

I DIAGNOSTICO

1.1 Antecedentes.

La situación que vive la comunidad de Campo Grande de no tener una ruta transitable todo el año se viene dando desde tiempo atrás. De acuerdo a consultas e información reunida se describen los sujetos que intervienen en el problema.

Según datos estadísticos el municipio de Bermejo tiene una población de 37300 habitantes y está conformado por nueve distritos; de los cuales, cinco pertenecen al área urbana (integrados por 27 barrios) y cuatro Distritos del área Rural (Arrozales, Bermejo, Candaditos y Porcelana), constituidos por 258 Comunidades. Entre estas Campo Grande, Candado Grande, Fortín, Porcelana, Naranjitos y Talita.

La ciudad de Bermejo se caracteriza por ser una zona donde su principal actividad es la agricultura y el comercio. Sus principales productos que ofrece son la caña de azúcar, los cítricos (cidro, lima, naranja, pomelo, mandarina, fortunela), papaya, nuez, etc.

La mayor parte de la población se encuentra ocupada en el sector agropecuario (23%), seguido de los trabajadores de los servicios y vendedores del comercio (22%). Los trabajadores no calificados son el 17% y los de la industria extractiva, construcción y manufactura el 16%.

La producción de caña de azúcar representa la principal actividad agrícola ya que ahí se encuentra el ingenio azucarero, en los últimos años la producción promedio tras procesar 495 mil toneladas de caña, se produjeron 1.120.000 quintales (qq) de azúcar.

En cuanto a los cítricos se tienen cantidades importantes, por hectárea de fruta se cosecha alrededor de 15.000 unidades.

La ruta que atraviesa la quebrada es el único camino de acceso y salida que tiene la gente del lugar viéndose gravemente afectados cuando se interrumpe la circulación.

La quebrada “El Arroyo” es un afluente del río Tarija que aproximadamente alcanza un tirante de dos metros treinta centímetros y un espejo de agua estimado de veinte metros.

1.2 El problema.

El problema que atraviesa en los últimos tiempos la comunidad de Campo Grande es de no tener una ruta vehicular constante que permita la comunicación con las demás poblaciones.

1.2.1 Planteamiento.

Actualmente la comunidad de campo grande es una zona agrícola cuyos productos son los cítricos, papaya, variedad de frutas tropicales y como principal producción la caña de azúcar. Sin embargo en época de lluvias la quebrada “El Arroyo” crece de tal forma que impide la circulación de vehículos y personas siendo esta la única ruta de acceso y salida de la población ocasionando:

- Falta de comunicación entre poblaciones y la zona urbana afectando sus necesidades básicas (salud, educación, traslado a fuentes de abastecimiento, de trabajo)

- Retrasos en las actividades de producción

- Ocasiona molestias en los conductores

- Retraso en la entrega de producción

- Conflictos sociales entre las personas y la autoridad.

Si esta situación perdura seguirán existiendo pérdidas materiales, molestia en las familias, en los conductores, averío de vehículos que traerán conflictos sociales entre la propia gente del lugar y las autoridades públicas, puesto que es una atribución de la gobernación atender este tipo de demandas de la población. A ello se suma un aspecto fundamental que es la economía de la población que vive en la zona y cercanías, en desmedro de sus ingresos porque dejarían de llevar su producto hacia los mercados de venta, perdida del producto (comercialización de alimentos perecederos), entre otros. Por esta razón se plantean las siguientes alternativas:

Alternativa 1. Fijar un desvío que rodee la quebrada.

Alternativa 2. Construcción de un puente vehicular.

Con la ejecución de una de estas dos alternativas se podría dar solución a este problema.

1.2.2 Formulación.

En el análisis de las alternativas se puede observar lo siguiente.

Con la construcción una nueva ruta de desvío, o bien de un puente vehicular podría solucionar el problema de la intransitabilidad debido al cauce natural que existe. Sin embargo en la fijación de un desvío, por ser una zona de producción ocasionaría molestia, rechazo en los productores y un gran impacto ambiental, además del costo que implica realizar el desvío y deforestación de tierras para dicho objetivo. Por tanto la solución planteada sería la construcción de un puente vehicular, porque implica menor inversión de recursos económicos y el impacto ambiental es considerablemente menor.

