elaboración propia)

| Losa | As paralela al tráfico | As perpendicular al tráfico | As de temperatura |
|-------|-------------------------|-----------------------------|-----------------------|
| 1 y 9 | 8 ϕ 20mm c/12.5 cm | 5 ϕ 20mm c/20 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |
| 2 y 8 | 8 ϕ 20mm c/12.5 cm | 5 ϕ 20mm c/20 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |
| 3 y 7 | 7 ϕ 20mm c/14 cm | 5 ϕ 20mm c/20 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |
| 4 y 6 | 8 ϕ 20mm c/12.5 cm | 5 ϕ 20mm c/20 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |
| 5 | 8 ϕ 20mm c/12.5 cm | 4 ϕ 20mm c/25 cm | 3 ϕ 10mm c/33 cm |

Tabla 8 Refuerzo para momentos negativos en la losa del tramo arco. (Fuente: Elaboración propia)

Por razones constructivas se uniformiza toda la armadura de la losa, usando la mayor tanto para la parte superior como para la inferior, ver anexo de planos a detalles.

4.4.6 Diseño de las vigas superiores en el tramo arco.

Las vigas superiores del proyecto, son de iguales dimensiones, y de disposición, por lo que se realiza el estudio de las solicitaciones máximas y el diseño para la de mayor solicitación, y por razones constructivas todas las vigas tendrán el mismo refuerzo.

La viga se diseña como viga Te, usando las siguientes expresiones:

a) Definición del ancho efectivo: (Art. 4.6.2.6)

$$b_{ef} \leq \left| \begin{array}{c} L_{ef}/4 \\ 12t + \left(b_w \text{ ó } t/2 \right) \\ S \end{array} \right|$$

La longitud efectiva de un tramo continuo, es la distancia entre los puntos de inflexión de la viga, es decir a los puntos donde el momento es nulo en carga permanente.

b) Cálculo a flexión.-

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_U}{0,85 * \theta * f_c * b_{ef} * d^2}} \right]; A_s = \frac{0,85 f_c * b * a}{f_y}$$

c) **Limitaciones de las armaduras máximas y mínimas** Art 3.5.7.3.3.- Se lo realiza usando las expresiones del punto 4.4.6-b, 4.4.6-c del presente documento.

d) Diseño a corte y torsión.-

$$T_u < 0,265 \sqrt{f_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{N_u}{A_g \sqrt{f_c}}} \text{ (ACI 11.6.1-c evalúa la torsión para tomarla en cuenta o no)}$$

$$V_c = 0,53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f_c} b_w d \text{ (ACI 11-4, cortante que resiste el hormigón sin refuerzo)}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}; \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} \text{ (cálculo de armadura a corte necesaria)}$$

$$\phi T_n \geq T_u \rightarrow T_n = \frac{T_u}{\phi}; \frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2A_0 f_{yt} \cot \theta}; A_0 = 0,85A_{0h}; \theta = 45^\circ \text{ (Cálculo de armadura transversal por torsión)}$$

$$\text{si: } v_u < 0,125f'_c \rightarrow S_{\max} = 0,8d \leq 60\text{cm} \text{ (Máxima separación de estribos)}$$

$$\text{si: } v_u \geq 0,125f'_c \rightarrow S_{\max} = 0,4d \leq 30\text{cm}$$

$$A_T = \left(\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \right) * s \text{ (Armadura transversal total necesaria)}$$

$$A_{v\min} \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b \cdot s}{f_y} \text{ (Armadura transversal mínima)}$$

$$A_t = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \text{ (ACI 11-22 Refuerzo longitudinal por torsión)}$$

$$A_{t,\min} = \frac{1,33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \text{ (ACI 11-24 Refuerzo mínimo longitudinal por torsión)}$$

Donde:

b_{ef} : Ancho efectivo

L_{ef} : Longitud efectiva

t : Espesor de la losa

b_w : Ancho del alma de la pieza

S : Separación entre vigas

a : Altura del bloque de compresiones

d : Altura del canto útil

M_U : Momento Último de diseño

θ : Factor de reducción de resistencia ACI 9.3.2.1

b : Base de cálculo (1m)

f_c' : Resistencia Característica del Hormigón

f_y : Resistencia Característica del Acero de refuerzo

A_s : Acero de refuerzo a flexión

T_u : Momento torsor mayorado

A_{cp} : Área total encerrada por el perímetro

P_c : Longitud del perímetro exterior

N_u : Fuerza axial

A_g : Área de la sección Bruta

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionado por el concreto:

V_u : Fuerza cortante mayorada

ϕ : Factor de resistencia

V_s : Resistencia que debe aportar la armadura de refuerzo a esfuerzo cortante

s : Separación de los estribos

A_v : Acero de refuerzo a esfuerzo cortante

T_n : Momento torsor nominal

A_t : Refuerzo Transversal por torsión

$$A_0 : 0.85A_{0h}$$

A_{0h} : Área encerrada por el eje del refuerzo transversal

v_u : Esfuerzo cortante último

Las áreas de acero obtenidas tanto a flexión como a torsión deben ser sobrepuestas o sumadas.

| VIGA | SOLICITACIONES [kg - m] | V2-2 | M3-3 | T |
|--------|----------------------------|------------|------------|------------|
| VIGA 1 | Envol. Máxima. | 23.951,67 | 18.790,87 | 12.595,77 |
| | Envol. Mínima. | -24.890,61 | -26.853,41 | -11.639,21 |
| VIGA 2 | Envol. Máxima. | 20.365,40 | 16.842,31 | 16.057,03 |
| | Envol. Mínima. | -25.016,46 | -23.935,42 | -14.376,03 |
| VIGA 3 | Envol. Máxima. | 23.718,93 | 16.062,15 | 15.102,29 |
| | Envol. Mínima. | -23.905,22 | -23.573,46 | -14.137,69 |
| VIGA 4 | Envol. Máxima. | 22.728,01 | 16.325,56 | 14.711,68 |
| | Envol. Mínima. | -22.947,18 | -22.754,64 | -13.548,02 |
| VIGA 5 | Envol. Máxima. | 22.901,31 | 16.394,14 | 13.310,43 |
| | Envol. Mínima. | -23.121,39 | -22.846,43 | -12.031,34 |
| VIGA 6 | Envol. Máxima. | 23.892,68 | 16.146,79 | 11.261,51 |
| | Envol. Mínima. | -12.962,57 | -23.627,16 | -10.212,73 |
| VIGA 7 | Envol. Máxima. | 24.727,82 | 16.835,58 | 9.843,40 |
| | Envol. Mínima. | -24.918,92 | -23.748,62 | -9.400,71 |
| VIGA 8 | Envol. Máxima. | 29.695,52 | 19.538,54 | 9.667,90 |
| | Envol. Mínima. | -29.824,51 | -27.653,49 | -8.770,04 |

Tabla 9 Solicitaciones en elementos viga tramo arco. (Fuente: Elaboración propia)

Simplemente con los valores máximos de la tabla 18 se realizó el diseño de la viga Te a flexión, cortante y torsión, verificando y cumpliendo con las estipulaciones del código. A continuación se presentan los resultados obtenidos: (diríjase a Anexo VII para ver de manera detallada los cálculos realizados)

| Solicitación | As inferior | As superior | As paredes laterales | As transversal |
|-----------------------|---------------|---------------|----------------------|-------------------------|
| Flexión + Torsión | 4 ϕ 25mm | 5 ϕ 25mm | - | - |
| Cortante + Torsión | - | - | - | 4 ϕ 12mm c/15cm |
| Temperatura + Torsión | - | - | 4 ϕ 16mm | - |

Tabla 10 Refuerzo en las Vigas. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.7 Diseño de los montantes del tramo arco.

