

CAPÍTULO I

1 ELEMENTOS DEL OBJETO DEL PROYECTO. -

1.1 Antecedentes. -

Es apremiante la necesidad de disponer sobre la Quebrada Barretero de un puente que permita resolver el problema que tiene el tráfico vehicular y peatonal en esa zona, pues, aparte de ser un problema para los vehículos, lo es también para peatones en los meses de lluvias. Actualmente no se cuenta con una ruta expedita durante todo el año que permita el paso vehicular a las comunidades de ambos márgenes de la quebrada; sólo se cuenta con una obra de paso vehicular (badén) que queda inutilizable en tiempo de crecidas y también después de las mismas debido a los sedimentos que deja cada llegada del río, por lo cual se deben realizar constantes limpiezas en ese tramo. Esto constituye también un factor económico negativo, que se piensa eliminar con la ejecución del puente mencionado.

1.2 El problema. -

En la actualidad, la comunidad de Barretero ve interrumpido el tránsito vehicular y peatonal en época de lluvias, porque se presentan crecidas de importancia, las cuales se incorporan caudales sólidos importantes. Esta circunstancia, en cierta medida impacta en la calidad de vida de los habitantes; siendo una zona que se encuentra en pleno crecimiento en cuanto a su población y urbanización.

1.2.1 Planteamiento. -

En el ámbito municipal, los caminos son muy importantes, por lo que los productores requieren de las infraestructuras camineras para sacar sus productos a los mercados de comercialización. Sin embargo, en la actualidad, los caminos municipales se ven afectados por la interrupción vial en épocas de lluvias; es vital solucionar el problema para mejorar la calidad de vida de los habitantes, proveyéndolos de la infraestructura necesaria, porque se hace riesgoso el cruzar el cauce de la quebrada, con los peligros inherentes producidos por la crecida del mismo.

Las principales causas que originan la interrupción vial y peatonal son: camino vehicular cruza el cauce de quebrada, camino peatonal cruza el cauce de quebrada., crecidas repentinas y mazamoras provenientes de la quebrada.

Al no darse solución a la situación actual, en donde los vecinos del sector se ven obligados a transitar por la quebrada única vía de comunicación entre la comunidad y el área agrícola, se hace necesario plantear alternativas de solución: a. puente de vigas de hormigón armado con vigas rectangulares, b. puente de hormigón pretensado con losa de vigas prefabricadas, c. puente en arco de hormigón armado con tablero inferior.

1.2.2 Formulación. -

Un puente vehicular es vital para mejorar la calidad de vida de los habitantes, cuyos efectos multiplicadores están dirigidos en su totalidad en beneficio de la comunidad, proveyendo de una infraestructura necesaria sobre todo en época de lluvias, cuando se hace riesgoso el cruzar el lecho del río. De las alternativas analizadas se concluyó que la solución más conveniente es un puente de hormigón armado.

1.2.3 Sistematización. -

De las alternativas planteadas y analizadas en el perfil, sobre el tipo de puente de hormigón armado, se llegó a la conclusión de ser la alternativa más conveniente para su desarrollo. Con éste planteamiento estructural seleccionado se obtiene luces hasta de 25 metros, estructuras más baratas, por lo que los gastos de mantenimiento serán casi nulos, particularmente por su resistencia a los agentes atmosféricos. Por lo tanto, se estudia y desarrolla en el Proyecto de Ingeniería Civil, un puente vehicular de hormigón armado: superestructura; barandado, vereda, borillo, losa, vigas rectangulares. Infraestructura; aparatos de apoyo y estribos.

1.3 Objetivos. -

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

1.3.1 General. -

Diseñar la superestructura e infraestructura del puente vehicular sobre la quebrada Barredero en la comunidad de Barredero bajo normativa AASHTO-LRFD 2004.

1.3.2 Específicos. -

- Realizar el estudio topográfico del lugar de emplazamiento del puente vehicular.
- Realizar el estudio hidrológico e hidráulico.
- Realizar los estudios de suelos.
- Definir los elementos básicos del proyecto (normativa vigente, especificaciones de materiales, etc.)
- Definir las Especificaciones Técnicas.
- Elaborar el Presupuesto y la Planificación para la ejecución del puente.

1.4 Justificación. -

Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.4.1 Académica. -

Aplicar los conocimientos adquiridos en el transcurso de la carrera de ingeniería civil, para realizar el diseño de ingeniería de un puente vehicular, tomando en cuenta los aspectos teóricos y conceptos, aplicados al diseño estructural de puentes.

1.4.2 Técnica. -

El proyecto se justifica en la necesidad de la construcción de un puente vehicular en la comunidad de Barretero, con la finalidad de facilitar un cruce seguro de la población objetivo creando un medio más rápido y accesible de transporte para mejorar sus condiciones de vida, pues:

- Brinda a los usuarios un acceso seguro para movilizarse en su entorno.
- Contribuye a la solución de una problemática que ha traído como consecuencia muchos problemas, al presentarse la crecida de la quebrada.

1.4.3 Social-Institucional. -

Aportar para mejorar la infraestructura vial, servicios de tránsito en la comunidad para lograr una integración física y económica en la región, y con esto establecer y consolidar una base productiva diversificada y competitiva para realizar la inserción de la producción a los mercados regionales, promoviendo la agricultura y permitiendo de esa manera, satisfacer la demanda social con eficiencia y equidad.

1.4.4 Económica – Productiva del Municipio. -

Los principales cultivos agrícolas en el Municipio de Bermejo, son: caña de azúcar, cítricos, cultivo de papa, tomate, maní, maíz, arroz, café, mandioca, zapallo y diferentes hortalizas como la lechuga, arveja, zanahoria, acelga, y otros. Actualmente la comunidad de Barretero cuenta con una población de 877 habitantes y un número de viviendas de 125, para los cuales el principal ingreso económico es la agricultura.

1.5 Localización. -

El puente vehicular se localiza en la comunidad de Barretero del municipio de Bermejo, sobre la quebrada del mismo nombre, en la segunda sección de la provincia Arce del departamento Tarija. La Provincia está ubicada en la parte sur del país, y en el extremo oeste del departamento de Tarija, rodeado en su parte sur-este y sur-oeste por el río Bermejo y río grande de Tarija respectivamente. Geográficamente se encuentra ubicada entre los paralelos $22^{\circ}35'24'' \pm 22^{\circ}52'09''$ de latitud sur y $64^{\circ}26'30'' \pm 64^{\circ}14'16''$ de longitud oeste.

1.6 Alcances del Proyecto. -

En consecuencia, con el análisis de alternativas realizado en el perfil de proyecto, se estableció que la alternativa viable técnica, económica y estéticamente que se acomoda a los requerimientos de la obra, es el proyecto a diseño estructural de un puente de hormigón armado con vigas H^oA^o rectangulares, losa de H^oA^o con ancho de calzada de 7.2m, pasamanos de hormigón armado y estribos de H^oA^o.

1.6.1 Resultados a Lograr. -

En el desarrollo de la propuesta Diseño Estructural Puente de Hormigón Armado que se ejecuta en la asignatura CIV-502, se aplican los siguientes estudios, esperando estos resultados:

- A. Estudios Ingeniería Básica:
 - Estudios Topográficos.
 - Estudios Hidrológicos e Hidráulicos.
 - Estudios Geotécnicos.
- B. Ingeniería de Proyecto:

- Elementos Básicos del proyecto. - La consideración de normativa vigente, especificaciones, materiales, detalles estándar para la elaboración del proyecto.
- Presentación de Proyecto. - Diseño Estructural (discretización de la estructura, pre dimensionamiento, análisis estructural, diseño de elementos), Planos y Especificaciones Técnicas, Presupuesto (definición de módulos e ítems, precios unitarios, cómputos métricos, presupuesto general) y Planificación de Proyecto.

1.6.2 Restricciones o Limitaciones. -

En este proyecto de ingeniería civil no se realizarán los siguientes estudios: estudio sísmico, estudio de trazo y diseño vial de los accesos, estudios de tráfico, diseño de señalización, diseño de pavimentos, ficha ambiental.

1.6.3 Aporte Académico del Estudiante. -

“COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE LA SUPERESTRUCTURA DE
UN PUENTE VIGA LOSA DE 4, 5 Y 6 VIGAS”

1.6.3.1 Conceptualización. -

En todo tablero recto bi-apoyado o continuo, con dos bordes libres, el esfuerzo predominante bajo la actuación del peso propio, la carga muerta y la sobrecarga, es la flexión longitudinal. Esta flexión puede ser resistida de dos maneras. Distribuyendo uniformemente la rigidez longitudinal a lo ancho del tablero, lo que proporciona el tablero losa, o concentrándola en determinadas líneas paralelas, con lo que tenemos el puente de vigas. En general y desde el punto de vista de la cantidad de materiales empleados, concentrar la rigidez en una serie de líneas longitudinales es un criterio de economía, ya que la flexión se resiste más fácilmente cuanto mayor sea el canto.

La losa superior que materializa el tablero tiene una doble misión:

- a) Repartir el efecto de las cargas que actúan sobre ella entre las distintas vigas longitudinales.
- b) contribuir a la inercia longitudinal de las vigas longitudinales.

Los puentes viga-losa pueden ser analizados estáticamente y dinámicamente, dentro el análisis estático se encuentra los Métodos de Análisis Aproximados, los Métodos de Análisis Refinados, las cuales forman parte de las Especificaciones AASHTO LRFD

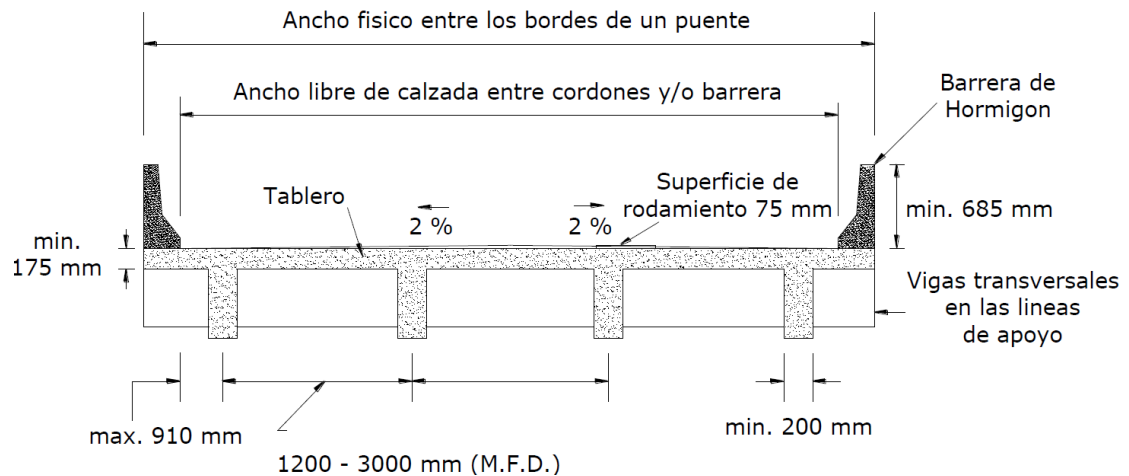


Figura - 1 Puente Viga-Losa, vista transversal.

Fuente: Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes

Dentro los Métodos de Análisis Aproximados se encuentran el Método de los Factores de Distribución para Momento y para Corte el cual consiste en asignar porcentajes de las solicitaciones de la sobrecarga vehicular HL-93 a las vigas interiores y a las vigas exteriores.

Es importante notar que se proveerán diafragmas o vigas transversales en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo. Cuando utilizamos el Método de los Factores de Distribución los puentes tendrán como mínimo cuatro vigas paralelas de aproximadamente la misma rigidez, la parte del vuelo correspondiente no será mayor que 910 mm, la separación entre las almas de las vigas será de 1200 mm a 3000 mm, caso contrario se deberá utilizar un análisis refinado.

El ancho de una viga es controlado por el momento positivo del tramo, generalmente varía entre 350 a 550 mm. pero nunca deberá ser menor 200 mm.

La altura mínima del tablero sobre las vigas longitudinales, excluyendo cualquier superficie sacrificable deberá ser mayor a igual a 175 mm. Para las vigas la profundidad mínima (incluyendo tablero) se deberá tomar como: tramos simples $0.065L$, tramos continuos

1.6.3.2 Alcances del aporte. -

Con el presente aporte se pretende que los universitarios que se encuentran en el desarrollo de un proyecto de puentes de condiciones similares tengan una idea del tipo de estructura a diseñar y no así proceder un diseño que al final no era el óptimo para el problema en cuestión, además de hacer notar algunas ventajas que tiene un tipo de estructura en función a otra que también soluciona el problema. Por lo cual se presenta el alcance del aporte académico:

- Realizar una comparación técnica y económica de la superestructura de un puente tipo Viga Losa con 4,5 y 6 vigas longitudinales, de acuerdo a los requerimientos de la norma AASHTO LRFD-2004.

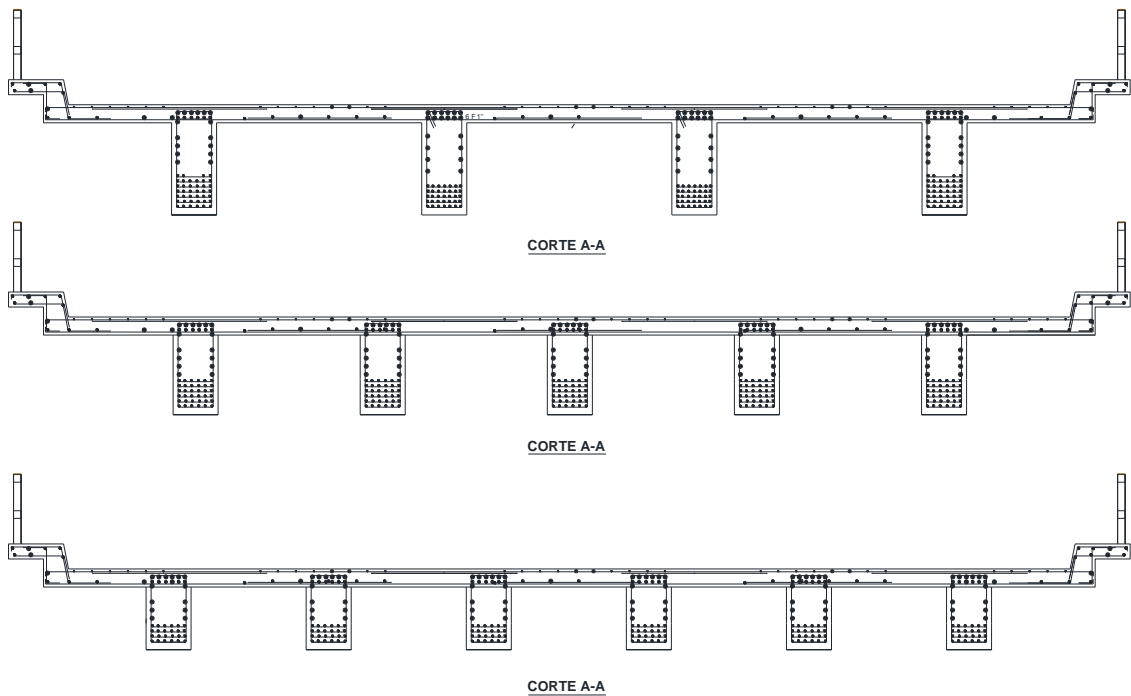


Figura - 2 Puente Viga-Losa, con vigas 4,5 y 6 longitudinales.

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO II

2 MARCO TEÓRICO. -

2.1 Levantamiento Topográfico. -

El estudio topográfico tendrá los siguientes objetivos y alcances

2.1.1 Objetivos y Alcances. -

El estudio topográfico tendrá como objetivos:

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

El estudio topográfico deberá comprender como mínimo lo siguiente:

- El estudio topográfico comprenderá el levantamiento topográfico general de la zona del proyecto documentado en planos a escala 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a cada 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río). También se definirá la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos con planos a escala 1:100 y 1:250 considerando curvas de nivel en intervalos de 1 m y con secciones verticales tanto en dirección transversal como longitudinal; en estos planos se indicarán las cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y termino de los tramos curvos.
- También deberá contar con un levantamiento a detalle del fondo de circulación del agua. Será necesario indicar en planos la dirección del curso del río y los límites aproximados de la zona inundable en condiciones de aguas máximas y mínimas.
- Ubicación e indicación de cotas y puntos de referencia, puntos de inflexión y puntos de inicio y fin de curva.

2.1.2 Instrumentación. -

La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del puente y sus accesos con el área estudiada. Usualmente, en nuestro medio se realiza con estación total, estacas, prismas, güincha, brújula, etc.

2.1.3 Documentación. -

- La topografía de la zona donde se ubicará el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías.
- Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos, la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.

2.2 Estudios de Suelos. -

Su objetivo es establecer las características geotécnicas, es decir la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

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

- Ensayos de campo en suelos y /o rocas.
- Ensayos de laboratorio de muestras de suelos y /o rocas extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones de suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación.

2.2.1 Ensayo de Penetración Estándar SPT. -

Las pruebas de campo adquieren una gran importancia en los suelos muy susceptibles a la perturbación y cuando las condiciones del terreno varían en sentido horizontal y vertical. El método de prueba in situ más ampliamente utilizado es el de penetración. Los

penetrómetros utilizados para el estudio del terreno se hincan o se hacen penetrar a presión en el terreno, midiendo la resistencia a la penetración. La prueba más ampliamente utilizada es la “penetración estándar” (o normal) que consiste en la hincada de las muestras, dejando caer una maza de 140 libras (63.5 Kg.) desde una altura de 30 pulgadas (76 cm.). La resistencia a la penetración se expresa por el número de golpes necesarios para hincar el toma muestras 1 pie (30 cm.).

Los resultados de pruebas realizadas en laboratorio muestran que la resistencia a la penetración depende de diversos factores distintos de la compacidad relativa; la resistencia a la penetración es función de la presión de confinamiento del tipo de suelo. Otro factor que puede tener una notable influencia sobre la resistencia a la penetración de un suelo es la presión de pozo o intersticial existente en el instante de realizar las medidas.

La prueba de penetración estándar debe utilizarse sólo como indicación o junto con otros métodos de exploración.