Los montantes o columnas del arco se diseñaron a flexo compresión biaxial como principal solicitación, este diseño se lo puede realizar mediante la construcción de diagramas de interacción de los elementos, pero por su complejidad en los códigos ACI y AASHTO se recomienda el uso de gráficas o diagramas de interacción que relacionan la geometría de la pieza con las solicitaciones para determinar la cuantía necesaria, en este trabajo se hizo uso del programa de computadora PCA-COL que es el software oficial de la Asociación del Cemento Portland, el cual grafica los diagramas de interacción de las piezas de la misma manera que se lo realizaría de forma manual (ver anexo VI de verificación del uso del programa PCA-COL).

Al ser elementos sometidos a compresión, es necesario verificar la esbeltez de cada pieza es por eso que se lo realizó usando el procedimiento especificado en la norma AASHTO Art. 4.5.3.2 y Art 5.7.4.3 respectivamente, el cual determina un coeficiente de amplificación en función a las características de la pieza como lo son las condiciones de apoyos, rigidez, longitud de la pieza y demás, dicho coeficiente mayor a el momento último para posteriormente realizar un diseño adecuado.

Las piezas están también sometidas a otras solicitaciones como lo son a torsión y a cortante, se consideró éstas de igual manera para lograr un dimensionamiento satisfactorio. (Ver anexo VII memoria de cálculo para ver el procedimiento detallado).

a) *Análisis de la esbeltez en elementos sometidos a compresión*

$$\frac{K.L}{r} \begin{cases} \geq 22 & \text{Elemento Esbelto} \\ < 22 & \text{Elemento No Esbelto} \end{cases}$$

b) *Corrección del Momento último Por esbeltez*

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_U}{\phi P_e}} \geq 1 \quad (\text{AASHTO LRFD 4.5.3.2.2b-3})$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U}{\phi \sum P_e}} \quad (\text{AASHTO LRFD 4.5.3.2.2b-4})$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E I}{(K L)^2} \quad (\text{AASHTO LRFD 4.5.3.2.2b-5})$$

$$E I \geq \begin{cases} \frac{\frac{E_c I_g + E_s I_s}{5}}{1 + \beta_d} \\ \frac{E_c I_g}{2.5} \\ 1 + \beta_d \end{cases} \quad (\text{AASHTO LRFD 5.7.4.3-1 y -2})$$

c) *Construcción de diagramas de interacción (Uso del software PCA-COL)*

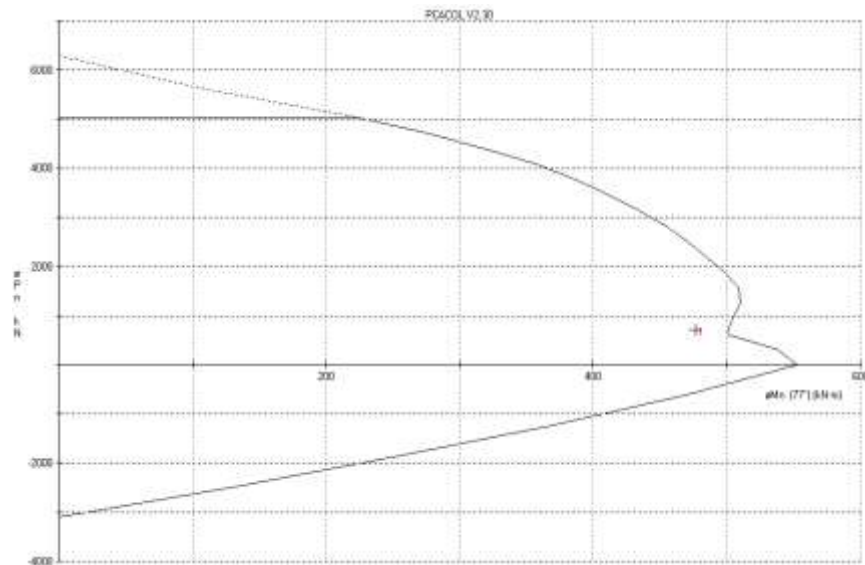


Figura 5 Ejemplo de diagrama de interacción de una pieza, relacionando la carga axial y el momento resultante

(Fuente: Elaboración propia)

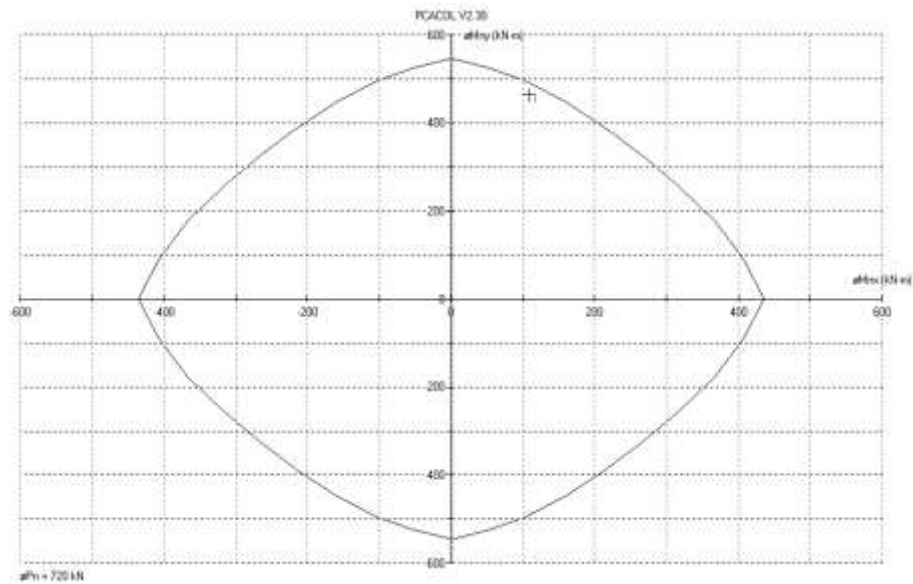


Figura 6 Ejemplo de diagrama de interacción de una pieza, relacionando los momentos en dos direcciones.
(Fuente: Elaboración propia)

d) Verificaciones de Armadura Máxima y Mínima

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps}f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08 \text{ (Refuerzo máximo en elementos de compresión 5.7.4.2-1)}$$

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c} \geq 0.135 \text{ (Refuerzo mínimo en elementos de compresión 5.7.4.2-3)}$$

e) Diseño a corte y torsión

El diseño a corte y torsión es de la misma manera que en el caso de las vigas, sólo que se incorpora el esfuerzo a compresión que se presenta en estos elementos, concluyendo que las fórmulas expuestas en anteriores puntos son las adecuadas para el presente caso.