2.2.1.1 Método de Penetración Estándar. -

Este procedimiento es entre todos los exploratorios preliminares quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que como repetidamente se indicó, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además, el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

2.2.1.2 Influencia del Nivel Freático. -

El número de golpes N , necesarios para hincar 30 cm. La cuchara normalizada, puede variar en la arena fina, según la situación del nivel freático.

Si llamamos N' al número de golpes registrados en un ensayo realizado por debajo del nivel freático, el valor equivalente N que debe considerarse en el cálculo está dado por la expresión siguiente debida a Terzaghi y Peck.

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15) \quad (1)$$

2.2.1.3 Presión admisible. -

Terzaghi y Peck han dado los valores de los coeficientes N_y y N_q de capacidad portante en función de N ; incluso han dibujado los ábacos que dan directamente la presión admisible con un coeficiente de seguridad 3 en zapatas empotradas o superficiales.

En medios coherentes, tras numerosas experiencias comparativas propusieron relacionar N con la consistencia de las arcillas y con su resistencia a compresión simple medida en laboratorio sobre muestra inalterada.

La tabla precisa estas relaciones:

Cuadro - 1 Numero de Golpes en Relación con su Resistencia a Compresión

| N | Consistencia de la Arcilla | Resistencia a Compresión Simple (Kg./cm ²) |
|---------|----------------------------|--|
| 2 | Muy blanda | 0.25 |
| 2 - 4 | Blanda | 0.25 – 0.50 |
| 4 - 8 | Media | 0.5 – 1 |
| 8 - 15 | Compacta | 1 – 2 |
| 15 - 30 | Muy compacta | 2 – 4 |
| 30 | Dura | 4 – 8 |

Fuente: Diseño de cimentaciones, Dr.Ing. Jorge E. Alva Hurtado

Los mismos autores proponen para las arenas las relaciones que se indican:

Cuadro - 2 Número de Golpes en Relación con su Resistencia a Compresión

| N | Compacidad de la arena |
|-----------|------------------------|
| 0 – 4 | Muy suelta |
| 4 – 10 | Suelta |
| 10 – 30 | Medianamente compacta |
| 30 -50 | Densa |
| Más de 50 | Muy densa |

Fuente: Diseño de cimentaciones, Dr.Ing. Jorge E. Alva Hurtado

2.3 Estudios Hidrológico e Hidráulico. -

2.3.1 Definición de la Hidrología. -

“Hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con

el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos”. Es necesario limitar la parte de la hidrología que estudia la ingeniería, a una rama que comúnmente se llama ingeniería hidrológica.

Generalmente los proyectos hidráulicos son de dos tipos: los proyectos que se refieren al uso de agua y los que se refieren a la defensa contra los daños que ocasiona el agua, tomando estos principios se define: La Ingeniería hidrológica es la ciencia aplicada, que usa principios hidrológicos en la solución de problemas de ingeniería, que surgen de la necesidad de uso y explotación de los recursos hídricos, así como para la protección contra daños ocasionados por éste. La hidrología aplicada moderna exige conocimientos avanzados de matemáticas, tales como la estadística, planteamientos y resoluciones analíticas del comportamiento del ciclo hidrológico que es muy complejo.

2.3.2 Aplicación de la Hidrología en la Ingeniería Civil. -

La Hidrología es aplicada con mucha frecuencia para el diseño de obras civiles. El ingeniero civil que se ocupa de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas, sanitarias y otras obras civiles debe resolver numerosos problemas prácticos. Éstos pueden ser de muy variado carácter, pero en la mayoría de los casos será necesario el conocimiento de la hidrología para su solución. Como base para la realización de tales tareas, el ingeniero debe conocer los elementos básicos del ciclo hidrológico, los medios y métodos de medida de los mismos, las técnicas de tratamiento de datos y su interpretación. Además, debe saber establecerse adecuadamente las relaciones cuantitativas y cualitativas entre parámetros importantes, mediante la ayuda del análisis de sistemas, la estadística matemática.

2.3.3 Análisis del Estudio Hidrológico e Hidráulico. -

Para realizar el estudio hidrológico e hidráulico se procede a la recolección de la información de precipitaciones aforos del lugar, caso contrario de zonas similares.

2.3.4 Características Físicas de las Cuencas. -

El funcionamiento de la cuenca se asemeja al de un colector, que recibe la precipitación pluvial y la convierte en escurrimiento. Esta transformación presenta pérdidas de agua, situación que depende de las condiciones climatológicas y de las características físicas de

la cuenca. Cuenca vecinas sometidas a las mismas condiciones climáticas, pueden tener regímenes de flujo totalmente distintos, situación debida principalmente a las características físicas de las cuencas.

2.3.4.1 Perímetro (P). -

Borde del contorno (limite exterior) de la forma irregular de la cuenca proyectada en un plano horizontal, obtenida una vez delimitada la cuenca.

2.3.4.2 Área de la Cuenca (A). -

Es el área plana en proyección horizontal, de forma muy irregular, obtenida después de delimitar la cuenca; se reporta en kilómetros cuadrados, excepto las cuencas pequeñas que se expresan en hectáreas.

2.3.4.3 Forma de la Cuenca. -

La forma de la cuenca afecta en las características de descarga de la corriente, principalmente en los eventos de flujo máximo.

En general, los escurrimientos de una cuenca de forma casi circular serán diferentes a los de otra, estrecha y alargada, aunque tengan la misma área.

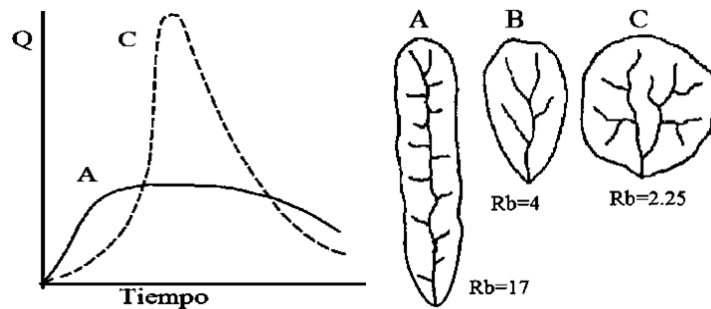


Figura - 3 Influencia de la Forma de la Cuenca en el Hidrograma

Fuente: Material de Apoyo de Hidrología, Universidad Mayor de San Simón

2.3.5 Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca. -

2.3.5.1 Índice de Compacidad o Coeficiente de Gravelius (Ic). -

Es el cociente que existe entre el perímetro de la cuenca respecto al perímetro de un círculo del área de la misma cuenca.

$$K_c = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}} \quad (2)$$

Si $I_c = 1$ la cuenca es de forma circular. Este coeficiente dará información sobre la escurrentía y la forma del hidrograma resultante de una determinada lluvia caída sobre la cuenca.

Si:

$I_c \approx 1$ cuenca regular

$I_c \neq 1$ cuenca irregular; (I_c grande, menos susceptible a inundaciones).

2.3.5.2 Factor de Forma (Ff). -

Fue definido por Horton, como el cociente entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud del cauce principal:

$$F_f = \frac{B}{L_c} \quad (3)$$

Ancho promedio de la cuenca:

$$B = \frac{A}{L_c} \quad (4)$$

Donde:

B = Ancho Promedio de la cuenca, (Km)

A = Área de la cuenca, (Km²)

L_c = Longitud de la cuenca, que se define como la distancia entre la salida y el punto más alejado, cercano a la cabecera del cauce principal, medida en línea recta.

Esta ecuación muestra que las cuencas no son similares en forma. A medida que el área aumenta, su relación A/L_c disminuye, lo cual indica una tendencia al alargamiento en cuencas grandes.

La forma de la cuenca afecta los hidrogramas de caudales máximos, por lo que se han hecho numerosos esfuerzos para tratar de cuantificar este efecto por medio de un valor numérico.

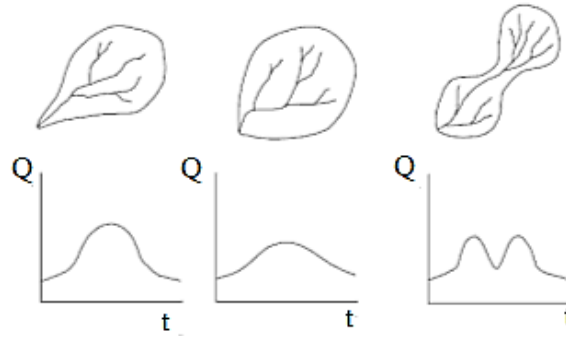


Figura - 4 Diferentes Hidrogramas para cada tipo de Cuencas

Fuente: Material de apoyo de Hidrología, Universidad Mayor de San Simón

2.3.5.3 Coeficiente de forma (Kf).-

Relación entre el ancho media B_m de la cuenca y la longitud media (L_{mc}):

$$K_f = \frac{B_m}{L} \quad (5)$$

Donde:

B_m = ancho media de la cuenca

L_{mc} = longitud media de la cuenca (distancia entre la salida y el punto más alejado de la cuenca).

2.3.5.4 Relación de Elongación (Re).-

Definido por Schumm, es la relación entre el diámetro de un círculo (D) de área igual a la cuenca y la longitud de la cuenca (L_c).

$$R_e = \frac{D}{L_c} \quad (6)$$

Expresando el diámetro en función del área de la cuenca (A) queda:

$$R_e = 1.1284 * \frac{\sqrt{A}}{L_c} \quad (7)$$

Si R_e varía entre 0.60 y 1.00 cuenca con amplia variedad de climas y geologías. Además, está fuertemente correlacionado con el relieve de la cuenca, de manera que valores cercanos a la unidad son típicos de regiones con relieve bajo, en cambio donde R_e que varía de 0.60 a 0.80 está asociado a fuertes relieves y pendientes pronunciadas del terreno.

2.3.5.5 Relación de Circularidad (Rci). -

Relación de circularidad, (Rci), denominado también como radio de circularidad, es el cociente entre el área de la cuenca (A) y la del círculo cuyo perímetro (P) es igual al de la cuenca:

$$R_{ci} = \frac{4\pi A}{P^2} \quad (8)$$

Donde:

A=área de la Cuenca en Km²

P=perímetro de la cuenca en Km. Cuando Rci=1, la cuenca es circular y si Rci=0.785, la cuenca es cuadrada.

2.3.5.6 Rectángulo Equivalente o Rectángulo de Gravelius. -

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (mismo índice de compacidad), igual distribución de alturas (igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de cobertura. En este rectángulo, las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y última curva de nivel.

2.3.5.6.1 Cálculo de los Lados l y L del Rectángulo. -

$$A_c = L * l \quad (9)$$

$$P = 2(L + l) \quad (10)$$

El índice de Gravelius (Índice de Compacidad) es:

$$I_c = 0.282 * \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right) \quad (11)$$

Donde:

L = longitud del lado mayor del rectángulo

l = longitud del lado menor del rectángulo

Ic = índice de Compacidad o de Gravelius A = Área de la cuenca

P = perímetro de la cuenca

2.3.6 Propiedades de Relieve de la Cuenca. -

2.3.6.1 Índice de Pendiente de Roche (Ir).-

El índice de pendiente es una ponderación que se establece entre las pendientes y el tramo recorrido por el río. Además, expresa en cierto modo, el relieve de la cuenca.

$$I_r = \frac{\sum \sqrt{A_i * d_i}}{\sqrt{L}} \quad (12)$$

Dónde:

A_i= área entre curvas (m²)

d_i= distancia promedio entre curvas (m)

L= longitud del río (m)

2.3.6.2 Índice Global (IG). -

$$I_G = \frac{H}{L} \quad (13)$$

Dónde:

H= Desnivel de la cuenca (Cot.max-Cot.min)

L= Longitud del río (m)

2.3.6.3 Densidad de drenaje (dd).-

Horton (1945) definió la densidad de drenaje de una cuenca como el cociente entre la longitud total (L_t) de los cauces pertenecientes a su red de drenaje y la superficie de la cuenca (A):

$$D_d = \frac{\sum l_i}{A} \quad (14)$$

Dónde:

Σl_i = sumatoria de todos los afluentes que conforman la cuenca (km)

A = área de la cuenca (km²)

2.3.6.4 Curva Hipsométrica. -

Es la representación gráfica del relieve de una cuenca; es decir la curva hipsométrica indica el porcentaje de área de la cuenca o superficie de la cuenca en Km² que existe por encima de una cota determinada, representado en coordenadas rectangulares.

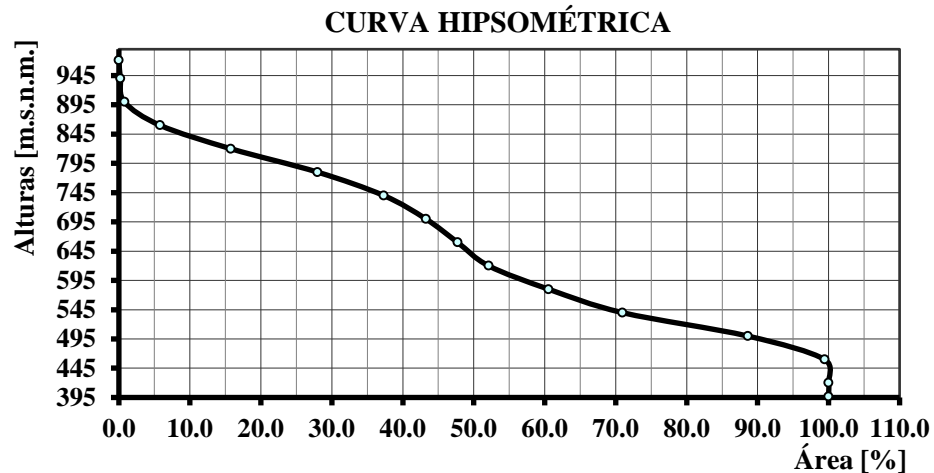


Figura - 5 Curva Hipsométrica.

Fuente: Elaboración Propia.

2.3.6.4.1 Construcción Curva Hipsométrica. -

- Para construir la curva hipsométrica se utiliza un mapa con curvas de nivel, el proceso es como sigue:
- Se marcan sub áreas de la cuenca siguiendo las curvas de nivel, por ejemplo, de 100 en 100 m.
- Con el planímetro o software adecuado (AutoCAD Civil 3D), se determinan las áreas parciales de esos contornos.
- Se determinan las áreas acumuladas, de las porciones de la cuenca.
- Se determina el área acumulada que queda sobre cada altitud del contorno.
- Se plotean las altitudes, versus las correspondientes áreas acumuladas que quedan sobre esas altitudes. ¹

2.3.7 Precipitación. -

Es toda forma de humedad que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo. Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente

¹ CAHUANA ANDIA, A., & YUGAR MORALES, W. (2009). Material de Apoyo Didactico Para Hidrologia. Cochabamba, Bolivia.

primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua. ²

Para el desarrollo de este proyecto las precipitaciones se obtendrán de SENAMHI, las cuales nos permitirán realizar los siguientes estudios.

2.3.7.1 Precipitación Máxima. -

Estos valores serán obtenidos de Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología con todos los datos agrupados.

Empleando la distribución de Fuller-Coutagne que basa su metodología en los valores estadísticos, media "X", desviación típica "S", el valor moda ponderado "**Ed**" y el valor característico ponderado "**Kd**" de la ley de distribución de las curvas.

El valor modal y la característica se calculan con las siguientes expresiones:

$$E = X - 0,45 * S \quad (15)$$

$$K = \frac{S}{0,557 * E} \quad (16)$$

El valor modal **Ed** y el valor característico **Kd** se calculan por la media ponderada:

$$Ed = \frac{\sum E * n}{\sum n} \quad (17)$$

$$Kd = \frac{\sum K * n}{\sum n} \quad (18)$$

La Determinación de la altura de lluvia diaria máxima para periodos de retorno de: 50,100, 200, y 500 años.

La Determinación de la altura de lluvia máxima horaria para un periodo de retorno T y tiempo de duración tc.

Las lluvias máximas deben ser de corta duración o sea deben ser menores a las 24hr para lo cual acudimos a la LEY de GUMBEL modificada que es definido por la siguiente expresión.

² VILLON BEJAR, M. (2002). Hidrologia. Editorial Villon.

$$h_{tT} = Ed \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta [1 + Kd * \log(T)] \quad (19)$$

Dónde:

Ed= moda ponderada

Kd= característica ponderada

T= periodo de retorno

hdt= altura de lluvia máxima diaria

t= tiempo de duración de la lluvia

β = constante que en nuestro medio se adopta generalmente 0.2

α = equivalente de lluvia diaria que depende de la magnitud de la cuenca:

Para:

$A_c > 20$ [km²] $\alpha = 12$

$A_c < 20$ [km²] $\alpha = 2$

Intensidades máximas [mm/hrs].

Determinación de las intensidades máximas para la construcción de la curva I. D. F. para diferentes periodos de retorno.

Por otro lado, la intensidad de precipitación es:

$$i_{tT} = \frac{h_{tT}}{t} \quad (20)$$

2.3.7.2 Caudales Máximos: Fórmula Racional. -

Para el cálculo de caudales máximos debemos determinar primeramente el tiempo de concentración de la cuenca.

2.3.7.2.1 Tiempo de Concentración (Tc).-

El tiempo de concentración es el tiempo que tarda en recorrer una gota desde el punto más lejano de un extremo de la cuenca hasta llegar al punto de estudio o desembocadura. Este tiempo es constante para toda la cuenca.

Para estimar el tiempo de concentración existen varios métodos entre ellos están las fórmulas empíricas los cuales aplicaremos en el presente estudio.

Se requieren los siguientes datos: área, perímetro, longitud, pendiente y desnivel con las siguientes formulas.

- Fórmula de Giandotti.

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3 * J * L} \quad (21)$$

- Fórmula Californiana.

$$t_c = 0.066 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}}\right)^{0.77} \quad (22)$$

- Formula Ventura y Heras.

$$t_c = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{J}} \quad (23)$$

- Formula U.S.C.E.

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}}\right)^{0.76} \quad (24)$$

De todas las formulas se tomarán en cuenta solo aquellas que tengan similitud en los resultados

2.3.7.2.2 Caudales Máximos. -

El método racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia-escorrimento, es muy utilizado en el diseño. La expresión del método racional es:

$$Q = \frac{C * i * A}{3.6} \quad (25)$$

Dónde:

Q = caudal (m³/s)

C = coeficiente de escurrimiento de acuerdo al terreno

i = intensidad máxima (mm/hr)

A = área de la cuenca (Km²)

2.3.7.2.3 Coeficiente de Escorrentía. -

El coeficiente de escorrentía C toma valores entre 0 y 1 y varía apreciablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra debido a las características de la cuenca, como ser permeabilidad, pendiente, cobertura vegetal y de algunas características de retención o encharcamiento de la superficie.

2.3.7.3 Determinación del Tirante Máximo. -

Para la determinación del tirante máximo se usa el caudal máximo y las características geométricas de la sección transversal del río en la sección de interés.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (26)$$

Dónde:

S: Pendiente longitudinal del río en m/m.

R: Radio hidráulico de la sección en m.

n: Rugosidad del lecho del río, adimensional.

2.4 Consideraciones Generales para el Diseño de un Puente Vehicular. -

2.4.1 Definición. -

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo, dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos contruidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.

Constan fundamentalmente de dos partes:

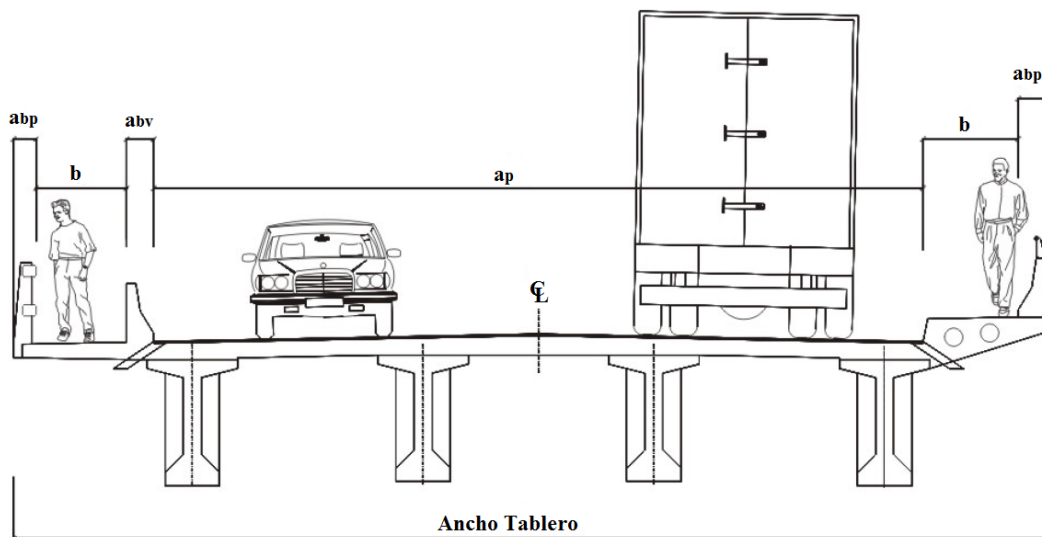
- La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.

- La infraestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

2.4.2 Geometría. -

2.4.2.1 Sección transversal. -

El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del acceso, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclo vía, barreras y barandas, elementos de drenaje.



$$\text{Ancho Tablero} = a_p + 2 * (a_{bv} + b + a_{bp})$$

En que:

a_p = Ancho de la plataforma del camino en los accesos del puente incluyendo calzadas, cantero central, bermas y sobre anchos de curvas si corresponde. No se considera el sobre ancho de plataforma.

b = Ancho de la acera peatonal.

a_{bv} = Ancho barrera vehicular.

a_{bp} = Ancho baranda peatonal.

Figura - 6 Sección Tipo de Puentes y Pasos Superiores sin Escala

Fuente: Manual de Diseño Geométrico de Carreteras, Volumen I

2.4.2.2 Ancho de Vía (calzada). -

Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas. El número de carriles de diseño se determina tomando la parte entera de la relación $w/3.6$, siendo w el ancho libre de calzada

(m). Los anchos de calzada entre 6.00 y 7.20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

2.4.2.3 Veredas. -

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una barrera (baranda para tráfico vehicular) o una baranda combinada. El ancho mínimo de las veredas es 0.75 m.

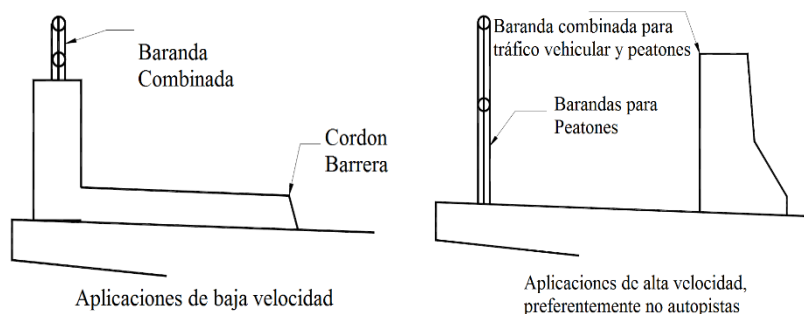


Figura - 7 Aceras Peatonales

Fuente: AASHTO LRFD 2004

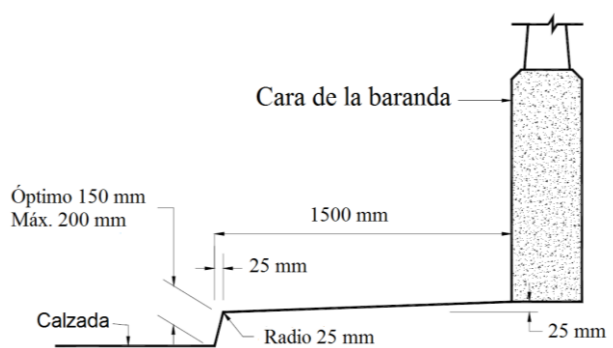


Figura - 8 Típica Acera Sobre Elevada

Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.4.2.4 Cordón Barrera. -

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

2.4.2.5 Barandas. -

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las

barandas será no menor que 1.10 m; en ciclovías será no menor que 1.40 m. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo, su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores o iguales a 80 km/h, para proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera.³

2.4.3 Longitud. -

Cuando la quebrada a salvar es muy franca, el problema estará resuelto, en cambio tratándose de zonas llanas donde generalmente los ríos son del tipo maduro, éstos presentan los denominados meandros que hacen un problema no simple de resolver: el determinar la longitud del puente. En todo caso, es la caja ripiosa la que da una primera idea del largo que deberá tener el puente, porque en las grandes crecidas ésta puede ser ocupada en su totalidad. A menudo, este ancho parece excesivo y por tanto, puede construirse en un puente más corto que el ancho del lecho del ripioso avanzando con terraplenes bien protegidos y con un buen sistema de drenaje con alcantarillas; si es posible, complementando con defensivos que garanticen que el río pasará siempre por debajo del puente.

2.4.4 Socavaciones. -

Son muy peligrosas porque pueden provocar el colapso de la estructura; por ello, cuando se va a fundar en un terreno socavable, (caso muy frecuente), se debe fijar la cota de fundación por debajo de las socavaciones más profundas, las que pueden ser previstas en base a estudios realizados en puentes existentes o mejor aún complementados con estudios en laboratorios de hidráulica

2.4.4.1 Profundidad de las Socavaciones. -

Las mayores socavaciones que se han registrados son alrededor de 10m. habiéndose constatado que guardan relación con la profundidad del agua, su velocidad y la dureza del terreno.

³Rodríguez Serquén, A. (2012). *PUENTES* (Quinta ed.). Peru

Entre las varias fórmulas que existen para determinar la profundidad de socavación, se puede citar la siguiente por su simplicidad y que tiene aplicación especialmente en caso de ríos medianamente caudalosos.

$$h = k * H * v^2 \quad (27)$$

Donde:

h= profundidad de socavación en metros.

k=constante característica del terreno en seg^2/m

H=profundidad de la corriente en metros.

v=velocidad de las aguas en m/seg

La constante k para algunos materiales tiene los siguientes valores

Cuadro - 3 Constante K (Materiales)

| MATERIAL | k(seg²/m²) |
|--------------------|---|
| Ripio conglomerado | 0.01 |
| Ripio suelto | 0.04 |
| Arena | 0.06 |
| Fango | 0.08 |

Fuente: Puentes, Hugo E. Belmonte Gonzales

Se entiende que no se debe fundar sobre el fango, pero si, este puede estar por encima de la fundación.

Una vez estimada la profundidad de socavación, se puede definir la cota de fundación de las pilas adicionando al valor estimado con la fórmula anterior un mínimo de 3m. inclusive se debe analizar la posibilidad de hincar pilotes. Cabe recordar que una de las causas más frecuentes de la falla de los puentes es la socavación, por esta razón es de importancia fundamental que la cota de fundación, se fije con criterio conservador para quedar a salvo de este fenómeno.⁴

⁴ BELMONTE GONZALEZ, H. (2011). *Puentes* (Quinta ed.). La Paz.

2.5 Solicitaciones a Considerar en el Diseño. -

2.5.1 Filosofía de Diseño. -

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspección, economía y estética. Independientemente del tipo de análisis utilizado, la ecuación 27 se deberá satisfacer para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas.

2.5.1.1 Estados Límites. -

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la ecuación 27 para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1,0. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_\eta = R_r \quad (28)$$

Donde:

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\sum \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_i \geq 0.95 \quad (29)$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_i} \leq 1,0 \quad (30)$$

Donde:

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

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

η_D = factor relacionado con la ductilidad.

η_R = factor relacionado con la redundancia.

η_I = factor relacionado con la importancia operativa.

Q_i = sollicitación.

R_n = resistencia nominal.

R_r = resistencia mayorada : ϕR_n

2.5.1.2 Estado Límite de Servicio. -

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

2.5.1.3 Estado Límite de Fatiga y Fractura. -

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AASHTO.

2.5.1.4 Estado Límite de Resistencia. -

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño.

2.5.1.5 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos. -

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

2.5.2 Ductilidad. -

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura de hormigón en la cual la resistencia de una conexión es mayor o igual que 1,3 veces la máxima sollicitación impuesta a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes.

Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad. Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles

=1,00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones

$\geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas Especificaciones

Para todos los demás estados límites:

$\eta_D = 1,00$

2.5.3 Redundancia. -

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante. Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1,05$ para elementos no redundantes

= 1,00 para niveles convencionales de redundancia

$\geq 0,95$ para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites:

$\eta_R = 1,00$

2.5.4 Importancia Operativa. -

Este artículo se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos. El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes

$= 1,00$ para puentes típicos

$\geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:

$\eta_i = 1,00$ ⁵

2.5.5 Carga y Factores de Cargas. -

2.5.5.1 Cargas permanentes: DC, DW y EV. -

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

En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en la Cuadro-4.

⁵ Officials, A. A. (2004). Especificaciones AASTHO para el diseño de puentes por el metodo LRFD. Washington, DC.

Cuadro - 4 Densidades de Materiales

| Material | | Densidad(kg/m³) |
|--|---|-------------------------------------|
| Aleaciones de aluminio | | 2800 |
| Superficies de rodamiento bituminosas | | 2250 |
| Hierro fundido | | 7200 |
| Escoria | | 960 |
| Arena, limo o arcilla compactados | | 1925 |
| Hormigón | Agregados de baja densidad | 1775 |
| | Agregados de baja densidad y arena | 1925 |
| | Densidad normal con $f'c \leq 35$ MPa | 2320 |
| | Densidad normal con $35 < f'c \leq 105$ MPa | 2240+2,29 $f'c$ |
| Arena, limo o grava sueltos | | 1600 |
| Arcilla blanda | | 1600 |
| Grava, macadán o balasto compactado a rodillo | | 2250 |
| Acero | | 7850 |
| Sillería | | 2725 |
| Madera | Dura | 960 |
| | Blanda | 800 |
| Agua | Dulce | 1000 |
| | Salada | 1025 |
| Elemento | | Masa por unidad de longitud (Kg/mm) |
| Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía | | 0,30 |

Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.5.5.2 Sobrecargas Vivas. -

2.5.5.2.1 Número de Carriles de Diseño. -

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada. En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

2.5.5.2.2 Presencia de Múltiples Sobrecargas. -

Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril, las solicitaciones se deberán dividir por 1,20. La solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la Cuadro-5:

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado.
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

Cuadro - 5 Factor de Presencia Múltiple (m)

| Número de carriles | Factor de presencia |
|--------------------|---------------------|
| 1 | 1,20 |
| 2 | 1,00 |
| 3 | 0,85 |
| >3 | 0,65 |

Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.5.5.3 Sobrecarga Vehicular de Diseño. -

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

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

2.5.5.3.1 Camión de Diseño. -

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 9. se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Cuadro-4, la separación entre los dos ejes de 145.000[N] se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas.

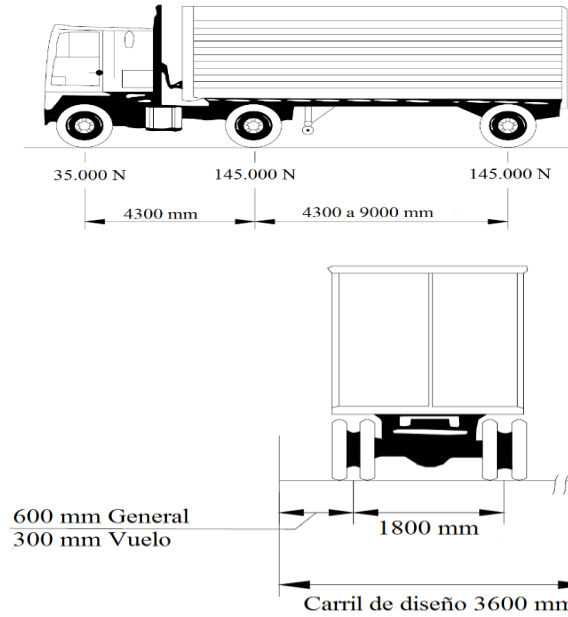


Figura - 9 Características del Camión de Diseño.
 Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.5.5.3.2 Tándem de Diseño. -

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm.

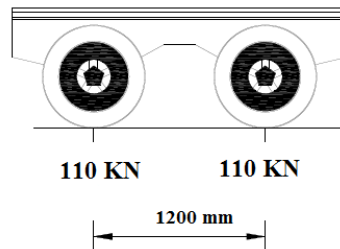


Figura - 10 Tándem de Diseño.
 Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.5.5.3.3 Carga del Carril de Diseño. -

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se

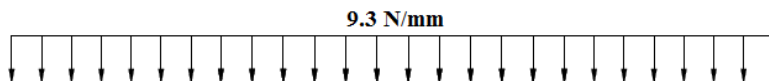


Figura - 11 Carga de Carril de Diseño.
 Fuente: AASHTO LRFD 2004

supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

2.5.5.4 Incremento por Carga Dinámica: IM. -

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Cuadro - 4, incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

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

Cuadro - 6 Incremento por Carga Dinámica, IM

| Componente | IM |
|--|-----|
| Juntas del tablero - Todos los Estados Límites | 75% |
| Todos los demás componentes | |
| ➤ Estado Límite de fatiga y fractura | 15% |
| ➤ Todos los demás Estados Límites | 33% |

Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.5.5.5 Fuerzas centrífugas: CE. -

Se toman como el producto entre los pesos por eje del camión o tándem de diseño y el factor C, dado por:

$$C = \frac{4 v^2}{3 gR} \quad (31)$$

Donde:

v = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

g = aceleración de la gravedad: 9,807 (m/s²)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

2.5.5.6 Fuerza de Frenado: BR.-

Se toma como el mayor valor de:

- 25 % de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5 % del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se aplican los factores de

presencia múltiple. Se asume que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

2.5.5.7 Factores de Carga y Combinaciones de Cargas. -

2.5.5.7.1 Alcance. -

Se especifican los requerimientos mínimos para las cargas y las fuerzas, los límites de su aplicación, los factores de carga y las combinaciones de carga a ser usadas en el diseño de puentes nuevos. Las previsiones de carga pueden ser aplicadas también con fines de evaluación estructural de los puentes existentes.

Cuando se consideran niveles diversos de condiciones de carga, la selección de la condición de diseño será responsabilidad del propietario de la obra.

Para los efectos de las fuerzas que pueden desarrollarse durante la construcción, se especifica un factor de carga mínimo.

2.5.5.7.2 Cargas y notación. -

Se consideran las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

Cargas Permanentes

DD = Fuerza de arrastre hacia abajo

DC = Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales

DW = Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares

EH = Presión de tierra horizontal

ES = Carga superficial en el terreno

EV = Presión vertical del relleno

Cargas Transitorias:

BR = Fuerza de frenado vehicular

CE = Fuerza centrífuga vehicular

CR = “Creep” del concreto

CT = Fuerza de choque vehicular

CV = Fuerza de choque de barcos

EQ = Sismo

FR = Fricción

IC = Carga de hielo
 IM = Carga de impacto
 LL = Carga viva vehicular
 LS = Carga viva superficial
 PL = Carga viva de peatones
 SE = Asentamiento
 SH = Contracción
 TG = Gradiente de temperatura
 TU = Temperatura uniforme
 WA = Carga de agua y presión del flujo
 WL = Efecto de viento sobre la carga viva
 WS = Efecto de viento sobre la estructura

La sollicitación mayorada total se toma como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (32)$$

Donde:

η_i = modificador de las cargas.

Q_i = sollicitaciones de las cargas.

γ_i = factores de carga especificados en los cuadros 7 y 8.

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación 32 para las combinaciones aplicables de sollicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

RESISTENCIA I. – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II.- Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III.- Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

RESISTENCIA IV.- Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V.- Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I.- Combinación de cargas que incluye sismos.

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

SERVICIO I.- Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II.- Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III.- Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV.- Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

FATIGA.- Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.⁶

⁶ Officials, A. A. (2004). Especificaciones AASTHO para el diseño de puentes por el metodo LRFD. Washington, DC.