En el Anexo VII se muestra claramente el procedimiento realizado para el dimensionamiento de las piezas de los montantes, cuyos resultados se muestran a continuación:

| Mont. | SOLICITACIÓN [kg - m] | P | V2-2 | M3-3 (long) | V3-3 | M2-2 (Trans) | T |
|------------------|--------------------------|------------|-----------|----------------|----------|-----------------|----------|
| M1 M8 | Envol. Máx. Ma | -21.617,2 | 10.494,6 | 35.960,4 | 3650,1 | 11.143,2 | 926,4 |
| | Envol. mín. Ma | -100.791,5 | -12.206,2 | -29.524,8 | -3.491,6 | -11.808,0 | -919,2 |
| | Envol. Máx. Mb | -25.563,9 | 10.494,6 | 32.052,8 | 3.740,8 | 9.965,9 | 956,4 |
| | Envol. mín. Mb | -104.738,3 | -12.206,2 | -35.490,6 | -3.494,6 | -9.501,7 | -919,2 |
| | DEAD. Ma | | | 5.355,5 | | -1.265,2 | |
| | DEAD. Mb | | | 7.058,9 | | -305,4 | |
| M2 M7 | Envol. Máx. Ma | -18.080,6 | 28.568,1 | 47.591,6 | 4.336,4 | 13.006,2 | 1.176,1 |
| | Envol. mín. Ma | -82.711,8 | -31.497,1 | -42.728,8 | -4.346,1 | -12.968,3 | -1.166,9 |
| | Envol. Máx. Mb | -20.505,4 | 28.568,1 | 44.496,0 | 4.366,5 | 5.002,4 | 1.176,1 |
| | Envol. mín. Mb | -85.136,6 | -31.497,1 | -46.865,3 | -4.346,1 | -5.002,7 | -1.166,9 |
| | DEAD. Ma | | | 7.074,1 | | -2.029,4 | |
| | DEAD. Mb | | | 7.545,2 | | -263,7 | |
| M3 M6 | Envol. Máx. Ma | -19.871,3 | 40.995,9 | 45.549,1 | 7.687,9 | 14129,7 | 1.095,7 |
| | Envol. mín. Ma | -76.572,5 | -41.925,5 | -42.662,3 | -7.695,6 | -14.100,8 | -1.098,1 |
| | Envol. Máx. Mb | -18.869,5 | 40.995,9 | 43.889,1 | 7.687,9 | 2.931,4 | 1.095,7 |
| | Envol. mín. Mb | -81.215,6 | -41.925,5 | -42.729,9 | -7.695,6 | -2.920,6 | -1.098,1 |
| M4 M5 | Envol. Máx. Ma | -20.841,6 | 66.930,5 | 43.076,4 | 5.340,1 | 10.985,6 | 2.636,5 |
| | Envol. mín. Ma | -72.668,9 | -60.769,6 | -43.930,7 | -5.348,5 | -10.962,6 | -2.632,3 |
| | Envol. Máx. Mb | -21.484,8 | 66.930,5 | 47.218,8 | 5.340,1 | 5.826,4 | 2.636,5 |
| | Envol. mín. Mb | -73.312,2 | -60.769,6 | -39.582,9 | -5.348,2 | -5.811,9 | -2.632,3 |

Tabla 11 Solicitaciones en los montantes. (Fuente: Elaboración propia)⁴

| Montante | N. Barras | Ø barras | | Cuantía | As transv. |
|---------------|-----------|----------|---------|---------|----------------------------------|
| M1,M8 | 16 | 14 Ø25mm | 2 Ø20mm | 3,38% | 4 Ø10mm c/30cm |
| M2,M7 | 18 | 16 Ø25mm | 2 Ø20mm | 3,82% | 4 Ø10mm c/30cm |
| M3,M6 | 18 | 14 Ø25mm | 4 Ø20mm | 3,64% | 4 Ø10mm c/20cm |
| M4, M5 | 18 | 14 Ø25mm | 4 Ø20mm | 3,64% | 2 Ø12mm c/15cm 2 Ø10mm c/15cm |

Tabla 12 Refuerzo de los montantes. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.8 Diseño de secciones del arco.

El elemento estructural en arco trabaja de igual manera que los montantes, su diseño es prácticamente el mismo por lo que lo citado en el anterior punto es aplicable en éste.

⁴ Nótese que los montantes M3, M6, M4 y M5 no muestran las solicitaciones por carga permanente, esto debido a que no es necesario para analizar la esbeltez.

La variación del peralte debe ser tomada en cuenta, ya que el diseño se lo realizó por tramos que están definidos entre montantes, salvo el tramo primero que es el que tiene mayor solicitación a momento debido al empotramiento, por lo tanto este tramo es diseñado en tres sub tramos. (Ver anexo VII Memoria de cálculo).