Cuadro - 7 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

| Combinación de Cargas | DC | 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 | EL | ES | EV | EH | DW | DD | DC | | | | | | | | | | | | | |
| RESISTENCIA I(a menos que se especifique lo contrario) | γ_P | 1,75 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| RESISTENCIA II | γ_P | 1,35 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| RESISTENCIA III | γ_P | - | 1,00 | 1,40 | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| RESISTENCIA IV solo EH, EV, ES, DW, DC | γ_P 1,50 | - | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| RESISTENCIA V | γ_P | 1,35 | 1,00 | 0,40 | 1,00 | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| EVENTO EXTREMO I | γ_P | | 1,00 | - | - | 1,00 | - | - | γ_{SE} | 1,00 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| EVENTO EXTREMO II | γ_P | 0,50 | 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 | 1,00/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| SERVICIO II | 1,00 | 1,30 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| SERVICIO III | 1,00 | 0,80 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| SERVICIO IV | 1,00 | - | 1,00 | 0,70 | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | 1,00 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| FATIGA-Solo LL, IM y CE | - | 0,75 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |

Fuente: AASHTO LRFD 2004

Cuadro - 8 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

| Tipo de carga | Factor de Carga | |
|--|-----------------|--------|
| | Máximo | Mínimo |
| DC: Elemento y accesorios | 1,25 | 0,90 |
| DD: Fricción negativa | 1,80 | 0,45 |
| DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos | 1,50 | 0,65 |
| EH: Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo | 1,50 | 0,90 |
| | 1,35 | 0,90 |
| EL: Tensiones residuales de montaje | 1,00 | 1,00 |
| EV: Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles | 1,00 | N/A |
| | 1,35 | 1,00 |
| | 1,30 | 0,90 |
| | 1,35 | 0,90 |
| | 1,95 | 0,90 |
| | 1,50 | 0,90 |
| ES: Sobrecarga de suelo | 1,50 | 0,75 |

Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.6 Superestructura. -

2.6.1 Puentes de Concreto Armado. -

Los puentes de concreto armado tipo losa de un tramo resultan económicos en tramos cortos, cuando las luces no exceden 12m. Los puentes losa cuando son continuos con tramos extremos de hasta 10.5m, son mejor proporcionados cuando la relación de tramo interior a tramo exterior es 1.26 para cargas y esfuerzos usuales; cuando el tramo exterior va de 10.5m a 15m, la relación adecuada es 1.31.

Los puentes de vigas T simplemente apoyados, en cambio se usan en luces de hasta 24m. Los puentes de vigas continuas son mejor proporcionados cuando los tramos interiores presentan una longitud 1.3 a 1.4 veces la longitud de los tramos extremos En puentes viga, con tramos exteriores de 10.5m a más, la relación sugerida es de 1.37 a 1.40. En un puente de vigas continuas bien diseñado, el peralte de las secciones sigue de cerca las necesidades de momento, variando desde un mínimo en el centro hasta un máximo en los apoyos. En tales casos, el efecto de la carga muerta en el diseño se reduce favorablemente.

Los puentes de sección en cajón son especialmente recomendados en alineamientos curvos dada su alta resistencia torsional y la posibilidad de mantener la sección transversal constante.⁷

A continuación, luces de puentes de concreto construidos:

Cuadro - 9 Luces de Puentes de Concretos

| Simplemente apoyados | Luz(m) | Continuos | Luz(m) |
|-----------------------------|---------------|-----------------------|---------------------|
| Losa | 6 a 12 | Losa, 2 tramos | 9-9 12-12 |
| Vigas T | 12 a 24 | Losa, 3 tramos | 8-8-8 |
| Placa sólida en arco | 12 | Pórtico solido | 12 |
| Vigas curvadas en arco | 18 | Aporticado de vigas T | 16 |
| | | Vigas T, 2 tramos | 15-15 21-21 |
| | | Vigas T, 3 tramos | 12-15-12 a 15-21-15 |
| | | Cajón, 3 tramos | 18-24-18 a 23-27-23 |

Fuente: PUENTES ,Rodríguez Serquén

⁷ Rodríguez Serquén, A. (2012). *PUENTES* (Quinta ed.). Peru.

2.6.2 Pre dimensionamiento de la Sección Típica. -

2.6.2.1 Dimensiones Mínimas para Vigas T.-

AASHTO especifica los siguientes espesores mínimos para vigas T, donde la losa forma parte de las vigas y es construida simultáneamente.

- a. Ala o losa superior
 - Peralte mínimo (175 mm).
 - No menor que $1/20$ de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre o que se provea pretensado transversal.
- b. Ala o losa inferior
 - 140 mm.
 - $1/6$ de la distancia entre chaflanes o almas en el caso de vigas no pretensadas.
 - $1/30$ de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas en el caso de vigas pretensadas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre.

2.6.2.2 Dimensiones de las Vigas Diafragma. -

La viga diafragma o riostra suelen ser dimensionadas con peralte igual al 75% ó 70% del peralte las vigas longitudinales. Estas vigas diafragma podrán comenzar el tope superior de las vigas o podrán estar ubicadas en la parte inferior de manera de dejar un vacío entre la losa y la viga. En el caso de las vigas cabezales, las alturas podrán ser iguales a las vigas longitudinales para ayudar a la estabilidad de la superestructura.

El alma de las vigas diafragma oscila entre los 200 y 300mm de ancho. Además, es recomendable que las vigas diafragma no se encuentren espaciadas a más de 15 m.

2.6.2.3 Criterios Opcionales para Relaciones Longitud de Tramo-Profundidad.-

Si se decide invocar controles sobre las relaciones longitud-profundidad, en ausencia de otros criterios se pueden considerar los límites indicados en el cuadro-8, donde S es la longitud de la losa y L es la longitud de tramo, ambas en mm.⁸

⁸ Officials, A. A. (2004). Especificaciones AASTHO para el diseño de puentes por el metodo LRFD. Washington, DC.

Cuadro - 10 Profundidades Mínimas Utilizadas Tradicionalmente para Superestructuras de Profundidad Constante.

| Superestructura | | Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo. | |
|----------------------------|--|--|------------------------------------|
| Material | Tipo | Tramos simples | Tramos continuos |
| Hormigón Armado | Losas con armadura principal paralela al tráfico | $\frac{1,2(S + 3000)}{30}$ | $\frac{(S + 3000)}{30} \geq 165mm$ |
| | Vigas T | 0,070L | 0,065L |
| | Vigas cajón | 0,060L | 0,055L |
| | Vigas de estructuras peatonales | 0,035L | 0,033L |
| Hormigón Pretensado | Losas | 0,030L \geq 165mm | 0,027L \geq 165mm |
| | Vigas cajón coladas in situ | 0,045L | 0,040L |
| | Vigas doble T prefabricadas | 0,045L | 0,040L |
| | Vigas de estructuras peatonales | 0,033L | 0,030L |
| | Vigas cajón adyacentes | 0,030L | 0,025L |
| Acero | Profundidad total de una viga doble T compuesta | 0,040L | 0,032L |
| | Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta | 0,033L | 0,027L |
| | Cerchas | 0,100L | 0,100L |

Fuente: AASHTO LRFD 2004

2.6.3 Análisis de Vigas Sometidas a Flexión. -

El análisis de las vigas T se hace de manera muy parecida a como se analizan las vigas rectangulares en que las especificaciones relacionadas con las deformaciones unitarias en el refuerzo son idénticas.

Para repetirlo brevemente, es conveniente tener valores de $\epsilon_t \geq 0.005$ y no deben ser menores que 0.004, a menos que el miembro esté sujeto a una carga axial $\geq 0.10 f_c A_g$, los valores de ϵ_t son casi siempre mucho mayores que 0.005 en vigas T debido a sus patines a compresión muy grandes.

Para tales miembros los valores de c normalmente son muy pequeños y los valores de ϵ_t calculados son muy grandes.

Si se supone que el eje neutro se sitúa dentro del patín, el valor de a puede calcularse igual que para las vigas rectangulares:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c} \quad (33)$$

Como el acero de refuerzo está limitado a una cantidad tal que lo haga ceder antes de que el concreto alcance su resistencia última, el valor del momento nominal M_n puede escribirse como

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (34)$$

y la resistencia última a flexión es

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (35)$$

Si sustituimos en esta expresión el valor previamente obtenido para a (fue $\rho f_y d / 0.85 f'_c$), reemplazamos A_s con $\rho b d$ e igualamos ϕM_n con M_u , obtenemos la siguiente expresión:

$$\phi M_n = M_u = \phi b d^2 f_y \rho \left(1 - \frac{\rho f_y}{1.7 f'_c} \right) \quad (36)$$

Reemplazando A_s con $\rho b d$ y haciendo $R_n = M_u / \phi b d^2$, podemos despejar esta expresión para obtener ρ (el porcentaje de acero requerido para una viga particular) con los siguientes resultados:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f'_c}} \right) \quad (37)$$

2.7 Accesorios. -

2.7.1 Aceras. -

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una barrera (baranda para tráfico vehicular) o una baranda combinada. El ancho mínimo de las veredas es 0.75 m.

2.7.2 Barandas. -

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclovías será no menor que 1.40 m.

Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera.

Sin embargo, su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores o iguales a 80 km/h, para proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera.

2.8 Infraestructura. -

2.8.1 Estribos. -

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

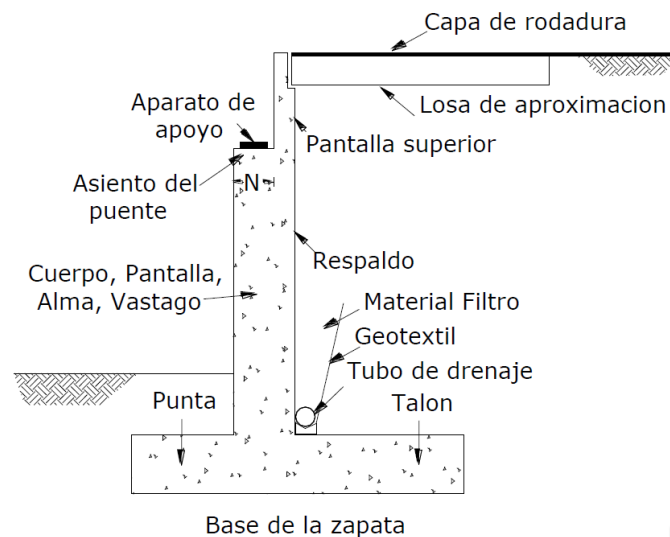


Figura - 12 Componentes de un Estribo

Fuente: Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes, UMSS

2.8.1.1 Tipos de estribos:

La variedad de tipos de estribos es muy amplia por lo cual se los puede dividir de diferentes maneras:

2.8.1.1.1 Estribo Tipo Gravedad

Se construyen con hormigón ciclópeo, simple o mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, apenas se coloca cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura.

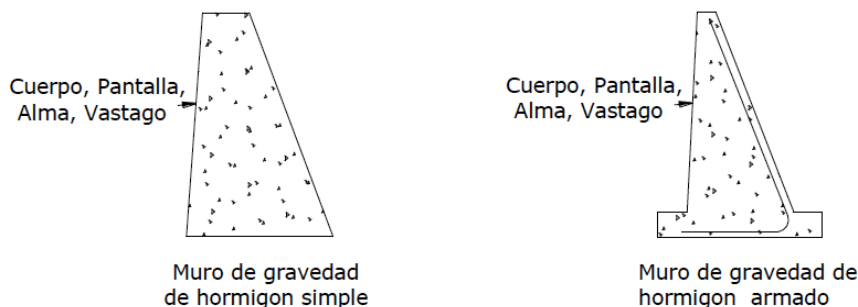


Figura - 13 Estribos de Gravedad

Fuente: Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes, UMSS

2.8.1.1.2 Estribo en voladizo. -

Este estribo también conocido como estribo tipo pantalla consiste en una alma, cuerpo o vástago de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortantes a los cuales están sujetos. Como se puede observar en la figura, estos estribos pueden tener alas o aleros para retener el terraplén de la carretera. En la siguiente figura, podemos observar un estribo con las alas perpendiculares al asiento del puente, este es conocido como estribo U.

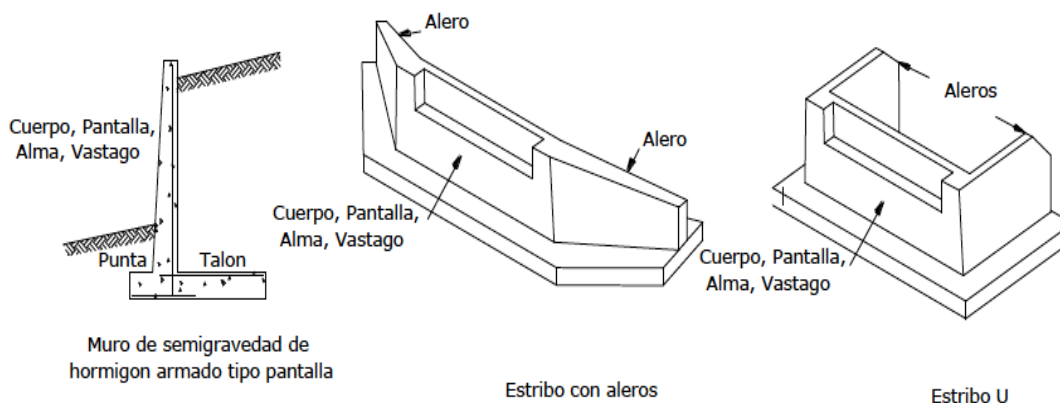


Figura - 14 Estribos en Voladizo

Fuente: Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes, UMSS

2.8.1.2 Cargas que Actúan en los Estribos. -

Las cargas que actúan en un estribo son los siguientes:

- Carga debido a la reacción de la superestructura, correspondiente a carga permanente y carga viva.
- Peso propio del estribo y del relleno que actúa sobre la base del estribo y contribuye a su estabilidad.
- Empuje de tierras, teniendo en cuenta el efecto debido a la sobrecarga por carga viva
- Fuerza debido al viento, ejercida sobre la superestructura y sobre la carga viva que se transmite a través del apoyo.
- Fuerza debido al empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación
- Fuerza debido al frenado de los vehículos.
- Fuerza centrífuga, para el caso de puentes en curva.

2.8.1.3 Requisitos de Diseño

Los estribos en el estado límite de Resistencia (11.6.3) se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por capacidad de carga, vuelco y deslizamiento.

La falla por deslizamiento ocurre cuando la presión lateral de tierra ejercida sobre el estribo excede la capacidad de fricción de la fundación. Si la presión de apoyo es mayor que la presión del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de apoyo en la base

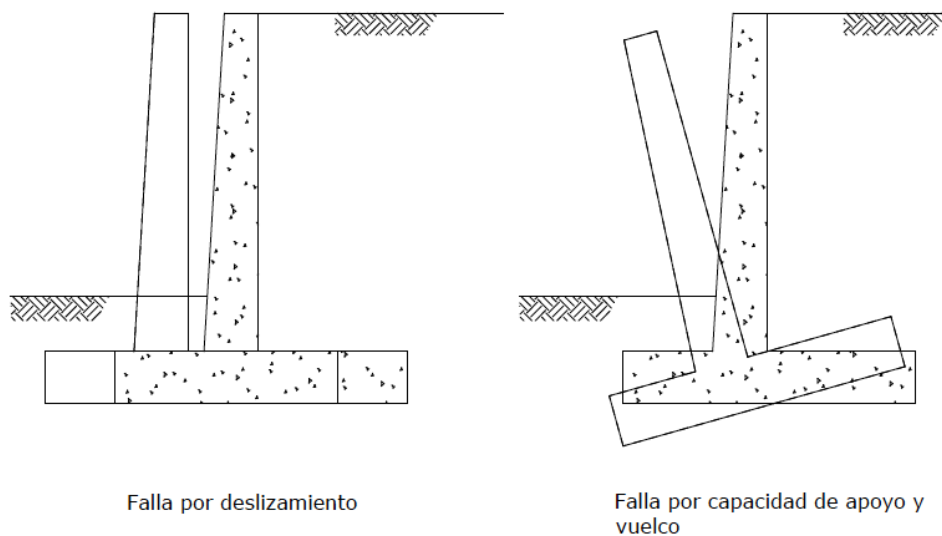


Figura - 15 Tipos de Falla en Estribos
Fuente: Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes, UMSS

2.8.1.4 Capacidad de Carga. -

Si la presión de apoyo es mayor que la presión admisible del suelo, entonces ocurre una falla por capacidad de carga; para evitar esta falla se debe verificar que $f_{max} \leq f_{adm}$ del terreno.

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

$$f_{max} = \frac{\sum V}{B - 2 * e} \quad (38)$$

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

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

$$f_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 * \frac{e}{B}\right) \quad (39)$$

$$f_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 * \frac{e}{B}\right) \quad (40)$$

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

$$f_{max} = \frac{2 * \sum V}{3 \left(\frac{B}{2} - e\right)} \quad (41)$$

$$f_{min} = 0 \quad (42)$$

Dónde:

$\sum V$ = Sumatoria de fuerzas verticales

B = Ancho de la zapata

2.8.1.5 Vuelco. -

2.8.1.5.1 Resbalamiento Lateral

La resistencia mayorada en fundaciones sobre estrato rocoso se toma como:

$$Q_R = \Phi Q_n = \Phi_\tau Q_\tau \quad (43)$$

Dónde:

Φ_τ = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación (0,60 para hormigón colocado en obra sobre roca)

Q_{τ} = Resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación

$$Q_{\tau} = c * V \quad (44)$$

Para lo cual:

$c = \tan \delta = \tan \phi_f$ Para hormigón colocado contra suelo

$c = \tan \delta = 0,80 * \tan \phi_f$ Para zapatas de hormigón prefabricado

Dónde:

c = Coeficiente de fricción entre el hormigón y el terreno

Para hormigón sobre grava, mezclas de grava y arena “c” se puede tomar entre 0,55 y 0,60 y sobre arena fina a media, arena limosa a gruesa, grava limosa y arcillosa de 0,45 a 0,55

ϕ_f = Ángulo de fricción interna del suelo

V = Fuerza vertical total.

2.8.1.6 Estructuras Complementarias. -

Las estructuras complementarias estan destinadas a la protección de la estructura para el mejor funcionamiento y prolongamiento de su vida útil. Entre las obras complementarias se encuentran los estribos laterales o aleros y los gaviones.

2.8.1.6.1 Aleros. -

Los aleros son estructuras que permiten la contención de terrenos permitiendo la estabilidad del camino en la aproximación al puente, los aleros pueden ser muros de tipo voladizos ya que son los que más se adecuan a la estructura del puente. Estos aleros responden al mismo diseño de un estribo ya antes mencionado.

2.9 Aparatos de Apoyo de Neopreno. -

Denominados también elastoméricos corresponden a una técnica moderna que en varios casos ha desplazado a los sistemas anteriores debido a las múltiples ventajas que ofrece, una de ellas el reducido espacio que ocupa.