| Tramo Arco | SOLICITACIÓN [kg - m] | P | V2-2 | M3-3 (long.) | V3-3 | M2-2 (Transv.) | T |
|-------------------------------|-----------------------|-------------|-----------|--------------|----------|----------------|------------|
| A1-A9 x=0 | Envol. Máx. Ma | -203.817,16 | 73.075,98 | 95.043,03 | 7.185,9 | 9.010,9 | 15.271,6 |
| | Envol. min. Ma | -442.972,44 | -74.808,1 | -28.405,59 | -7.223,6 | -9.756,57 | -15.280,28 |
| | Envol. Máx. Mb | -210.714,37 | 47.616,54 | 182.422,37 | 7.736,77 | 18.924,55 | 14.966,28 |
| | Envol. min. Mb | -449.051,83 | -50.653,9 | -287.265,53 | -7.774,5 | -37.787,9 | -14.972,46 |
| A1-A9 x=1/4L | Envol. max. Ma | -250.647,14 | 45.029,24 | 123.902,94 | 7.594,12 | 12.960,95 | 14.966,28 |
| | Envol. min. Ma | -447.097,92 | -48.066,6 | -223.015,1 | -7.631,8 | -27.109,3 | -14.972,46 |
| A1-A9 x=1/2L | Envol. max. Ma | -248.564,10 | 66.860,58 | 84.476,12 | 7.455,41 | 6.856,68 | 15.149,87 |
| | Envol. min. Ma | -446.076,22 | -69.006,4 | -149.488,96 | -7.493,1 | -16.697,4 | -15.157,61 |
| A2-A8 | Envol. max. Ma | -22.057,89 | 42.291,91 | 118.514,35 | 2.624,81 | 6.077,44 | 6.758,15 |
| | Envol. min. Ma | -414.793,00 | -43.611,1 | -33.804,52 | -2.643,8 | -4.615,05 | -6.763,17 |
| | Envol. max. Mb | -191.108,21 | 30.327,73 | 88.610,84 | 3.172,55 | 8.768,34 | 6.785,3 |
| | Envol. min. Mb | -418.219,14 | -32.991,2 | -50.501,3 | -3.194,9 | -9.612,24 | -6.789,74 |
| A3-A7 | Envol. Máx. Ma | -177.130,44 | 38.396,49 | 94.057,1 | 3.285,41 | 10.841,3 | 3.453,24 |
| | Envol. min. Ma | -396.239,07 | -37978,2 | -28.091,74 | -3.276,8 | -10.771,7 | -3.451,75 |
| | Envol. Máx. Mb | -179.116,28 | 27.987,10 | 85.598,61 | 3.285,41 | 6.612,03 | 3.163,81 |
| | Envol. min. Mb | -398.674,37 | -29.269,2 | -29.105,05 | -3.276,8 | -5.537,45 | -3.161,72 |
| A4-A6 | Envol. Máx. Ma | -173.843,12 | 39.258,09 | 71.835,94 | 4.641,32 | 11.630,80 | 6.740,76 |
| | Envol. min. Ma | -374.427,41 | -37.157,4 | -19.434,15 | -4.694,7 | -11.650,2 | -6.751,12 |
| | Envol. Máx. Mb | -174.557,22 | 31.558,17 | 70.905,11 | 4.641,32 | 10.864,79 | 6.757,23 |
| | Envol. min. Mb | -376.034,68 | -31.108,4 | -31.633,13 | -4.633,6 | -10.856,9 | -6.763,19 |
| A5 | Envol. Máx. Ma | -175.307,47 | 7.608,10 | 62.265,53 | 2.832,77 | 9.386,69 | 6.707,32 |
| | Envol. min. Ma | -328.118,46 | -35.864,1 | -35.204,41 | -2.834,6 | -9.407,70 | -6.712,97 |
| | Envol. Máx. Mb | -75.309,12 | 38.422,68 | 68.771,42 | 2.832,77 | 9.413,46 | 6.702,59 |
| | Envol. min. Mb | -328.043,21 | -5.046,47 | -28.698,53 | -2.834,6 | -9.436,49 | -6.696,30 |

Tabla 13 Solicitaciones en los tramos de arco. (Fuente: Elaboración propia)

| Tramo de Arco | Sección cm x cm | N. Barras | Ø barras | | Cuantía | As transv. |
|-----------------|-----------------|-----------|----------|----------|---------|----------------|
| A1-A9 x=0 | 80x100 | 24 | 14 Ø32mm | 10 Ø25mm | 2,02% | 6 Ø10mm c/50cm |
| A1-A9 x=1/4L | 80x94.90 | 16 | 10 Ø32mm | 6 Ø25mm | 1,44% | 6 Ø10mm c/50cm |
| A1-A9 x=1/2L | 80x90 | 14 | 8 Ø32mm | 6 Ø25mm | 1,30% | 6 Ø10mm c/50cm |
| A2-A8 | 80x80.70 | 10 | 8 Ø32mm | 2 Ø25mm | 1,14% | 4 Ø10mm c/35cm |
| A3-A7 | 80x64.20 | 10 | 8 Ø32mm | 2 Ø25mm | 1,44% | 4 Ø10mm c/35cm |
| A4-A6 | 80x52.20 | 10 | 8 Ø32mm | 2 Ø25mm | 1,77% | 4 Ø10mm c/35cm |
| A5 | 80x45.80 | 14 | 14Ø32mm | | 3,06% | 4 Ø10mm c/30cm |

Tabla 14 Refuerzo en los tramos del arco. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.9 Diseño de las vigas de arriostre.

El diseño de las vigas de arriostre es de manera similar que los anteriores puntos, en función a las solicitaciones a las que se encuentran, como son vigas que no poseen carga sobre ellas, sólo cumplen la función de dar rigidez al arco y evitar los grandes desplazamientos, éstas están sometidas a flexión biaxial y compresión, son de igual dimensión por lo que se diseña la más solicitada, el cálculo se lo realiza en anexos.

| Viga | SOLICITACIÓN [kg - m] | P | V2-2 | M3-3 (long) | V3-3 | M2-2 (Transv) | T |
|-------------------|-----------------------|-----------|-----------|-------------|-----------|---------------|--------|
| Viga de Arriostre | Envol. max. Ma | 2.796,17 | 2.646,05 | 3.843,18 | 1.677,04 | 4.177,19 | 901,15 |
| | Envol. min. Ma | -12.182,9 | -803,23 | -4.817,6 | -1.678,76 | -4.250,09 | 901,15 |
| | Envol. max. Mb | 2.787,29 | 809,42 | 3.862,25 | 1.677,10 | 4.240,51 | 900,98 |
| | Envol. min. Mb | -12.191,8 | -2.639,86 | -4.795,1 | -1.678,70 | -4.178,11 | 901,50 |
| | DEAD. Ma | | | -678,10 | | -5,75 | |
| | DEAD. Mb | | | -669,24 | | 6,17 | |

Tabla 15 Solicitaciones a las vigas de arriostre. (Fuente: Elaboración propia)

| Solicitación | As inferior | As superior | As transversal |
|--------------------|---------------|---------------|----------------------|
| Flexión + Torsión | 2 ϕ 20mm | 2 ϕ 20mm | - |
| Cortante + Torsión | - | - | 2 ϕ 10mm c/20cm |

Tabla 16 Refuerzo de las vigas de arriostre. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.10 Diseño de las losas alveolares recto y curvo.

El diseño de las losas alveolares tanto en planta recta como curva, se lo realiza de manera similar a la de vigas de sección T, y con las mismas fórmulas y limitaciones del diseño de losas de sección llena, con la variación del uso de armadura transversal. En el artículo 4.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD indica que para secciones cuyo ángulo central subtendido por un tramo o porción curva es menor que 12° se puede analizar como si el segmento fuera recto, es decir se puede despreciar la torsión generada por la excentricidad de las cargas, que en el proyecto resulta ser un ángulo de $8,82^\circ$ por lo que se desprecia la torsión.

A continuación en la tabla 29 se presentan las solicitaciones en las losas.

| Losa | Momento último positivo M11 | Cortante último V13 |
|-------|-----------------------------|---------------------|
| | Kg.cm/m | Kg/m |
| Recta | 7.997.567,65 | 25.762,58 |
| Curvo | 8.741.723,66 | 32.366,01 |

Tabla 17 Solicitaciones en losas de Aproximación. (Fuente: Elaboración propia)

| Losa | As paralela al trafico | As perpendicular al trafico | As de temperatura | As transversal |
|-------|------------------------------|-----------------------------|--------------------|--------------------|
| Recta | 4 ϕ 25mm, 2 ϕ 20mm | 2 ϕ 16mm/55cm | 2 ϕ 16mm/capa | 2 ϕ 12mm c/25 |
| Curva | 6 ϕ 25mm | 3 ϕ 16mm/55cm | 2 ϕ 16mm/capa | 2 ϕ 12mm c/20 |

Tabla 18 Refuerzo en las losas de aproximación. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.11 Diseño de las vigas con entalladura en los extremos del arco.

Estas vigas son diseñadas para soportar las reacciones que llegan a éstas, las cuales son las de las losas de aproximación y del tablero del arco, por condiciones del proyecto, estas vigas son diseñadas con entalladura para soportar la losa de 60cm y 25cm respectivamente, se determina una geometría tal que cumpla dicha condición.

El cálculo se lo realiza como una viga L cualquiera, y se debe de cumplir las solicitaciones longitudinales como cualquier viga, también se deberán cumplir las solicitaciones transversales de manera de garantizar que la pieza no falle por (1) corte directo en la interface entre la viga y la entalladura, (2) Fluencia de la armadura traccionada por el momento y la tracción directa, (3) Aplastamiento de la biela comprimida interna, (4) Falla localizada por aplastamiento, (5) separación entre la entalladura y la viga. (Ver anexo VII Memoria de cálculo)

| VIGA | SOLICITACIONES [kg - m] | V2-2 | M3-3 | T |
|---------------------------------|----------------------------|------------|------------|----------|
| VIGA PILA EXTREMO DE ARCO | Envol. Máxima. | 81.787,17 | 87.360,60 | 4.733,23 |
| | Envol. Mínima. | -82.390,28 | -80.742,70 | |

Tabla 19 Solicitaciones en la viga L. (Fuente: Elaboración propia)

| Elemento | As inferior | As superior | As paredes laterales | As transversal longitudinal | As transversal por entalladura |
|----------|-------------|-------------|----------------------|-----------------------------|------------------------------------|
| Viga L | 8 φ25mm | 4 φ32mm | 4 φ12mm/capa | 2 φ12mm c/20cm | 2 φ12mm c/10cm 1 φ8mm c/10cm |

Tabla 20 Refuerzo de la viga con entalladura. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.12 Diseño de las pilas.

Las pilas constan de similar disposición que los montantes del arco por estética, de una viga de 7,70 metros y dos columnas separadas 5,20 metros, por lo que su diseño es exactamente el mismo, éstos deben soportar las reacciones de las losas y trasmitirlas al terreno de fundación.

| VIGA | SOLICITACIONES [kg - m] | V2-2 | M3-3 | T |
|--------------|----------------------------|------------|------------|----------|
| VIGA PILA | Envol. Máxima. | 95.882,432 | 111.971,85 | 4.359,87 |
| | Envol. Mínima. | -94.982,32 | -92.493,43 | |

Tabla 21 Solicitaciones viga-pila. (Fuente: Elaboración propia)

| Columna | SOLICITACIÓN [kg - m] | P | V2-2 | M3-3 (long) | V3-3 | M2-2 (Transv) |
|-----------------|--------------------------|----------|------------|----------------|--------|------------------|
| Columna Pila | Ma | -244.129 | -10.752,88 | 40.032,96 | 0 | 0 |
| | Mb | -250.285 | -9.579,82 | -17.915,22 | 309,30 | 881,52 |
| | DEAD. Ma | | | 734,82 | | 0 |
| | DEAD. Mb | | | -357,72 | | 0 |

Tabla 22 Solicitaciones Columna-Pila. (Fuente: Elaboración propia)

| Elemento | As inferior | As superior | As paredes laterales | As transversal I |
|--------------|----------------|---------------|----------------------|----------------------|
| VIGA PILA | 10 ϕ 25mm | 8 ϕ 25mm | 5 ϕ 12mm/capa | 4 ϕ 12mm c/20cm |

Tabla 23 Refuerzo de la viga-pila. (Fuente: Elaboración propia)

| Montante | N. Barras | ϕ barras | Cuantía | As transv. |
|-----------------|-----------|----------------|---------|----------------------|
| Columna Pila | 14 | 14 ϕ 25mm | 1,91% | 4 ϕ 10mm c/35cm |

Tabla 24 Refuerzo de la columna-pila. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.13 Diseño de las fundaciones.

Para el diseño de las fundaciones y debido a que el suelo es un estrato rocoso, es que se diseñan fundaciones aisladas, no es necesario usar fundaciones continuas ni en los arcos ni en las pilas, cosa que aumentaría el costo de las fundaciones sin necesidad de hacerlo.

Las fundaciones como se sabe se dimensionan con los estados de servicio y se calculan su refuerzos con los estados últimos, se dispone de los datos necesarios para el cálculo satisfactorio de las fundaciones. Es necesario realizar las verificaciones que indica el código, las cuales son a corte en una dirección y en dos direcciones o punzonamiento, la verificación al vuelco y al desplazamiento.

| SOLICITACIONES [kg - m] | R_x | R_y | R_z | M_x | M_y |
|----------------------------|------------|---------|------------|--------|------------|
| Resistencia I | -11.339,41 | -309,30 | 250.899,89 | 881,52 | -21.393,90 |
| Servicio | -7.052,48 | -220,93 | 155.650,28 | 629,66 | -13.327,20 |

Tabla 25 Solicitaciones en la fundación - pila más desfavorable. (Fuente: Elaboración propia)

| Elemento | Sección de la fundación | Altura a corte | As inferior dirección x | As inferior dirección y |
|----------------|-------------------------|----------------|-------------------------|-------------------------|
| Fundación Pila | 1,5m x 1,5m | 0,45m | 8 ϕ 16mm/m | 8 ϕ 16mm/m |

Tabla 26 Refuerzo en la fundación - pila. (Fuente: Elaboración propia)

Los apoyos de los arcos pueden ser dispuestos en dos tipos de estribación, una es la natural donde el suelo es capaz de resistir por si solo las fuerzas transmitidas, y se las diseña de manera similar a zapatas aisladas, y la otra es la estribación artificial que son macizos de hormigón u otro material capaz de resistir y transmitir los esfuerzos al suelo, en el caso del presente proyecto se realiza mediante la estribación artificial, usando estribos de hormigón en masa, se debe garantizar que los esfuerzos provenientes del arco sean transmitidos al suelo, sin que este sobrepase su resistencia admisible, también se verificó el deslizamiento en dos direcciones, como también el vuelco.