Estos apoyos están constituidos por placas de goma dura intercaladas con planchas metálicas delgadas que dan como resultado apoyos que no son del todo móviles ni del todo fijos, en todo caso son mixtos, pudiendo ser transformados en apoyos fijos con un pasador metálico; esto no es aconsejable porque justamente este tipo de apoyo presenta la ventaja de funcionar como fijos con relación a las deformaciones horizontales y como móviles con respecto a las deformaciones restantes a que está sometida la estructura.

Para su diseño se puede seguir el siguiente procedimiento:

La fatiga de diseño a la compresión para el neopreno es variable y es función del espesor de las placas que lo constituyen, no debiendo en ningún caso sobrepasar estas fatigas a la máxima admisible de 13.2 MPa. y por razones anteriormente explicadas limitarse a 10 MPa.

En consecuencia, para iniciar el tanteo se toma como fatiga de contacto con el hormigón $\sigma_{nm} < 10$ MPa y si la máxima carga vertical en estado de servicio es N, el área de tanteo será:

$$A = \frac{N}{\sigma_{nm}} \quad (45)$$

Un primer valor de la menor dimensión estará dado por:

$$a = \sqrt{A} \quad (46)$$

Conocido el valor de a, se adopta un espesor unitario e de las placas de neopreno de modo que satisfaga la condición:

$$12 < \frac{a}{e} < 22 \quad (47)$$

se puede establecer la fatiga máxima admisible con la siguiente expresión:

$$\sigma_n \leq 0,6 \cdot \frac{a}{e} < 13,2 \text{Mpa} \quad (48)$$

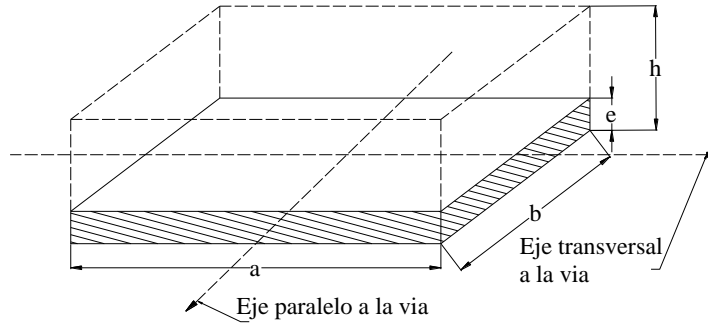


Figura - 16 Placa de Neopreno.

Fuente: Puentes Hugo E. Belmonte Gonzales

En esta expresión y de acuerdo con la figura 18:

σ_n = Fatiga de trabajo en compresión para el neopreno en MPa.

σ_{nm} = Fatiga máxima admisible en compresión para el neopreno en MPa.

a = Dimensión menor del neopreno y en el sentido paralelo al tráfico

b = Dimensión mayor del neopreno y en el sentido transversal al tráfico.

e = Espesor de una de las placas que constituyen el neopreno.

Como espesores corrientes, se tienen de: 0.8; 1.0; 1.2 cm. y en casos especiales de 0.5 y 2.0 cm.

El área requerida será:

$$A_{req} = \frac{N}{\sigma_n} \quad (49)$$

Con lo que ya es posible determinar la otra dimensión de la placa:

$$b = \frac{A_{req}}{a} \quad (50)$$

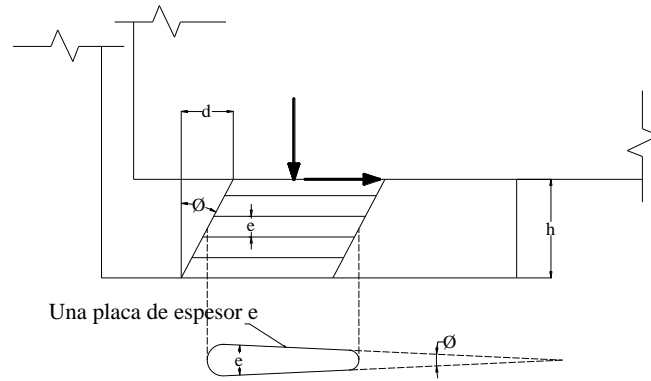


Figura - 17 Deformación Horizontal del Conjunto y Rotación en una Placa

Fuente: Puentes, Hugo E. Belmonte Gonzales

Cuidando que se cumpla $a \leq b$

La fatiga media en el aparato de apoyo será:

$$\sigma_m = \frac{N}{a \cdot b} \quad (51)$$

Se calcula μ cuya expresión es:

$$\mu = \frac{H}{a \cdot b \cdot G} \quad (52)$$

y que puede requerir un recálculo de las dimensiones a y b.

En esta expresión:

H = Fuerza horizontal

G = Módulo de elasticidad transversal del neopreno, que varía entre 0.8 y 1.0 MPa.

μ = Distorsión debida a retracción, deformación lenta, frenado, viento, etc.

Por distorsión se deben cumplir las siguientes limitaciones:

Si H corresponde a influencias permanentes (retracción, deformación lenta, etc.) la distorsión no deberá ser mayor a 0.7 Rad.

Si H corresponde a esfuerzos instantáneos (frenado, viento, etc.) la limitación es que la distorsión debe ser menor a 1.2 Rad.

Estas limitaciones han sido notablemente mejoradas con la introducción de placas de teflón en las superficies de contacto con la estructura.

La deformación horizontal máxima d se establece por las condiciones estáticas de la superestructura.

Teniendo definidos γ y d se pasa a determinar la altura total h de las placas de neopreno.

$$h = \frac{d}{\gamma} \quad (53)$$

Debiéndose redondear para que se cumpla que: $h=n.e$

En estas condiciones, la rotación para la placa es:

$$\varphi = 3,3 \cdot \left(\frac{e}{a}\right)^3 \cdot \sigma_n \quad (54)$$

Siendo la rotación máxima para todo el apoyo de: $n \cdot \varphi$

El coeficiente de rozamiento entre la cara de la viga y la superficie del neopreno debe ser tal que:

$$\frac{H}{N} \leq 0,4 \quad (\text{No para el teflon}) \quad (55)$$

Donde:

N = Reacción vertical.

H = Fuerza horizontal.

Es suficiente la aplicación de una fina capa de mortero para la nivelación y mejor unión de la placa con su apoyo.

Si se desea verificar la deformación vertical del neopreno (compresibilidad) se aplica la ley de Hooke:

$$\frac{\sigma_n}{E_n} = \frac{\Delta_e}{e} = \frac{\Delta_h}{h} \quad (56)$$

Donde:

E_n = Módulo elástico del neopreno

$$E_n = \varphi \cdot G \cdot \left(\frac{a}{e}\right)^2 \quad (57)$$

φ = Coeficiente que varía desde 1.0 para placas rectangulares con $b = \infty$; $a = 0.75$ para placas rectangulares con $b = 2.a$ y 0.5 para placas cuadradas.

El funcionamiento del neopreno es similar al de un líquido contenido en una bolsa de goma, con excepción de sus bordes, donde se presenta un efecto de membrana. Lo que origina un estado triple de tensión en que la fricción deberá resistir las tensiones de tracción en el neopreno.

En las planchas de acero que van intercaladas entre las placas de goma se puede conocer la tensión de tracción a la que están trabajando, aplicando la siguiente expresión:

$$\sigma_a = 0,75 \cdot \frac{e}{s} \sigma_m \quad (58)$$

Donde:

s = Espesor de una de las placas de acero.

σ_m = Fatiga media de compresión en el neopreno en MPa.

σ_a = Fatiga de tracción en la placa de acero en MPa.

2.10 Juntas. -

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se requieran. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables.

CAPÍTULO III

3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Resultados del Levantamiento Topográfico. -

Se realizó el estudio topográfico de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo las curvas de nivel cada metro en altimetría; además en sección longitudinal de aproximadamente 100 m antes y después del obstáculo a salvar. Además se definió el perfil del camino por donde se estableció la correcta ubicación de la estructura a diseñar lo que se muestra en un plano a detalle en los anexos del presente proyecto. Es notoria la altura para la ubicación de las vigas a utilizar por lo cual se tendrá una revancha generosa por lo tanto se recurre a una revancha de 1,5 m ya que si bien se trata de una zona montañosa, tiene plantas de gran envergadura por lo cual la revancha establecida será considerable para que así no tendrá mucho riesgo de que el flujo se tranque, lo cual se corroborara con el estudio hidrológico. Se establece la ubicación de la fibra inferior de la viga a una altura de 400,89 m.s.n.m. El perfil del terreno establecido muestra que en lado se tendrá un considerable relleno en el camino, ya que al establecer la altura anterior de las vigas el tablero quedará por encima del nivel del terreno. También el estudio topográfico proporciona la longitud que debe tener el presente puente a ser diseñado, que es de 20 m de longitud total de las vigas de apoyo a apoyo y todo el sistema del tablero. Por lo que se establece que la estructura sólo contará con dos estribos de apoyo, es decir será simplemente apoyado. Finalmente, el presente estudio permite mover un poco la trayectoria del camino ya que es más conveniente pues posibilita tener una estructura totalmente perpendicular al flujo del río y reducir la distancia del puente.

3.2 Resultados del Estudio de Suelos. -

Se procedió al estudio del suelo de fundación en el cual se pretende realizar la fundación de la estructura de acuerdo a lo especificado en marco teórico. Estableciendo que el mismo es un tipo de fragmentos de piedra grava y arena con buena capacidad portante A-1_a (0) (dato obtenido del estudio geotécnico realizado por la Consultora Eolo S.R.L.); La clasificación que proporciona dicha consultora, además de sus resistencias determinaron, a partir del ensayo de compresión uniaxial, una profundidad de 4 m, para la construcción

de fundaciones; se sugiere utilizar el valor de tensión admisible encontrado y tabulado en cada pozo, es decir $3,00 \text{ kg/cm}^2$.

Por lo expuesto anteriormente se definieron los niveles de fundación del puente siendo iguales en sus dos extremos, a una altura de 392,0 m.s.n.m. definiendo la misma cota de fundación para ambos estribos.

3.3 Resultados del Estudio Hidrológico e Hidráulico. -

Se realizó el estudio hidrológico de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo los siguientes parámetros y resultados:

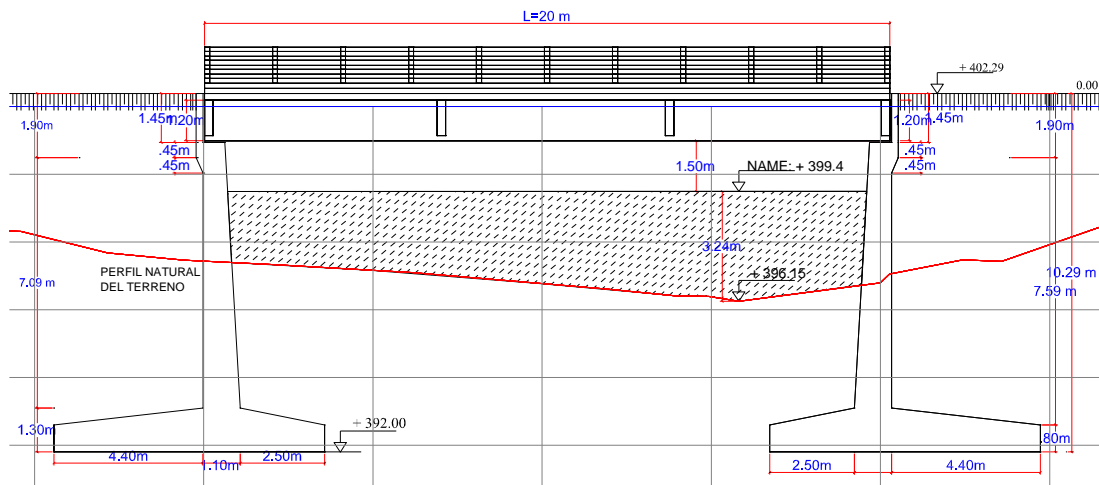


Figura - 18 Perfil Longitudinal del Puente

Fuente: Elaboración Propia

La quebrada de Barretero nace en las montañas del mismo y este afluente aporta sus aguas al río Tarija.

Cuadro - 11 Parámetros de la Cuenca

| CARACTERÍSTICA | UNIDAD | CANTIDAD |
|------------------------------------|-----------------|----------|
| Área de la cuenca | Km ² | 10,219 |
| Perímetro de la cuenca | Km | 19,39 |
| Altitud máxima de la cuenca | m.s.n.m. | 971,0 |
| Altitud mínima de la cuenca | m.s.n.m. | 396,5 |
| Altitud media de la cuenca | m.s.n.m. | 645,0 |
| Longitud media del cauce principal | Km | 8,424 |
| Pendiente media del río principal | m/m | 0,0682 |

Fuente: Elaboración Propia

La estación utilizada para la presente área de influencia es: Bermejo – Aeropuerto

Cuadro - 12 Estación Pluviométrica de la Zona de Estudio

| Estación | Latitud S | Longitud W | Altura m.s.n.m. | Tipo de estación | Años registrados |
|----------------|-------------|-------------|-----------------|------------------|------------------|
| Bermejo | 22° 46' 15" | 64° 18' 42" | 385 | Pluviométrica | 1998-2014 |

Fuente: SENAMHI

De acuerdo a lo especificado en la sección 2.3 se establecieron los parámetros de la cuenca siendo los siguientes.

Cuadro - 13 Parámetros Estadísticos de las Estaciones

| Estación | n | Media x | Moda Ed | Características Kd | Desviación estándar Sx |
|----------------|----|---------|---------|--------------------|------------------------|
| Bermejo | 17 | 90,494 | 79,492 | 0,545 | 24,127 |

Fuente: Elaboración Propia

La característica ponderada es: $Kd=0,545$

La moda ponderada es: $Ed=79,492$ mm

3.3.1 Tiempo de concentración. -

Se determinó el tiempo de concentración de acuerdo a las ecuaciones mencionadas en el marco teórico, adoptando el siguiente tiempo de concentración.

Cuadro - 14 Tiempo de Concentración

| METODO | Tc (hr) | Promedio |
|----------------|---------|----------|
| CALIFORNIA | 0,96 | 0,75 |
| VENTURA HERBAS | 0,61 | |
| GIANDOTTI | 1,75 | |
| TEMEZ | 2,52 | |
| KIRPICH | 0,88 | |

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se eligió un método no promediado; es decir solo se consideró aquellos tiempos que son próximos, de los cuales se estableció la media aritmética.

De donde se adopta un tiempo de concentración $Tc = 0,75$ h.

3.3.2 Caudal máximo. -

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

Cuadro - 15 Caudal Máximo

| MÉTODO | Q ^{máx.} m ³ /s | CARÁCTER |
|-----------------------|--|---------------|
| Racional | 312,44 | Semi empírico |
| Hidrograma triangular | 352,59 | Semi empírico |

Fuente: Elaboración Propia

De donde se adoptó el caudal promedio obtenido por la formula semi empírica hidrograma triangular y racional, de acuerdo a los antecedentes del lugar se tienen crecidas elevadas del cauce:

Finalmente se adopta un caudal de diseño de $Q_d=332,52 \text{ m}^3/\text{s}$

3.3.3 Tirante de circulación máximo. -

El tirante de circulación se determinó de acuerdo a lo especificado en el marco teórico para una determinada curva de descarga de donde se obtuvo el siguiente tirante de circulación:

Cuadro - 16 Tirante Máximo de Circulación

| Tirante m | Perímetro mojado m | Área m ² | Coef. De Rugosidad | Pendiente m/m | Caudal m ³ /s | Velocidad m/s |
|--------------|--------------------------|------------------------|-----------------------------|------------------|-----------------------------|------------------|
| 3,24 | 25,22 | 58,76 | 0,0765 | 0,0682 | 332,52 | 6,00 |

Fuente: Elaboración Propia

3.3.4 Profundidad de socavación. -

La profundidad de socavación fue determinada mediante dos métodos, mediante los cuales se obtuvo la profundidad de socavación.

Cuadro - 17 Profundidad de Socavación

| Según: | Profundidad de socavación(m) |
|----------|------------------------------|
| Lacey | 1,6 |
| Belmonte | 1,2 |

De las dos profundidades calculadas se adoptará la máxima profundidad $h=1,6\text{m}$

3.3.5 Parámetros Finales del Estudio Hidrológico. -

Finalmente se definieron los parámetros necesarios para el diseño de la presente estructura.

Cuadro - 18 Resultados del Estudio Hidrológico.

| Características | Unidad | Cantidad |
|------------------------|-----------------------|-----------------|
| Caudal | m^3/s | 332,52 |
| Área | m^2 | 55,933 |
| Perímetro mojado | M | 24,113 |
| Espejo de agua | M | 19,8 |
| Pendiente | m/m | 0,0682 |
| Velocidad | m/s | 5,98 |
| Tirante máximo | M | 3,24 |

Fuente: Elaboración Propia

El presente estudio permite determinar el tirante máximo de circulación, el cual se ubica a una altura de 399,39 m.s.n.m. Además, esto nos permite definir la revancha, antes solamente especulada, la cual tiene una altura de 1,5m.

3.4 Planteamiento Estructural. -

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

3.4.1 Superestructura. -

Se realizó el diseño de la superestructura según lo especificado en el marco teórico de acuerdo al siguiente detalle:

Diseño estructural de la superestructura

En el presente diseño solo se muestran los resultados obtenidos para cada elemento en cada análisis que se realiza en su cálculo, la memoria de cálculo, las fórmulas empleadas y el procedimiento del diseño se especifica en los anexos.

3.4.1.1 Pre dimensionamiento.

| | | |
|--|-----------------|-------|
| Luz del puente: | $L = 20,00$ | M |
| Numero de vigas: | $N^{\circ} = 4$ | Vigas |
| Ancho de la calzada : | $A_c = 7,2$ | M |
| Altura del bordillo : | $a = 0,30$ | M |
| Ancho útil de la vereda : | $A_v = 1,25$ | M |
| Ancho del bordillo : | $A_b = 0,25$ | M |
| Número de carriles | $N_c = 2$ | |
| Resistencia característica del H ^o A ^o : | $f'_c = 21$ | MPa |
| Resistencia característica del acero : | $f_y = 420$ | MPa |

3.4.1.2 Diseño de los Pasamanos. -

Base del pasamanos = 0,12 m

Atura del pasamanos = 0,12 m

Longitud del pasamanos = 2,00 m

Carga Puntual = 0,89 kN.