Del análisis de cargas realizado y de forma esquemática en la siguiente figura se muestra las reacciones del suelo rocoso debido a las fuerzas transmitidas:

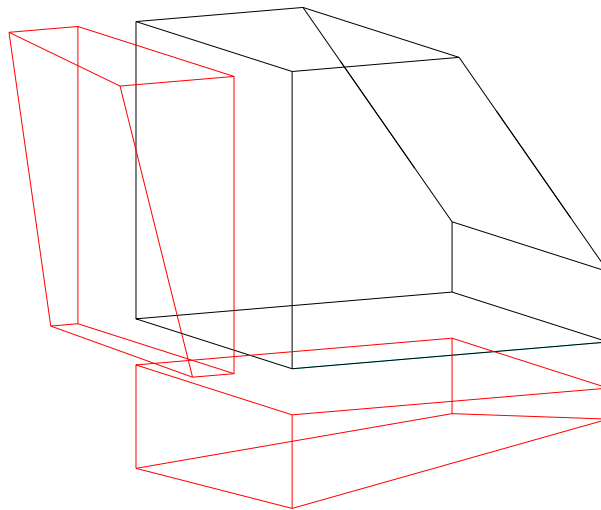


Figura 7 Esquema en 3 dimensiones de las reacciones del suelo sobre el arranque del arco. (Fuente: Elaboración propia)

Es necesario disponer una armadura que distribuya los esfuerzos normales que se transmiten del arco, así como lo estipula el código para cargas sobre macizos, en el

anexo VII se muestra el proceso de análisis y de cálculo de dicha armadura, como también la disposición de una armadura de temperatura:

| <i>Armadura de distribución de esfuerzos normales</i> | | | | |
|---|------------------|------------------|--------------------|----------------------------|
| Dirección | No. Capas | No Barras | Diámetro mm | Área cm² |
| Longitudinal | 4 | 6 | 16 | 12,06 |
| Transversal | 4 | 6 | 12 | 6,79 |

Tabla 27 Refuerzo para el arranque del arco. (Fuente: Elaboración propia)

| <i>Armadura temperatura</i> | | | | |
|-----------------------------|------------------|-------------------|--------------------|----------------------------|
| Armadura | No. Capas | Separación | Diámetro mm | Área mm² |
| Temperatura | 2 | 35cm | 20 | 628,32 |

Tabla 28 Refuerzo a temperatura. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.14 Diseño de los estribos.

Se disponen dos estribos diferentes para el proyecto, el izquierdo de 4.6m y el derecho de 5,50m, éstos son diseñados por unidad de longitud, disponiendo 8m de ancho, y sin aleros debido a que no están sobre cauce alguno. Al igual que las fundaciones, los estribos se verifican al vuelco, al desplazamiento y a los esfuerzos admisibles del suelo, añadiendo fuerzas que actúan sobre éstos, como lo son el empuje del terraplén, al no ser parte del alcance del proyecto, los valores de caracterización del suelo usado para el terraplén se asumen a favor de la seguridad.

| CARGA | TIPO | V (Ton/m) | X_A (m) | M_v (Ton-m/m) |
|--------------------------|--------------|------------------|--------------------------|--------------------------------|
| <i>DC</i> | <i>DC</i> | 7,10 | 1,80 | 12,80 |
| <i>P_{DC}</i> | <i>DC</i> | 7,68 | 1,35 | 10,37 |
| <i>P_{DW}</i> | <i>DW</i> | 0,95 | 1,35 | 1,28 |
| <i>EV</i> | <i>EV</i> | 9,70 | 2,85 | 27,60 |
| <i>P_{LL+IM}</i> | <i>LL+IM</i> | 14,47 | 1,35 | 19,53 |
| <i>LS_y</i> | <i>LS</i> | 1,24 | 2,28 | 2,83 |

Tabla 29 Resumen de cargas verticales sobre el estribo izquierdo. (Fuente: Elaboración propia)

| CARGA | TIPO | H (Ton/m) | Y_A (m) | M_H (Ton-m/m) |
|--------------|-------------|------------------|--------------------------|--------------------------------|
| LSX | LS | 2,19 | 2,30 | 5,03 |
| EH | EH | 6,70 | 1,53 | 10,27 |
| BR | BR | 1,99 | 6,40 | 12,74 |

Tabla 30 Resumen de cargas horizontales sobre el estribo izquierdo. (Fuente: Elaboración propia)

| CARGA | TIPO | V (Ton/m) | X_A (m) | M_V (Ton-m/m) |
|---------------|--------------|------------------|--------------------------|--------------------------------|
| DC | DC | 8,98 | 1,99 | 17,84 |
| PDC | DC | 7,68 | 1,35 | 10,37 |
| PDW | DW | 0,95 | 1,35 | 1,28 |
| EV | EV | 13,01 | 3,09 | 40,16 |
| PLL+IM | LL+IM | 14,47 | 1,35 | 19,53 |
| LSY | LS | 1,08 | 3,18 | 3,43 |

Tabla 31 Resumen de cargas verticales sobre el estribo derecho. (Fuente: Elaboración propia)

| CARGA | TIPO | H (Ton/m) | Y_A (m) | M_H (Ton-m/m) |
|--------------|-------------|------------------|--------------------------|--------------------------------|
| LSX | LS | 2,26 | 2,75 | 6,23 |
| EH | EH | 9,58 | 1,83 | 17,56 |
| BR | BR | 1,99 | 7,30 | 14,53 |

Tabla 32 Resumen de cargas horizontales sobre el estribo derecho. (Fuente: Elaboración propia)

Con las cargas de las tablas 41-44 se realizan las combinaciones de carga de resistencia última y de servicio para el dimensionamiento, cálculo del refuerzo necesario y las verificaciones correspondientes, tomando como hipótesis básicas el estribo sin puente y cuando esté con el puente en funcionamiento.

La cabeza de los estribos o cajuela, debe diseñarse de manera similar que una ménsula, de manera de garantizar que la pieza no falle por corte directo, por fluencia lenta de la armadura traccionada o por aplastamiento de la biela comprimida interna⁵.

En el anexo memoria de cálculo se detalla el procedimiento de diseño del refuerzo de la pieza que a continuación se detalla.

⁵ Cap. 15 ACI 318-02

| Diseño | Momento de diseño | As necesario | As temperatura |
|--------------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| Pantalla | 35.550,18 | 4 ϕ 25mm/m | 8 ϕ 12mm/m |
| Fundación Superior | 12.449,67 | 5 ϕ 16mm/m | 6 ϕ 12mm/m |
| Fundación inferior | 31.442,58 | 5 ϕ 20mm/m | 6 ϕ 12mm/m |

Tabla 33 Refuerzo en el estribo izquierdo. (Fuente: Elaboración propia)

| Diseño | Momento de diseño | As necesario | As temperatura |
|--------------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| Pantalla | 48.768,90 | 4 ϕ 25mm/m | 8 ϕ 12mm/m |
| Fundación Superior | 15.235,52 | 5 ϕ 16mm/m | 6 ϕ 12mm/m |
| Fundación inferior | 35.084,57 | 6 ϕ 20mm/m | 6 ϕ 12mm/m |

Tabla 34 Refuerzo en el estribo derecho. (Fuente: Elaboración propia)

4.4.15 Diseño de los aparatos de apoyo (neopreno compuesto).

El diseño de los aparatos de apoyo se realiza con todas las fuerzas provenientes de la losa de mayor sollicitación y realizando todas las verificaciones de estabilidad del mismo. Los aparatos de apoyo estarán apoyando en todo su largo a la losa, por lo que tendrá una longitud igual a 7,70 metros.

A partir del cálculo, se obtuvieron las siguientes dimensiones:

| | | DIMENSIONES | | |
|---|--------------------|-------------|-------|-------|
| | | a(cm) | b(cm) | e(cm) |
| 5 | Placas de Neopreno | 15 | 100 | 1,2 |
| 4 | Chapas Metálicas | 15 | 100 | 0,25 |

Tabla 35 Dimensiones del aparato de apoyo. (Fuente: Elaboración propia)

Por lo que la altura total del apoyo es:

$$h = 7 \text{ cm}$$

Dados de apoyo (30cm; h=5cm) por unidad de longitud

Disposición de armadura:

| | |
|-----------------------|----------------------|
| As longitudinal | 4 ϕ 6mm c/8 cm |
| As por metro de largo | 4 ϕ 6mm c/31 cm |

Tabla 36 Refuerzo del dado de apoyo por metro lineal. (Fuente: Elaboración propia)

4.5 Especificaciones técnicas.

Las especificaciones Técnicas constructivas para la ejecución del presente proyecto se encuentran detalladas en el Anexo VIII, las mismas fueron redactadas tomando en cuenta todas las recomendaciones en cuanto a construcción que dan a conocer las normativas vigentes, en el caso de dosificación de hormigones se dan a conocer las dosificaciones según la resistencia característica que se desea conseguir a los 28 días.

En las especificaciones técnicas se define descripción; materiales, herramientas y equipo; procedimiento de ejecución y medición y forma de pago para cada uno de los ítems de la obra.

4.6 Cómputos métricos.

Los cómputos métricos se encuentran detallados en el Anexo IX, para llevar a cabo los mismos primero se da a conocer la lista general de ítems que constituirán la construcción de la obra, se detalla para cada uno de ellos en función a las unidades en que se medirá, la cantidad de los mismos.

Asimismo se anexa la tabla de metrado de acero, es decir, como se calculó la cantidad de acero que se empleará para la construcción de la obra.

4.7 Análisis de precios unitarios.

En el análisis de precios unitarios se describe cada uno de los materiales, equipo y mano de obra requeridos para la ejecución de cada uno de los ítems, dando a conocer el precio productivo de cada uno de ellos, determinando así el precio en bolivianos por unidad de medida de cada ítem. El precio unitario de cada uno de los ítems se encuentra detallado en el Anexo IX.

Es necesario dar a conocer que el incremento por cargas sociales se considera desde 55% al 71,18% del subtotal de la mano de obra, en el presente proyecto se adoptó un incremento por cargas sociales igual al 55 % del subtotal de la mano de obra. El impuesto IVA por mano de obra se considera como un 14,94 % del subtotal por mano de obra más el incremento por cargas sociales. El incremento considerado para herramientas menores es igual al 5 % del total de la mano de obra. Los gastos generales

y administrativos se consideraron como el 5 % de la suma del total de materiales, mano de obra y equipo, maquinaria y herramientas. El impuesto a la utilidad se considera el 8 % del total de la suma de materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas y los gastos generales y administrativos.

Por último los impuestos se consideraron igual al 3,09 % de la suma del total de materiales, mano de obra, equipo, maquinaria y herramientas, gastos generales y administrativos y el impuesto a la utilidad.

4.8 Presupuesto general.

El presupuesto general para la construcción de la obra se calcula a partir de conocer el precio unitario de cada uno de los ítems, en función a la cantidad calculada en los cómputos métricos (Anexo IX) se obtiene el precio total por cada ítem.

Resultando como costo total del proyecto 5'280.699,94 Bs. (Cinco millones Doscientos Ochenta mil seiscientos noventa y nueve 94/100 de bolivianos).

Cabe recalcar que el precio en cuestión no considera el terraplén ya que éste pertenece a un ítem de construcción de carreteras, y que el objetivo del presente trabajo es el de establecer un precio de la ejecución de la estructura, para poder ser licitada por cualquier empresa que se dedique a la construcción de puentes.

4.9 Comparación con el diseño realizado por el SEDECA.

La comparación que se pretende realizar con el diseño realizado por el SEDECA, estará centrada en 3 puntos importantes, el técnico, económico y ambiental.

4.9.1 Comparación Técnica:

El principal elemento de cada alternativa son: el arco y las vigas postesadas, ambos tratan de usar al máximo la resistencia que ofrece el hormigón a las solicitaciones de carga axial (compresión), por lo que se minimizan costos, el arco por su parte es un elemento que trabaja a compresión por su naturaleza, mientras que la viga postesada mediante la introducción de esfuerzos por medio del tesado de los cables de pretensado. El método de análisis estructural de estos puentes es realizado de manera distinta, en el

proyecto presente se realiza por medio de un software que es destinado a dicho objetivo, realizando un análisis en tres dimensiones y sobreponiendo los efectos debidos a las distintas cargas de una manera automática según se hayan configurado las combinaciones de cargas, simulando el paso de los camiones de diseño mencionados en el capítulo 3 del presente trabajo y obteniendo las líneas de influencia tanto longitudinal como transversalmente, mientras que la alternativa diseñada por SEDECA es mediante el uso de fórmulas matemáticas aproximadas con un análisis en el plano (métodos aproximados enunciados en la norma AASHTO LRFD), en los cuales el calculista es el encargado de calcular los diferentes esfuerzos y ser capaz de sobre poner los efectos según norma.