Carga distribuida = 0,73 kN/m

Peso propio = 0,346 kN/m

El diseño del momento último, cortante último y la armadura necesaria se realiza de acuerdo a lo especificado en el marco teórico:

Momento último $M_U = 2,27$ kN-m

Recubrimiento $r = 2$ cm

$$A_s \text{ nec} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 68 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar: $2 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm}$

Esfuerzo cortante último $v_u = 3,33$ N/mm²

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76$ Mpa

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

Finalmente usar: $\varnothing 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

3.4.1.3 Diseño de los Postes.

Base menor = 0,15 m

Base mayor = 0,20 m

Ancho = 0,15 m

Longitud = 1,06 m

Sobrecarga = 2,35 kN

Peso propio = No se considera.

Recubrimiento = 2 cm

Momento último $M_U = 4,11 \text{ kN-m}$

$$A_s \text{ nec} = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,87 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar: $2 \varnothing 8 \text{ mm}$

Esfuerzo cortante último $v_u = 0,18 \text{ N/mm}^2$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76 \text{ N/mm}^2$

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

Finalmente usar: $\varnothing 6 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

3.4.1.4 Diseño de la Vereda. -

Para el presente diseño se realizaron dos análisis de carga, los cuales se muestran los resultados a continuación.

Altura de la vereda = 0,15 m

Peso propio de la vereda = $3,60 \text{ kN/m}^2$

Recubrimiento = 2,5 cm

Carga por rueda = 17,5 kN

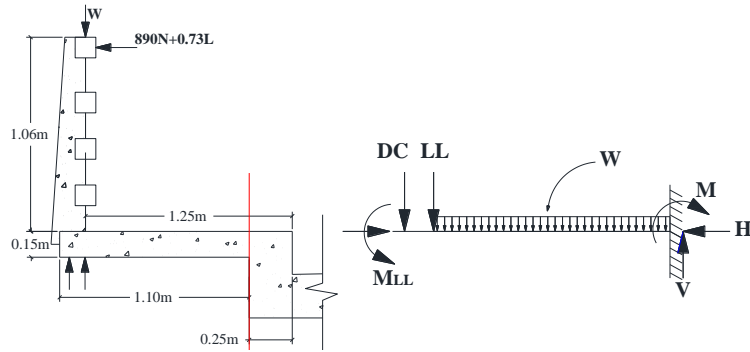


Figura - 19 Cargas Actuantes sobre la Vereda

a) Se realiza el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda. También se analizan las cargas producidas por los peatones. La sección crítica donde se analizan los esfuerzos es en la frontera entre la vereda y el bordillo.

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$\text{Momento } M_u = 10.03 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Cortante } V_u = 12.91 \text{ kN/m}$$

b) También se realizó el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda. También se hizo el análisis de las cargas vivas cuando actúa a 0,30 m del barandado y producida por la carga delantera del camión tipo.

De este análisis se tienen los siguientes resultados:

$$\text{Momento } M_u = 21,38 \text{ kN -m/m}$$

$$\text{Cortante } V_u = 30,24 \text{ kN /m}$$

De los análisis ya mencionados, se obtienen los siguientes resultados finales:

$$\text{Momento último } M_U = 21,38 \text{ kN-m/m}$$

$$A_s \text{ nec} = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 2,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Finalmente usar: } \varnothing 12 \text{ mm c/20 cm}$$

$$\text{Esfuerzo cortante último } v_u = 0,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte } v_c = 0,76 \text{ Mpa}$$

Por lo cual no requiere armadura.

3.4.1.5 Diseño del bordillo. -

Dimensiones del bordillo

Altura del bordillo = 0,30 m

Base del bordillo = 0,25 m

Para el presente diseño se realizaron tres análisis de carga los de los cuales se muestran los resultados a continuación.

HIPÓTESIS I:

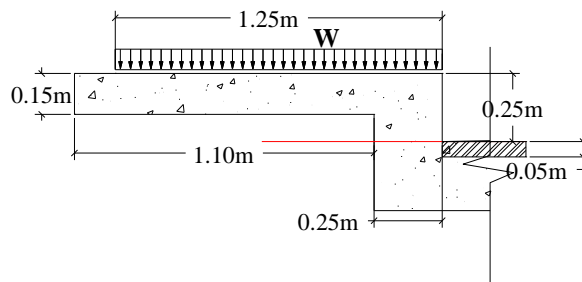


Figura - 20 Diseño Bordillo (hipótesis I)

a) Se realiza el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda. También se analizan las cargas producidas por los peatones y la carga producida por el impacto de un vehículo.

La sección crítica donde se analizan los esfuerzos es en la frontera entre el bordillo y la losa.

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$\text{Momento } M_u = 11,50 \text{ kN-m/m}$$

HIPÓTESIS II:

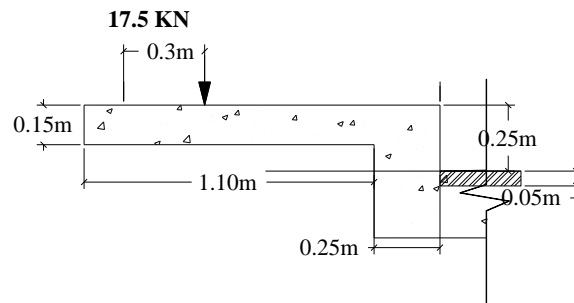


Figura - 21 Diseño bordillo (hipótesis II)

b) Se realizó el análisis cuando actúan las cargas muertas del poste, barandado y el peso propio de la vereda. También se hizo el análisis de las cargas vivas cuando actúan a 0,30 m del barandado y producida por la carga delantera del camión tipo.

De este análisis se tienen los siguientes resultados:

$$\text{Momento } M_u = 23,21 \text{ kN-m/m}$$

HIIPÓTESIS III:

c) Cortante y momento debido a la sobre carga:

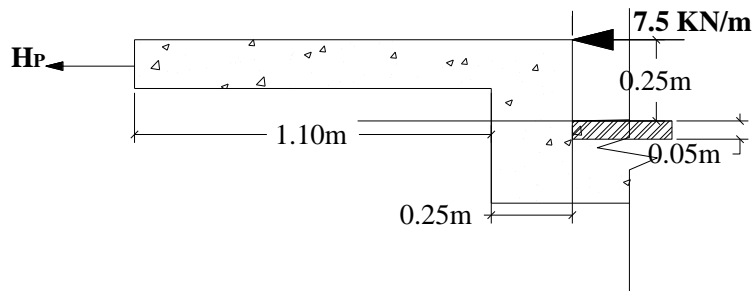


Figura - 22 Diseño Bordillo (hipótesis III)

$$\text{Momento } M_u = 10,05 \text{ kN-m/m}$$

$$\text{Cortante } V_u = 14,59 \text{ kN/m}$$

De los análisis ya mencionados, se tienen los siguientes resultados finales:

$$\text{Momento último } M_U = 23,21 \text{ kN-m/m}$$

$$A_s \text{ nec} = 2,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Finalmente usar: } \varnothing 12 \text{ mm c/25 cm}$$

$$\text{Esfuerzo cortante último } v_u = 0,076 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte } v_c = 0,76 \text{ N/mm}^2$$

Por lo cual requiere armadura mínima, pero se colocará la armadura en toda la sección del bordillo para asegurar el trabajo en conjunto de la estructura y garantizar la resistencia al corte.

$$\text{Finalmente usar: } \varnothing 8 \text{ mm c/30 cm}$$

3.4.1.6 Diseño de la losa, (As principal perpendicular al tráfico). -

I. Cálculo del acero negativo

a) Pre dimensionamiento:

Espaciamiento entre ejes de vigas: $S=2$ m

Luz del puente: $L=20,0$ m

Alma de viga: $b=0,40$ m

Espesor de losa: $t= 0,18$ m

Al diseño de la losa exterior se realiza para las condiciones más desfavorables cuando actúa: el peso propio del barandado más la acera, el peso propio de la losa, peso propio de la capa de rodadura, como así también cuando actúa la carga viva del camión de diseño ubica a una distancia de 0,30 m del bordillo y la carga producida por los peatones sobre la vereda.

Las cargas que se consideran son las siguientes:

| | | | |
|-------------------------------------|--------------------|--------|-------|
| Peso debido a los postes y barandas | DC p+b = | 1,69 | kN /m |
| Peso debido a la acera | DC acera= | 3,60 | kN /m |
| Peso propio de la losa | DCpp = | 4,32 | kN /m |
| Peso debido a la capa de rodadura | DW _{CR} = | 1,125 | kN /m |
| Carga viva debido a los peatones | PL = | 0,0035 | Mpa |
| Carga de camión de diseño | LL = | 72,5 | kN |
| Carga debido al impacto de la rueda | Pch = | 7,50 | kN /m |

Se procede a la determinación de los momentos y cortantes últimos para lo cual se determina primero el ancho de franja el cual es el siguiente:

$$E = 1760 \text{ mm}$$

El Momento último de diseño se determina con la combinación y factores de carga especificada en el marco teórico de donde se obtiene lo siguiente:

Momento último $M_U = 33,58$ kN-m

Recubrimiento $r = 2.5$ cm

$$As \text{ nec} = 7,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 3,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 7,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: Ø 12 mm c/15 cm Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico

Se determina la armadura secundaria o de distribución de la losa de acuerdo a lo especificado en el marco teórico, de donde lo necesario es el 67 % de la armadura principal.

$$A_s = 4,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: Ø 12 mm c/20 cm Armadura secundaria de la losa en sentido paralelo al tráfico.

Se determina la armadura por retracción y temperatura, la cual responde a una armadura mínima que resista los esfuerzos solicitados por los cambios de temperatura.

$$A_{s \text{ min}} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: Ø 10 mm c/30 cm

En cuanto al cortante, la misma no está solicitada a este esfuerzo ya que la rueda se ubica sobre la viga.

II. Cálculo del acero positivo

a) Pre dimensionamiento:

Espaciamiento entre ejes de vigas: $S=2\text{m}$

Luz del puente: $L=20 \text{ m}$

Alma de viga: $b=0,40 \text{ m}$

Espesor de losa: $t= 0,18 \text{ m}$

A el diseño de la losa exterior se lo realiza para las condiciones más desfavorables, las cual son cuando actúa: El peso propio del barandado más la acera, el peso propio de la losa, peso propio de la capa de rodadura, como así también cuando actúa la carga viva del camión de diseño ubica a una distancia de 0,30 m del bordillo y la carga producida por los peatones sobre la vereda.

Las cargas que se consideran son las siguientes:

| | | | |
|-------------------------------------|-----------|------|------|
| Peso debido a los postes y barandas | DC p+b = | 1,69 | kN/m |
| Peso debido a la acera | DC acera= | 3,60 | kN/m |
| Peso propio de la losa | DCpp = | 4,32 | kN/m |

Peso debido a la capa de rodadura $DW_{CR} = 1,125 \text{ kN/m}$

Carga viva debido a los peatones $PL = 0,0035 \text{ Mpa}$

Carga de camión de diseño $LL = 72.5 \text{ kN}$

Carga debido al impacto de la rueda $Pch = 7,50 \text{ kN/m}$

Se procede a la determinación de los momentos y cortantes últimos para lo cual se determina primero el ancho de franja el cual es el siguiente:

$$E = 1760 \text{ mm}$$

El Momento último de diseño se determina con la combinación y factores de carga especificada en el marco teórico de donde se obtiene lo siguiente:

Momento último $M_U = 37,0 \text{ kN-m}$

Recubrimiento $r = 2.5 \text{ cm}$

$$As_{nec} = 6,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{min} = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 6.94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: $\emptyset 12 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$ Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico

Se determina la armadura secundaria o de distribución de la losa de acuerdo a lo especificado en el marco teórico, de donde lo necesario es el 67 % de la armadura principal.

$$As = 4,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: $\emptyset 12 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$ Armadura secundaria de la losa en sentido paralelo al tráfico.

Se determina la armadura por retracción y temperatura la cual responde a una armadura mínima que resista los esfuerzos solicitados por los cambios de temperatura.

$$As_{min} = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

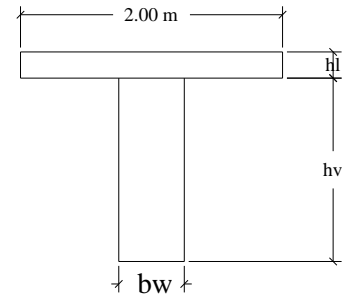
Finalmente usar: $\emptyset 10 \text{ mm c}/30 \text{ cm}$

En cuanto al cortante la misma no está solicitada a este esfuerzo ya que la rueda se ubica sobre la viga.

3.4.1.7 Diseño de las vigas principales. -

➤ Diseño de viga principal interior:

Para el diseño de las vigas se recurrió netamente a la estática como se menciona en la teoría cargando totalmente al tablero y haciendo actuar a todas las cargas simultáneamente.



Pre-dimensionamiento:

Luz del puente: $L=20,0$ m

Espesor de la losa: $hl= 0.18$ m

Espaciamiento entre ejes: $S= 2$ m

Profundidad de la viga: $h=1,45$ m $h=L/15=1,32$ m $h_{min}=0.07*L$

Alma de la viga: $bw=0.40$ m $0.30h \leq b \leq 0.5h$

Las cargas y procedimiento de diseño para la determinación de los momentos y cortantes últimos se especifican en los anexos en la memoria de cálculo, cuyos resultados finales son los siguientes:

Momento último $M_U = 3791,42$ kN-m

Recubrimiento $r = 5,0$ cm

$$A_s \text{ nec} = 78,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 17,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 78,43 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar: $16 \text{ } \varnothing 25$ mm

Esfuerzo cortante último $v_u= 1,94$ N/mm²

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c= 0,76$ Mpa

Por lo cual requiere armadura, que se colocará en dos piernas para darle un mayor trabajo en conjunto a la estructura para lo cual se elige un diámetro que se determinará el espaciado: diámetro adoptado $\varnothing = 12$ mm

Finalmente usar: $\varnothing 12$ mm c/20 cm

➤ Diseño de viga principal exterior:

Para el diseño de las vigas se recurrió netamente a la estática como se menciona en la teoría, cargando totalmente al tablero y haciendo actuar todas las cargas simultáneamente.

Pre-dimensionamiento:

Luz del puente: $L=20$ m

Espesor de la losa: $h_l= 0,20$ m

Espaciamiento entre ejes: $S= 2$ m

Profundidad de la viga: $h=1,45$ m

Alma de la viga: $b_w=0,40$ m

Las cargas y procedimiento de diseño para la determinación de los momentos y cortantes últimos se especifican en los anexos en la memoria de cálculo, que da como resultados finales los siguientes:

Momento último $M_U = 4266,57$ kN-m

Recubrimiento $r = 5,0$ cm

$$A_s \text{ nec} = 88,99 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 17,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 88,99 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar: $18 \text{ } \varnothing 25$ mm

Esfuerzo cortante último $v_u= 2,02$ N/mm²

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76$ Mpa

Por lo que requiere armadura, que se colocará en dos piernas para darle un mayor trabajo en conjunto a la estructura. Para ello se elige un diámetro que determinará el espaciamiento: diámetro adoptado $\varnothing = 12$ mm

Finalmente usar: $\varnothing 12$ mm c/15 cm

3.4.1.8 Diseño de los diafragmas. -

Los diafragmas son vigas altas ,que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyadas en las vivas principales que son muy largas, elásticas, el apoyo de los diafragmas resulta elástico por lo cual se recurre a su diseño cómo una viga de gran canto.

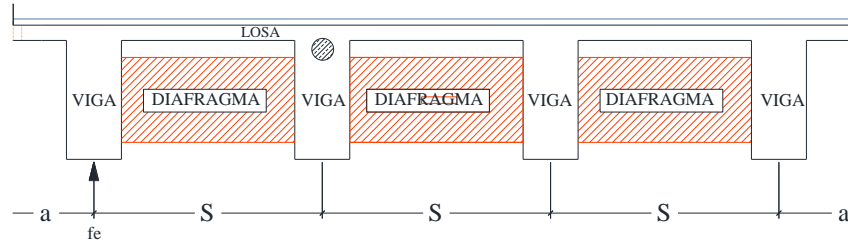


Figura - 23 Sección Longitudinal del Diafragma

Fuente: Elaboración Propia

Dado que la base de una viga diafragma se recomienda entre 20-30 cm entonces se adopta una sección de 25 cm para lo cual se tiene los siguientes resultados:

Momento último $M_U = 100,12 \text{ kN-m}$

Recubrimiento $r = 2,50 \text{ cm}$

La distancia desde la parte superior hasta el eje neutro es la siguiente:

La tracción en la fibra inferior del diafragma es la siguiente:

Tracción en la fibra inferior $T_U = 210,71 \text{ kN}$

De donde se obtiene el área necesaria de armadura para los diafragmas del análisis a flexión ya que como viga de gran canto requiere menos armadura:

$$A_s \text{ nec} = 5,017 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,92 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar: $4 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$

A la armadura de refuerzo vertical y horizontal se la determina de acuerdo a lo especificado en la norma ACI318 - 2005 y se obtiene los siguientes resultados:

Finalmente usar: $\varnothing 8 \text{ mm c}/30 \text{ cm}$ Armadura vertical

Finalmente usar: $\varnothing 8 \text{ mm c}/30 \text{ cm}$ Armadura horizontal

3.4.1.9 Diseño de los aparatos de apoyo. -

El diseño de los aparatos de apoyo se realiza en tensiones admisibles, considerando las cargas en estado de servicio para un determinado factor de seguridad.

La carga de servicio total es la siguiente:

Carga de servicio $N = 960,27 \text{ kN}$

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

Espesor de la placa de neopreno $e = 1,5 \text{ cm}$

Sección final determinada:

Dimensión en sentido paralelo al tráfico $A = 0,30 \text{ m}$

Dimensión en sentido transversal al tráfico $B = 0,35 \text{ m}$

Altura total de la placa $h = 5 \text{ cm}$

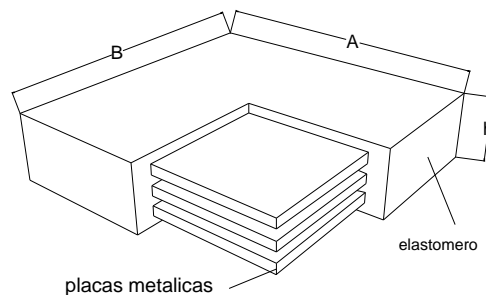


Figura - 24 Aparato de apoyo

Fuente: Elaboración Propia

3.4.2 Infraestructura. -

3.4.2.1 Diseño estructural de la infraestructura. -

El diseño estructural de la infraestructura se realiza de acuerdo a lo especificado en el marco teórico, respetando la norma AASHTO LRFD – 2004. Todo el procedimiento del diseño, las fórmulas empleadas, la memoria de cálculo se especifica en los anexos del presente proyecto, por lo cual en este punto sólo se especifican los resultados obtenidos para cada análisis realizado.

3.4.2.1.1 Diseño de los estribos. -

Longitud del puente: 20,0 m.

Ancho total: 9.9m.

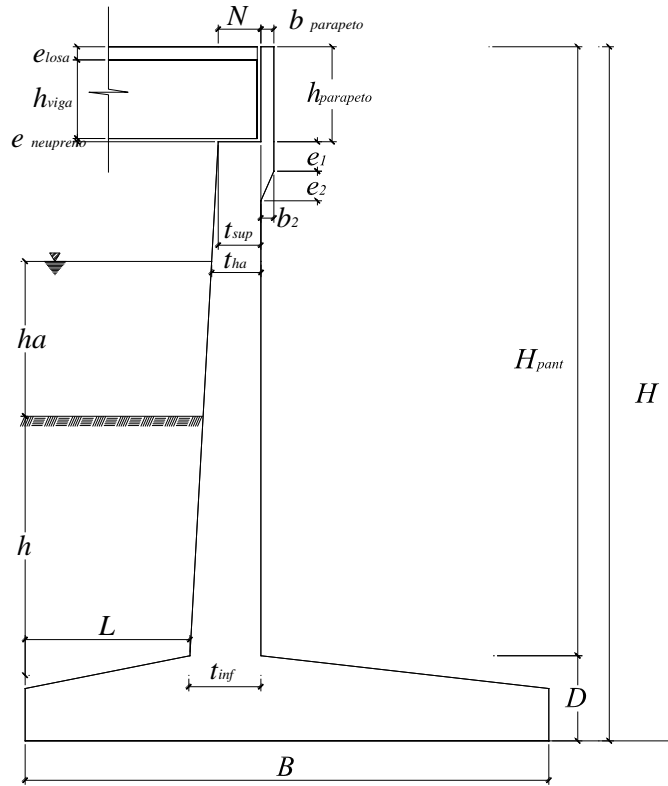


Figura - 25 Dimensiones del Estribo.

Fuente: PUENTES, Rodríguez Serquén

Cuadro - 19 Dimensiones del estribo

| Dimensión | Calculado | Redondeado | Observación |
|------------------|-----------|------------|------------------------|
| H | 10,29 m | 10,29 m | Dato |
| h | 4,90 m | 4,90 m | Dato |
| B=0.6H | 6,17 m | 8,00 m | Criterio |
| D=0.1H | 1,29 m | 1,30 m | Criterio |
| tsup=H/24 | 0,45 m | 0,45 m | Criterio |
| tinf=0.1H | 1,03 m | 1,10 m | Criterio |
| L=B/3 | 2,06 m | 2,50 m | Criterio |
| elosa | 0,20 m | 0,20 m | Dato |
| hvigas | 1,20 m | 1,20 m | Dato |
| eneopreno | 0,05 m | 0,05 m | Dato |
| hparapeto | 1,45 m | 1,45 m | elosa+hvigas+eneopreno |
| bparapeto | 0,20 m | 0,20 m | Asumido |
| e1 | 0,45 m | 0,45 m | Asumido |
| e2 | 0,45 m | 0,45 m | Asumido |

| DIMENSION | CALCULADO | REDONDEADO | OBSERVACIÓN |
|----------------|-----------|------------|-------------|
| b2 | 0,20 m | 0,20 m | Asumido |
| s° | 5, 51° | 5, 51° | Calculado |
| Nmínimo | 0,23 m | -- | |
| N | 0,45 m | 0,45 m | Calculado |
| ha | 3,24 m | 3,24 m | Dato |
| tha | 0,50 m | 0,50 m | Calculado |
| Hpant | 8,99 m | 8,99 m | Calculado |

a) **Definición de cargas:**

Datos previos:

$$\gamma_{\text{concreto}} = 23,54 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_m = 17,66 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 31^\circ$$

$$A = 0,30$$

$$\% \text{ Impacto} = 33,00\%$$

$$q = 9,3 \text{ kN/m}$$

➤ Reacciones debido a:

$$R(\text{DC}) = 966,68 \text{ kN}$$

$$R(\text{DW}) = 79,46 \text{ kN}$$

$$R(\text{LL}) = 766,13 \text{ kN}$$

$$R(\text{PL}) = 89,96 \text{ kN}$$

➤ Peso propio (DC) y del suelo (EV):

$$\text{DC} = 351,83 \text{ kN} \quad \text{EV} = 690,98 \text{ kN}$$

$$x = 3,62 \text{ m} \quad x = 5,82 \text{ m}$$

➤ Peso propio proveniente de la superestructura (DC):

$$\text{DC} = 97,64 \text{ kN/m}$$

$$x= 3,38 \text{ m}$$

- Carga muerta proveniente de la superestructura (DW):

$$DW= 8,03 \text{ kN/m}$$

$$x= 3,38 \text{ m}$$

- Presión estática del suelo (EH Y EV):

Empuje estático:

$$\begin{aligned} E &= 270,71 \text{ kN} > \\ EH &= 260,87 \text{ kN} > \\ EV &= 78,35 \text{ kN} > \\ y &= 3,43 \text{ m} > \\ x &= 8,00 \text{ m} > \end{aligned}$$

Empuje dinámico:

$$\begin{aligned} Ee &= 367,43 \text{ kN} \\ EHe &= 354,07 \text{ kN} \\ EVe &= 98,19 \text{ kN} \\ DEe &= 96,72 \text{ kN} \\ y &= 4,15 \text{ m} \\ x &= 8,00 \text{ m} \end{aligned}$$

- Carga viva proveniente de la superestructura (LL):

$$LL= 77,39 \text{ kN/m}$$

$$x= 3,38 \text{ m}$$

- Carga de impacto (IM):

$$IM= 25,54 \text{ kN/m}$$

$$x= 3,38 \text{ m}$$

- Fuerza de frenado y aceleración (BR):

$$BR=5\%LL= 3,87 \text{ kN}$$

$$hBR= 1,80 \text{ m}$$

$$y= 12,19 \text{ m}$$

- Sobrecarga peatonal proveniente de la superestructura (PL):

$$PL= 9,09 \text{ kN/m}$$

$$x= 3,38 \text{ m}$$

- Sobrecarga superficial y de tráfico (LS):

$$pH= 2,69 \text{ kN/m}$$

$$LSH= 27,71 \text{ kN} \quad LSV= 40,92 \text{ kN}$$

$$y= 5,15 \text{ m} \quad x= 5,80 \text{ m}$$

- Sub presión de agua (WA):

$$WA= -14,14 \text{ kN}$$

$$x= 4,00 \text{ m}$$

b) Verificación de estabilidad:

$$F.S.D.= 1,50 \quad m= 0,60$$

$$F.S.V.= 2,00 \quad st= 0,30 \text{ N/mm}^2$$

- Estabilidad al deslizamiento:

| COMBINACIÓN | mSFV/SFH | |
|---------------|----------|-----|
| RESISTENCIA 1 | 2,28 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 2,28 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 2,49 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 2,50 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1,66 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1,66 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1,83 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 1,83 | OK! |

- Estabilidad al volteo

| COMBINACIÓN | SMR/SMA | |
|---------------|---------|-----|
| RESISTENCIA 1 | 5,19 | |
| RESISTENCIA 1 | 5,21 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 5,53 | OK! |
| RESISTENCIA 1 | 5,54 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3,43 | OK! |

| | | |
|---------------|------|-----|
| EV. EXTREMO 1 | 3,44 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3,66 | OK! |
| EV. EXTREMO 1 | 3,67 | OK! |

c) Resultados del Análisis estructural y Diseño estructural

Datos previos:

$$f_c = 21 \text{ N/mm}^2 \quad f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$r(\text{pant}) = 0,05 \text{ m} \quad r(\text{zapata}) = 0,075 \text{ m}$$

$$f(\text{Flexión}) = 0,90 \quad f(\text{Corte}) = 0,90$$

➤ **Diseño de la pantalla:**

Verificación de cortante:

$$\phi V_c = 712,01 \text{ kN}$$

$$V_u = 424,63 \text{ kN}$$

Acero vertical:

| Cara interior | | Cara exterior | |
|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| Descripción. | Valor | Descripción. | Valor |
| Mu= | 1619,54 kN-m | Asmin= | 15,75 cm ² |
| As= | 42,9 cm ² | Nº Aceros= | 4 |
| Nº Aceros= | 8 | Asvext= | 22mm c/25cm |
| Asvint= | 25mm c/10cm | | |
| Asvint/2= | 25mm c/20cm | | |

Acero horizontal:

| Parte inferior | | Parte superior | |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| Descripción. | Valor | Descripción. | Valor |
| 16mm= | 2,0 cm ² | 12mm= | 1,27 cm ² |
| Ash= | 21,00 cm ² | Ash= | 15,7 cm ² |
| Ash/3= | 7,00 cm ² | Ash/3= | 5,2 cm ² |
| Nº Aceros= | 4 | Nº Aceros= | 4 |

| | |
|--------------------------------|-------------------------------|
| Ashint= 16mm c/25cm | Ashint= 12mmc/25cm |
| 16mm= 2,0 cm ² | 16mm= 1,98 cm ² |
| 2*Ash/3= 14,00 cm ² | 2*Ash/3= 10,5 cm ² |
| Nº Aceros= 7 | Nº Aceros= 5 |
| Ashext= 16mmc/15cm | Ashext= 12mmc/20cm |

➤ **Diseño del parapeto:**

Verificación de cortante

$$\phi V_c = 103,69 \text{ kN}$$

$$V_u = 23,42 \text{ kN}$$

Acero vertical interior

| Descripción. | Valor |
|--------------|----------------------|
| Mu= | 53,04 kN-m |
| As= | 10,2 cm ² |
| 16mm= | 1,98 cm ² |
| Nº Aceros= | 5 |
| Asvpar= | 16mmc/20 cm |

Acero vertical exterior

$$Asvpar-ext = 12mm \text{ c}/25cm$$

Acero horizontal

$$Ashpar = 12mm \text{ c}/25cm$$

➤ **Diseño del talón de la zapata**

Verificación de cortante

$$\phi V_c = 847,63 \text{ kN}$$

$$V_u = 161,01 \text{ kN}$$

ACERO LONGITUDINAL

| Cara inferior | | Cara superior | |
|---------------|----------------------|---------------|----------------------|
| Descripción | Valor | Descripción | Valor |
| Mu= | 109,41 kN-m | 22mm= | 3,9 cm ² |
| As= | 24,2 cm ² | Asmin= | 18,4 cm ² |
| 25mm= | 5,1 cm ² | Nº Aceros= | 5 |
| Nº Aceros= | 5 | Aslsup= | 22mm c/20cm |
| Aslinf= | 25mm c/20cm | | |

Acero transversal

Ast= 22mm c/20 cm

➤ Diseño de la punta de la zapata:

Verificación de cortante

$\phi V_c = 847,63 \text{ Kn}$

$V_u = 559,01 \text{ Kn}$

Acero longitudinal

| Cara inferior | | Cara superior | |
|---------------|----------------------|---------------|----------------------|
| Descripción. | Valor | Descripción. | Valor |
| Mu= | 742,15 kN-m | 12mm= | 1,3 cm ² |
| As= | 16,3 cm ² | Asmin= | 18,4 cm ² |
| 22mm= | 3,9 cm ² | Nº Aceros= | 5 |
| Nº Aceros= | 5 | Aslsup= | 12mm c/20cm |
| Aslinf= | 22mm c/20cm | | |

Acero transversal

Ast= 13mm c/20cm

3.5 Especificaciones técnicas. -

Ver Anexo 6.

3.6 Precios unitarios. -

Ver Anexo 5.

3.7 Cómputos métricos. -

Ver Anexo 5.

3.8 Presupuesto. -

El presupuesto se distribuye en los siguientes módulos:

MÓDULO I: ACTIVIDADES PRELIMINARES Bs. 21.854,63

MÓDULO II: INFRAESTRUCTURA Bs. 1'.675.935,87

MÓDULO III: SUPERESTRUCTURA Bs. 464.090,42

OBRAS FINALES Bs. 418.629,68

COSTO TOTAL DEL PROYECTO: Bs. 2'.580.510,56

El detalle del presupuesto se encuentra en el Anexo 5.

3.9 Planeamiento y Cronograma. -

El Proyecto tiene un tiempo de ejecución de 227 días calendario. El diagrama Gantt y la planificación de actividades se encuentran plasmados en el Anexo 7.

CAPÍTULO IV

4 APORTE ACADÉMICO. -

“COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA LOSA DE 4, 5 Y 6 VIGAS”

4.1 Resultados del diseño de la superestructura del puente tipo viga losa. -

El presente diseño sólo diseña los elementos que son sujetos a comparación, por lo cual no se presenta el diseño del barandado, estribo, aparatos de apoyo, bordillo que se utilizara el mismo. Además, sólo se presentan los resultados para cada análisis de carga obtenido con la ayuda del programa CSIbridge, el cual se presentará en la memoria de cálculo del presente proyecto.

Materiales.

$$f'_c = 21 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\gamma_H = 23,54 \quad \text{kN/m}^3$$

$$f_y = 420 \quad \text{N/mm}^2$$

4.1.1 Diseño de puente viga losa con cinco vigas longitudinales. -

Todo el procedimiento del diseño, las fórmulas empleadas más la memoria de cálculo se especifica en los anexos del presente proyecto por lo cual en este punto sólo se especifican los resultados obtenidos para cada análisis realizado.

4.1.1.1 Diseño de la losa, (As principal perpendicular al tráfico). -

Cálculo del acero negativo

b) Pre dimensionamiento:

Espaciamiento entre ejes de vigas: $S=1,6\text{m}$

Luz del puente: $L=20,0\text{m}$

Espesor de losa: $t= 0,165\text{m}$ *min* Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD

Para el diseño de la losa exterior se consideró las mismas cargas anteriormente utilizadas.

Las cargas que se consideran son las siguientes:

| | | | |
|-------------------------------------|--------------------|--------|-------|
| Peso debido a los postes y barandas | DC p+b = | 1,69 | kN/m |
| Peso debido a la acera | DC acera= | 3,60 | kN /m |
| Peso propio de la losa | DCpp = | 3,88 | kN /m |
| Peso debido a la capa de rodadura | DW _{CR} = | 1,10 | kN /m |
| Carga viva debido a los peatones | PL = | 0,0035 | Mpa |
| Carga de camión de diseño HL-93 | LL = | 72.5 | KN |

Se procede a la determinación de los momentos y cortantes últimos para lo cual se determina primero el ancho de franja el cual es el siguiente:

$$E = 1520 \text{ mm}$$

El Momento último de diseño lo determina con la combinación y factores de carga especificada en el marco teórico y desarrollado en los anexos memoria de cálculo, de donde se obtiene lo siguiente:

$$\text{Momento último } M_U = 19,50 \text{ kN-m}$$

$$\text{Recubrimiento } r = 2.5 \text{ cm}$$

Tabla 5.12.3-1 (AASHTO) – Recubrimiento para las armaduras

$$A_s \text{ nec} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 5,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 5,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: Ø 12 mm c/20 cm Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico

Se determina la armadura secundaria o de distribución de la losa de acuerdo a lo especificado en el marco teórico.

$$A_s = 5,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: Ø 12 mm c/20 cm armadura secundaria de la losa en sentido paralelo al tráfico.

Se determina la armadura por retracción y temperatura, la que responde a una armadura mínima que resista los esfuerzos solicitados por los cambios de temperatura.

$$A_s \text{ min} = 2,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Finalmente usar: } \quad \quad \quad \text{Ø 10 mm c/30 cm}$$

Cálculo del acero positivo

Momento último $M_U = 35,53 \text{ kN-m}$

Recubrimiento $r = 2,5 \text{ cm}$

$$A_s \text{ nec} = 7,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: $\emptyset 16 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$ Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico.

4.1.1.2 Diseño de la Viga. -

Para el diseño de las vigas se recurrió netamente a la estática como se menciona en la teoría, cargando totalmente al tablero y haciendo actuar a todas las cargas simultáneamente.

Pre dimensionamiento:

| | |
|---------------------------|---|
| Luz de cálculo | $L_C = 19,55 \text{ m}$ |
| Ancho de la calzada : | $a_c = 7,2 \text{ m}$ AASTHO Art. 3.6.1.1.1 |
| Altura del bordillo : | $a = 0,25 \text{ m}$ |
| Ancho útil de la vereda : | $a_v = 1,15 \text{ m}$ |
| Ancho del bordillo : | $a_b = 0,25 \text{ m}$ |
| Base de las Vigas: | $b_w = 0,40 \text{ m}$ $0,30h \leq b \leq 0,5h$ |
| Espesor de la losa: | $h_l = 0,165 \text{ m}$ $L/12 \leq h \leq L/15$ AASHTO tabla (2.5.2.6.3-1) |
| Altura de viga | $h_v = 1,35 \text{ m}$ AASHTO tabla (2.5.2.6.3-1) |

Las cargas y procedimiento de diseño para la determinación de los momentos y cortantes últimos se realizó con el programa **CSI bridge**, que se encuentra en los anexos de la memoria de cálculo, de los cuales los resultados finales son los siguientes:

Momento último $M_U = 3238,37 \text{ kN-m}$

Recubrimiento $r = 5,0 \text{ cm}$

$$A_s \text{ nec} = 71,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 17,82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 71,22 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar: $15 \emptyset 25 \text{ mm}$

Esfuerzo cortante último $v_u = 1,90 \text{ N/mm}^2$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76 \text{ Mpa}$

Por lo cual requiere una armadura, que se colocará en dos piernas para darle un mayor trabajo en conjunto a la estructura para lo cual se determinó un espaciamiento y diámetro adoptado $\emptyset = 12 \text{ mm}$

Finalmente usar: $\emptyset 12 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

4.1.2 Diseño de puente viga losa con seis vigas longitudinales. -

Todo el procedimiento del diseño, las fórmulas empleadas más la memoria de cálculo se especifica en los anexos del presente proyecto por lo cual en este punto solo se especifican los resultados obtenidos para cada análisis realizado.