El método de diseño estructural es levemente diferenciado, debido al pretensado introducido por la alternativa del SEDECA, las normativas que rigen el cálculo estructural son las mismas, ACI-05 y AASHTO LRFD-04, los criterios e hipótesis son iguales para ambas alternativas.

El método constructivo de las alternativas es totalmente diferente, ya que se realiza un prefabricado en obra de las vigas y otros elementos, en el caso de la alternativa del SEDECA, mientras que en la otra, se pretende realizar un cimbra mixta de metal y madera para lograr un sustento a los arcos, y así poder encofrarlos y lograr un vaciado para obtener piezas monolíticas, para que ésta sirva de manera de sustento para el resto de las piezas que conforman el arco.

La elección de ambas alternativas sugiere el uso de diferentes tipos de estribos, ya que el SEDECA plantea estribos de gran altura, y con aleros, para evitar el ingreso al cauce del terraplén. No siendo así en alternativa realizada, ya que no es necesario los aleros y las alturas de los estribos son reducidas significativamente al ser la luz del puente propuesto mayor.

4.9.2 Comparación Ambiental:

Desde el punto de vista ambiental, la eliminación del terraplén en aproximadamente 58 metros lineales, sugiere un menor impacto sobre el ecosistema del sitio de

aplazamiento del puente, por lo que es favorable la alternativa realizada en el presente trabajo, además de ser un potencial atractivo turístico en la zona, puesto que en nuestro departamento, los sitios más populares para la recreación son precisamente los lugares donde existen puentes u otra obra civil, tales son los casos de Tolomosa, Tolomosita, Tomatitas, San Andrés, etc. que cuentan con puentes y sitio exclusivos para el turismo. De manera que un puente arco es mucho más atractivo que uno de vigas que es muy común en nuestro medio.

4.9.3 Comparación Económica:

El costo referencial que se brindó en la entidad del SEDECA es el de 3'835.490,25 Bs. (Tres millones Ciento treinta y cinco mil Ochocientos noventa 0.25/100 de bolivianos). Que sumandos al precio adicional por el terraplén sería un total de 4'609.372,65 Bs. (Cuatro millones Seiscientos nueve mil Trecientos setenta y dos 0.65/100 de bolivianos). Dando como resultado un costo menor que la alternativa realizada en el presente proyecto. La diferencia de costos es 671.327,19 Bs. (Seiscientos setenta y un mil trecientos veintisiete 0.19/100 de bolivianos). Lo que significa un aumento en el costo de 12.71% en referencia al costo del proyecto del SEDECA, que se considera justificable, ya que se brinda un obra de mayor impacto en el medio social, sugiriendo una alternativa turística para nuestra zona y una fuente de ingresos para las poblaciones aledañas.

5 CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1 Conclusiones.

- El diseño de un puente debe cumplir varios requisitos, siendo el primero la funcionalidad del mismo; pero la estética es un factor determinante conjuntamente con el aprovechamiento al máximo de los materiales empleados y la preservación del medio ambiente, en este sentido la alternativa planteada es un puente en tres tramos de hormigón armado, el principal con estructura de arco con tablero superior de 40 metros y cuatro puentes losa de aproximación tres de ellos con curvaturas horizontales menores. De esta manera la alternativa desarrollada cumple con los requisitos mencionados anteriormente en lo que se refiere a la funcionalidad al cumplir las necesidades presentadas en el lugar, en lo estructural al resistir las solicitaciones máximas posibles normadas, y logrando un comportamiento óptimo de los materiales ya que el arco aprovecha la capacidad resistente del hormigón a compresión, al usar el método de puente arco, éstos inicialmente se construyen para ser de apoyo para la construcción de los siguientes elementos estructurales como los montantes y el tablero; el tema estético es de mucha importancia en el proyecto ya que el sitio tiene un alto potencial turístico que aumente con una obra de la envergadura propuesta, y finalmente la preservación de áreas sin ser afectadas directamente por movimientos de tierras reduciendo al máximo el impacto ambiental negativo.
- Se reduce el terraplén en la zona de emplazamiento en un 73.68% más que la alternativa de puente de vigas postesadas.
- Una vez concluido el diseño estructural del puente y realizado el presupuesto, la estructura civil pretendida asciende a un costo total de 5'280.699,94 Bs. (Cinco millones Doscientos Ochenta mil seiscientos noventa y nueve 94/100 de bolivianos). Representando un incremento en el costo del 12.71% más que la alternativa del SEDECA.

- Se justifica la inversión necesaria para la realización del proyecto debido a que con la reducción del terraplén se reduce el impacto ambiental que éste ejerce sobre el sitio de emplazamiento, y el potencial atractivo turístico de la zona.
- Se cumplieron los objetivos específicos de manera satisfactoria, puesto que de éstos depende la culminación del objetivo principal, se lograron realizar la recopilación y análisis de los datos necesarios para el diseño de la estructura, como lo son los estudios hidrológicos e hidráulicos, topográficos y geotécnicos.
- Se determinó que la ecuación de la directriz que más favorece al proyecto es la de una parábola de segundo grado, puesto que la estructura sometida a peso propio se comporta prácticamente a compresión pura, lo que valida la bibliografía consultada.
- El diseño estructural cumple con las recomendaciones del código AASHTO LRFD-04 y ACI-05.

5.2 Recomendaciones.

- Es recomendable que en toda la estructura de Hormigón Armado, se disponga de probetas testigo para verificar la resistencia del hormigón y dicha dosificación.
- El concreto deberá ser colocado evitando la segregación de sus componentes. La colocación se hará en capas horizontales de un espesor tal que no exceda la capacidad del vibrador para consolidar el concreto.
- Se recomienda que los encofrados no deben ser desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida la estructura durante el período de construcción. Y tener especial cuidado en este aspecto en los arcos que son los elementos principales para el correcto funcionamiento de la estructura en general.
- Las armaduras deben colocarse limpias, exentas de óxido no adherido (se admite óxido que queda después de cepillar las barras con cepilla de alambre), sí como libres de pintura grasa, hielo, o cualquier otra sustancia perjudicial.

Deberán sujetarse al encofrado y entre sí de modo que se mantenga en su posición correcta, sin experimentar movimientos durante el vibrado y compactación del hormigón.

- Se recomienda que para la ejecución del proyecto se disponga de un estudio de suelos con más precisión o sondeos.
- Es recomendable usar personal que esté capacitado en el uso de la estructura de sustentación ya que de ésta depende la buena ejecución del proyecto.
- El hormigón deberá ser dispuesto de modo que se garantice que los arcos trabajen de forma monolítica, las cargas permanentes a las que los arcos estarán sometidos deberán ser dispuestas de manera secuencial de la misma manera de un lado y del otro para evitar que el arco se deforme.
- Todas las especificaciones de los planos deben cumplirse, y deben calcularse las longitudes de anclajes en caso de ser necesarios.