4.1.2.1 Diseño de la losa, (As principal perpendicular al tráfico). -

Cálculo del acero negativo

a) Pre dimensionamiento:

Espaciamiento entre ejes de vigas: $S=1,34\text{m}$

Luz del puente: $L=20,00 \text{ m}$

Espesor de losa: $t= 0,165\text{m}$

Para el diseño de la losa exterior se consideró las mismas cargas anteriormente utilizadas. Se procede a la determinación de los momentos y cortantes últimos para lo cual se determina primero el ancho de franja, que es el siguiente:

$$E = 1455 \text{ mm}$$

El Momento último de diseño se determina con la combinación y factores de carga especificada en el marco teórico de donde se obtiene lo siguiente:

Momento último $M_U = 15,63 \text{ kN-m}$

Recubrimiento $r = 2.5 \text{ cm}$

$$As \text{ nec} = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 2,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 3,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: $\emptyset 10 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$ Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico

Se determina la armadura secundaria o de distribución de la losa de acuerdo a lo especificado en el marco teórico.

$$A_s = 5.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: \varnothing 12 mm c/20 cm Armadura secundaria de la losa en sentido paralelo al tráfico.

Se determina la armadura por retracción y temperatura, la que responde a una armadura mínima que resista los esfuerzos solicitados por los cambios de temperatura.

$$A_{s \text{ min}} = 2.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: \varnothing 10 mm c/30 cm

Cálculo del acero positivo

Momento último $M_U = 35.56 \text{ kn-m}$

Recubrimiento $r = 2.5 \text{ cm}$

$$A_{s \text{ nec}} = 7.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Finalmente usar: \varnothing 16 mm c/25 cm Armadura principal de la losa en sentido perpendicular al tráfico.

4.1.2.2 Diseño de la Viga. -

Para el diseño de las vigas se recurrió netamente a la estática como se menciona en la teoría, cargando totalmente al tablero y haciendo actuar a todas las cargas simultáneamente.

Pre dimensionamiento:

| | |
|--------------------------|--|
| Luz de cálculo | $L_C = 19.55 \text{ m}$ |
| Ancho de la calzada: | $a_c = 7.2 \text{ m}$ AASTHO Art. 3.6.1.1.1 |
| Altura del bordillo: | $a = 0.25 \text{ m}$ |
| Ancho útil de la vereda: | $a_v = 1.15 \text{ m}$ |
| Ancho del bordillo: | $a_b = 0.25 \text{ m}$ |
| Base de las Vigas: | $b_w = 0.35 \text{ m}$ $0.30h \leq b \leq 0.5h$ |
| Espesor de la losa: | $h_l = 0.165 \text{ m}$ $L/12 \leq h \leq L/15$ AASHTO tabla (2.5.2.6.3-1) |
| Altura de viga | $h_v = 1.30 \text{ m}$ AASHTO tabla (2.5.2.6.3-1) |

Las cargas y procedimiento de diseño para la determinación de los momentos y cortantes últimos se realizó con el programa **CSI bridge**, que se encuentra en los anexos de la memoria de cálculo; los resultados finales son los siguientes:

Momento último $M_U = 273,29 \text{ kN-m}$

Recubrimiento $r = 5,0 \text{ cm}$

$$A_s \text{ nec} = 62,70 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 15,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 62,70 \text{ cm}^2$$

Finalmente usar: 13 \emptyset 25 mm

Esfuerzo cortante último $v_u = 1,93 \text{ N/mm}^2$

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 0,76 \text{ Mpa}$

Por lo que requiere armadura, que se colocará en dos piernas para darle un mayor trabajo en conjunto a la estructura; para ello se determinó un espaciamiento y un diámetro $\emptyset = 12 \text{ mm}$

Finalmente usar: $\emptyset 12 \text{ mm c/25 cm}$

4.2 Comparaciones

4.2.1 Comparación de Volúmenes de Hormigón

Todo el procedimiento se especifica en el anexo 5 del presente proyecto en la sección presupuesto y memoria de cálculo, por lo que en este punto sólo se especifican los resultados obtenidos para cada análisis realizado.

Cuadro - 20 Volúmenes de Hormigón I

| SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA – 4 Vigas Longitudinales | | | |
|--|---|-----------------|----------------------|
| 1 | - Hormigón Simple P/Vigas Tipo R-21 | cantidad | Unidad |
| | - Vigas externas | 20,32 | m ³ |
| | - Vigas interiores | 20,32 | m ³ |
| | - Total | 40,64 | m³ |
| 2 | - Hormigón Simple P/Diafragmas Tipo R-21 | | |
| | - Diafragmas | 3,72 | m ³ |
| | - Total | 3,72 | m³ |

| | | | |
|------------------------|---|--------------|----------------------|
| 3 | - Hormigón Simple P/Losa Tipo R-21 | | |
| | - Losa | 27,72 | m ³ |
| | - Total | 27,72 | m³ |
| 4 | - Hormigón Simple P/Accesorios Tipo R-21 | | |
| | - Pasamanos | 2,33 | m ³ |
| | - Postes | 4,08 | m ³ |
| | - Acera | 8,10 | m ³ |
| | - Total | 14,51 | m³ |
| TOTAL, HORMIGÓN | | 86,59 | m³ |

Fuente: Elaboración Propia ANEXO 05 PRESUPUESTO

Cuadro - 21 Volúmenes de Hormigón II

| | | | |
|--|---|-----------------|----------------------|
| SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA – 5 Vigas Longitudinales | | | |
| 11 | - Hormigón Simple P/Vigas Tipo R-21 | cantidad | Unidad |
| | - Vigas externas e internas | 54,00 | m ³ |
| | - Total | 54,00 | m³ |
| 13 | - Hormigón Simple P/Diafragmas Tipo R-21 | | |
| | - Diafragmas | 4,8 | m ³ |
| | - Total | 4,8 | m³ |
| 12 | - Hormigón Simple P/Losa Tipo R-21 | | |
| | - Losa | 25,41 | m ³ |
| | - Total | 25,41 | m³ |
| 14 | - Hormigón Simple P/Accesorios Tipo R-21 | | |
| | - Pasamanos | 2,33 | m ³ |
| | - Postes | 4,08 | m ³ |
| | - Acera | 8,10 | m ³ |
| | - Total | 14,51 | m³ |
| TOTAL HORMIGÓN | | 98,72 | m³ |

Fuente: Elaboración Propia ANEXO 05 PRESUPUESTO

Cuadro - 22 Volúmenes de Hormigón III

| | | | |
|--|---|-----------------|----------------------|
| SUPERESTRUCTURA PUENTE VIGA LOSA – 6 Vigas Longitudinales | | | |
| 11 | - Hormigón Simple P/Vigas Tipo R-21 | cantidad | Unidad |
| | - Vigas externas e internas | 54,60 | m ³ |
| | - Total | 54,60 | m³ |
| 13 | - Hormigón Simple P/Diafragmas Tipo R-21 | | |
| | - Diafragmas | 4,95 | m ³ |

| | | | |
|-----------------------|---|--------------|----------------------|
| | - Total | 4,95 | m³ |
| 12 | - Hormigón Simple P/Losa Tipo R-21 | | |
| | - Losa | 25,41 | m ³ |
| | - Total | 25,41 | m³ |
| 14 | - Hormigón Simple P/Accesorios Tipo R-21 | | |
| | - Pasamanos | 2,33 | m ³ |
| | - Postes | 4,08 | m ³ |
| | - Acera | 8,10 | m ³ |
| | - Total | 14,51 | m³ |
| TOTAL HORMIGÓN | | 99,47 | m³ |

Fuente: Elaboración Propia ANEXO 05 PRESUPUESTO

Cuadro - 23 Volúmenes de Hormigón IV

| SUPERESTRUCTURA PUENTE H°P° – 3 Vigas Pretensadas | | | |
|--|---|-----------------|----------------------|
| 11 | - Hormigón P/Vigas Tipo R-35 | Cantidad | Unidad |
| | - Viga zona de anclaje | 4,47 | m ³ |
| | - Viga AASHTO | 18,43 | m ³ |
| | - Total | 22,91 | m³ |
| 13 | - Hormigón Simple P/Diafragmas Tipo R-21 | | |
| | - Diafragmas | 5,30 | m ³ |
| | - Total | 5,30 | m³ |
| 12 | - Hormigón Simple P/Losa Tipo R-21 | | |
| | - Losa | 27,72 | m ³ |
| | - Total | 27,72 | m³ |
| 14 | - Hormigón Simple P/Accesorios Tipo R-21 | | |
| | - Pasamanos | 2,33 | m ³ |
| | - Postes | 4,08 | m ³ |
| | - Acera | 8,20 | m ³ |
| | - Total | 14,62 | m³ |
| TOTAL HORMIGÓN | | 70,54 | m³ |

Fuente: Elaboración Propia ANEXO 05 PRESUPUESTO

Cuadro - 23 Comparación de Volúmenes de Hormigón

| COMPARACIÓN DE LAS 4 SUPERESTRUCTURAS | | | |
|--|---------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| Resumen Cantidad Total de Hormigón en la Superestructura(m³) | | | |
| Nombre | Cantidad (m³) | diferencia (m³) | % de variación |
| Pte 4 | 86,59 | 0,00 | 0,00% |
| Pte 5 | 98,72 | 12,13 | 14,01% |
| Pte 6 | 99,47 | 12,88 | 14,87% |
| Pte H°P° 3 | 70,54 | -16,05 | -18,53% |

Fuente: *Elaboración Propia* ANEXO 05 PRESUPUESTO

4.2.2 Comparación de la cantidad de Acero.

La comparación del acero se realiza considerando una pérdida del 10 % por efectos de cortes y pérdidas de acero.

Cuadro - 24 Acero en la Losa

| Resumen Cantidad de Acero Losa | | | | |
|---------------------------------------|-----------------|---------------------|---------------------------------|-----------------------|
| Nombre | Peso(kg) | Peso(kg)+10% | diferencia de acero (Kg) | % de variación |
| Losa 4 | 2.573 | 2.830 | 0 | 0,00% |
| Losa 5 | 2.665 | 2.932 | 102 | 3,60% |
| Losa 6 | 2.993 | 3.292 | 462 | 16,33% |
| Losa 3 | 4.149 | 4.564 | 1.632 | 55,66% |

Fuente: *Elaboración Propia*

Cuadro - 25 Acero en Vigas

| Resumen Cantidad de Acero en Vigas | | | | |
|---|-----------------|---------------------|---------------------------------|-----------------------|
| Nombre | Peso(kg) | Peso(kg)+10% | diferencia de acero (Kg) | % de variación |
| Viga 4 | 7.456 | 8.202 | 0 | 0,00% |
| Viga 5 | 8.261 | 9.087 | 885 | 10,79% |
| Viga 6 | 8.322 | 9.154 | 952 | 10,47% |
| Viga 3 | 2.836 | 3.120 | -5.967 | -65,19% |

Fuente: *Elaboración propia*

Cuadro - 26 Acero total en la Superestructura

| Resumen Cantidad Total de Acero Superestructura (Kg) | | | | |
|---|-----------------|---------------------|---------------------------------|-----------------------|
| Nombre | Peso(kg) | Peso(kg)+10% | diferencia de acero (Kg) | % de variación |
| Pte 4 | 11.992 | 13.192 | 0 | 0 % |
| Pte 5 | 12.889 | 14.178 | 987 | 7,48 % |
| Pte 6 | 13.278 | 14.605 | 1.414 | 10,72 % |
| Pte 3 H°P° | 8.949 | 9.843 | -3.348 | -25,38 % |

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3 Comparación económica. -

Todo el procedimiento se especifica en el Anexo 5 del presente proyecto en la sección precios unitarios, cómputos métricos y la memoria de cálculo por lo cual en este punto sólo se especifican los resultados obtenidos para cada análisis realizado.

Cuadro - 27 Costo del Acero en la Superestructura

| Resumen Costo del Acero en la Superestructura en Bs | | | | | |
|--|-----------|-----------|------------------|--------------------------------|-----------------------|
| Nombre | Kg | PU | COSTO(Bs) | diferencia de COSTO(Bs) | % de variación |
| Pte 4 | 13.192 | 14,64 | 192.599 | 0 | 0,00% |
| Pte 5 | 14.178 | 14,64 | 207.005 | 14.405 | 7,48% |
| Pte 6 | 14.605 | 14,64 | 213.240 | 20.641 | 10,72% |
| Pte 3 H°P° | 9.843 | 14,64 | 143.713 | -48.886 | -25.38% |

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro - 28 Costo del Hormigón en la Superestructura

| Resumen Costo del Hormigón en la Superestructura en Bs | | | | | |
|---|----------------------|------------------|----------------|--------------------------------|-----------------------|
| Nombre | m³ | COSTO(Bs) | COSTO/m | diferencia de COSTO(Bs) | % de variación |
| Pte 4 | 86,59 | 271.491 | 13.574 | 0 | 0,00% |
| Pte 5 | 98,72 | 310.868 | 15.543 | 39.377 | 14,50% |
| Pte 6 | 99,47 | 313.263 | 15.663 | 41.772 | 15,39% |
| Pte 3 H°P° | 70,54 | 240.169 | 12.008 | -31.322 | -11,54% |

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro - 29 Costo total de la Superestructura

| Resumen Costo total de la Superestructura en Bs | | | | |
|--|------------------|----------------|--------------------------------|-----------------------|
| Nombre | COSTO(Bs) | COSTO/m | diferencia de COSTO(Bs) | % de variación |
| Pte 4 | 464.090 | 23.204 | 0 | 0,00% |
| Pte 5 | 517.873 | 25.894 | 53.783 | 11,59% |
| Pte 6 | 526.503 | 26.325 | 62.412 | 13,45% |
| Pte 3 | 466.441 | 23.322 | 2351 | 0,51% |

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4 Comparación Técnica. -

En el diseño, el tema de las condiciones de servicio, significa que una estructura, se comporte correctamente bajo condiciones normales de uso, en forma óptima y confiable, es decir sin que los usuarios teman por su seguridad o a pérdida de su patrimonio.

Los límites establecidos por el ACI son bastante permisibles debido a que es la norma utilizada para edificaciones; sin embargo, es mostrada para compararla con la norma AASHTO.

4.2.4.1 Límites establecidos. -

Cuadro - 30 Límites de deflexiones

| Límites | | mm. |
|----------------|-------|------------|
| ACI | L/180 | 140,2778 |
| AASHTO | L/800 | 25,3125 |

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.2 Flechas o deflexiones instantáneas en centro luz. -

Como se observa, se calculan las deflexiones para los casos de carga muerta, carga viva, carga viva más carga muerta.

Cuadro - 31 Deflexiones

| Estado de Servicio | Deflexiones | | |
|---------------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| | Pte.4 (mm) | Pte.5 (mm) | Pte.6 (mm) |
| Carga muerta (DC+DW) | -14,8023 | -15,5221 | -21,1375 |
| Carga viva (LL) | -10,6832 | -11,0544 | -11,2387 |
| LL+DC+DW | -24,5482 | -25,1492 | -27,4689 |

Fuente: Resultado Obtenidos del Programa CSI bridge

CAPÍTULO V

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. -

5.1 Conclusiones. -

- La ingeniería básica del proyecto fue fundamental para el trazo en planta y elevación de todos los componentes de la estructura.
- El costo general de la obra es de Bs 2'580.510,56 y tendrá un tiempo de ejecución de 227 días hábiles.
- Para el análisis geométrico de la superestructura se optó por dos carriles para su diseño, porque éste no puede ser menor al ancho del camino de acceso al puente y comprenderá veredas, bordillo, barandas, pre dimensionados de acuerdo a la norma AASHTO-LRFD-2004.
- En el diseño de los estribos, se realizó el pre dimensionamiento recomendado por la bibliografía, dimensiones que no se alejarán demasiado de la estructura adecuada para cumplir todas las verificaciones. En el presente proyecto se hace uso de estribos cerrados de hormigón armado.
- Los resultados de la comparación económica, tomando en cuenta la cantidad de hormigón y acero en la superestructura con 4,5 y 6 vigas para una longitud de 20.0 m. es la siguiente:

| Resumen Costo total de la Superestructura en Bs | | | | |
|--|------------------|----------------|--------------------------------|-----------------------|
| Nombre | COSTO(Bs) | COSTO/m | diferencia de COSTO(Bs) | % de variación |
| Pte 4 | 464.090 | 23.204 | 0 | 0,00% |
| Pte 5 | 517.873 | 25.893 | 53.783 | 11,59% |
| Pte 6 | 526.502 | 26.325 | 62413 | 13,45% |
| Pte 3 | 466.441 | 23.322 | 2351 | 0,51% |

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar la alternativa más económica es la superestructura de hormigón armado con 4 vigas.

- Existe una diferencia significativa entre ambas metodologías en cuanto a sus deflexiones máximas, si bien no se cumplen en la superestructura con seis vigas la deflexión máxima que supera en 2,1564 mm de los límites establecidos por la

norma AASHTO-LRFD-2004; sin embargo, sí cumple la deflexión máxima establecido por ACI-318-2005 que es bastante permisible.

- Se concluye que la alternativa más viable técnica y económicamente es el puente viga losa con cuatro vigas longitudinales de H^oA^o, por ser esta superestructura la de mayor eficiencia y cumple con todo en lo establecido en la normativa AASHTO-LRFD-2004.

5.2 Recomendaciones.

- Es importante que el proyectista antes de realizar el diseño de estos tipos de estructura evalúe la topografía del lugar, el tirante de circulación máximo y las condiciones económicas con las que cuenta para la construcción, para tomar la decisión óptima.
- Hacer mantenimiento continuo del camino para mantener estable y fluido el tráfico.
- A los futuros constructores cuando se estén construyendo las fundaciones del puente se recomienda verificar la resistencia portante del suelo, porque para la proyección de dichos elementos se asumió una resistencia obtenida a partir de un ensayo estándar de penetración (SPT) a 4m.