1.2.3 Sistematización.

De acuerdo a la información secundaria e inspección realizada al lugar de emplazamiento. Con la sección de la quebrada, tipo de suelo y la luz estimada del puente (sujeta a un estudio topográfico, hidrológico y de suelos) se pueden plantear las siguientes alternativas para el diseño de un puente vehicular:

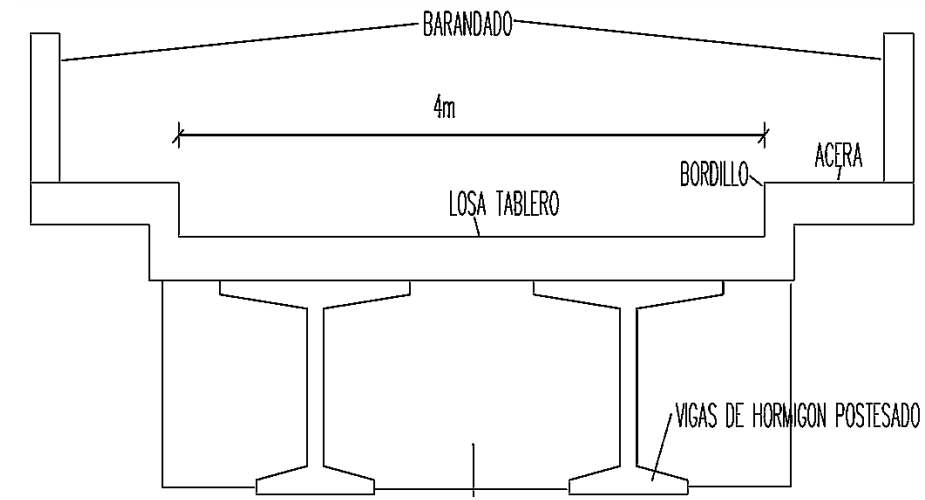
- Puente con Vigas de Hormigón Postesado Simplemente Apoyado.

- Puente de Vigas Continuas de Hormigón Armado.

- Puente con Viga de Hormigón Armado sección Tipo Cajón.

Después de una serie de comparaciones tanto de costo, hidráulica, comodidad de emplazamiento, estructural, etc. Se puede elegir el “Puente con Vigas de Hormigón Postesado Simplemente Apoyado” como la alternativa que mejor se acomoda.

Figura 1 Componentes Superestructura elegida



Fuente: Elaboración Propia

1.3 Objetivos.

Los objetivos planteados para solucionar el problema de intransitabilidad son:

1.3.1 General.

Realizar el diseño y cálculo estructural de un puente de vigas de hormigón postesado, para poder vincular dos zonas productoras.

1.3.2 Específicos

- Establecer los parámetros y normativas para la construcción del puente.
- Realizar los estudios de ingeniería básica para el emplazamiento del puente.
- Analizar toda la información secundaria para realizar un diseño que se acomode de mejor manera a las condiciones del lugar.
- Hacer el diseño estructural adecuado de todos y cada uno de los elementos que componen la estructura.
- Realizar una estimación del costo económico para el emplazamiento del puente.

1.4 Justificación

La justificación por la cual se realizará la propuesta de ingeniería es la siguiente.

1.4.1 Académica

Profundizar los conocimientos adquiridos en cuanto a puentes, hormigón armado, hormigón postesado, y todos los temas que comprenden el proyecto.

1.4.2 Técnica.

Realizar un diseño que pueda satisfacer las necesidades estructurales, de viabilidad, transitabilidad y confort para la comunidad de Campo Grande.

1.4.3 Social.

Con la construcción del puente se unirán tanto social y económicamente las comunidades de Campo Grande, Fortín Campero y el municipio de Bermejo logrando una circulación constante de vehículos que favorecerá a la producción y comercialización agrícola.

1.5 Alcance.

En el análisis de alternativas se eligió como solución viable: el puente de vigas de Hormigón Postesado que requerirá de los siguientes elementos y estudios.

Ingeniería básica.-

Estudio topográfico, estudio hidrológico e hidráulico, estudio de suelos (proporcionada por la gobernación seccional de Bermejo).

Emplazamiento definitivo, predimensionamiento, geometría del puente y de los accesos.

Diseño estructural.

Superestructura: Pasamanos de acero galvanizado, Acera de H°A°, Bordillo H°A°, Tablero losa H°A°, Apoyos de neopreno, Diafragmas de H°A°, Vigas de hormigón Postesado, Estribos de H°A°.

Subestructura: Estribos de H°A°.

Estrategia para la ejecución: Especificaciones técnicas, cómputos métricos precios unitarios, presupuesto y cronograma de ejecución.

Como aporte académico se hará:

La comparación técnica y económica de la alternativa elegida como viable con un puente de losa alveolar.

1.6 Localización del proyecto.

1.6.1 Ubicación de Bermejo a nivel nacional

El Municipio de Bermejo se constituye en la capital de la segunda sección de la Provincia Arce, está ubicado al extremo sur del departamento de Tarija, rodeado en su parte sur-este y sur-oeste por el río Bermejo y Grande de Tarija respectivamente. Bermejo, se encuentra a 206 km. De la ciudad de Tarija

Geográficamente se encuentra ubicada entre los paralelos $22^{\circ}35'24''$ – $22^{\circ}52'09''$ de latitud sur y $64^{\circ}26'30''$ – $64^{\circ}14'16''$ de longitud oeste y una altitud media de 400 msnm.

Figura 1.2 Mapa Geográfico de Bolivia



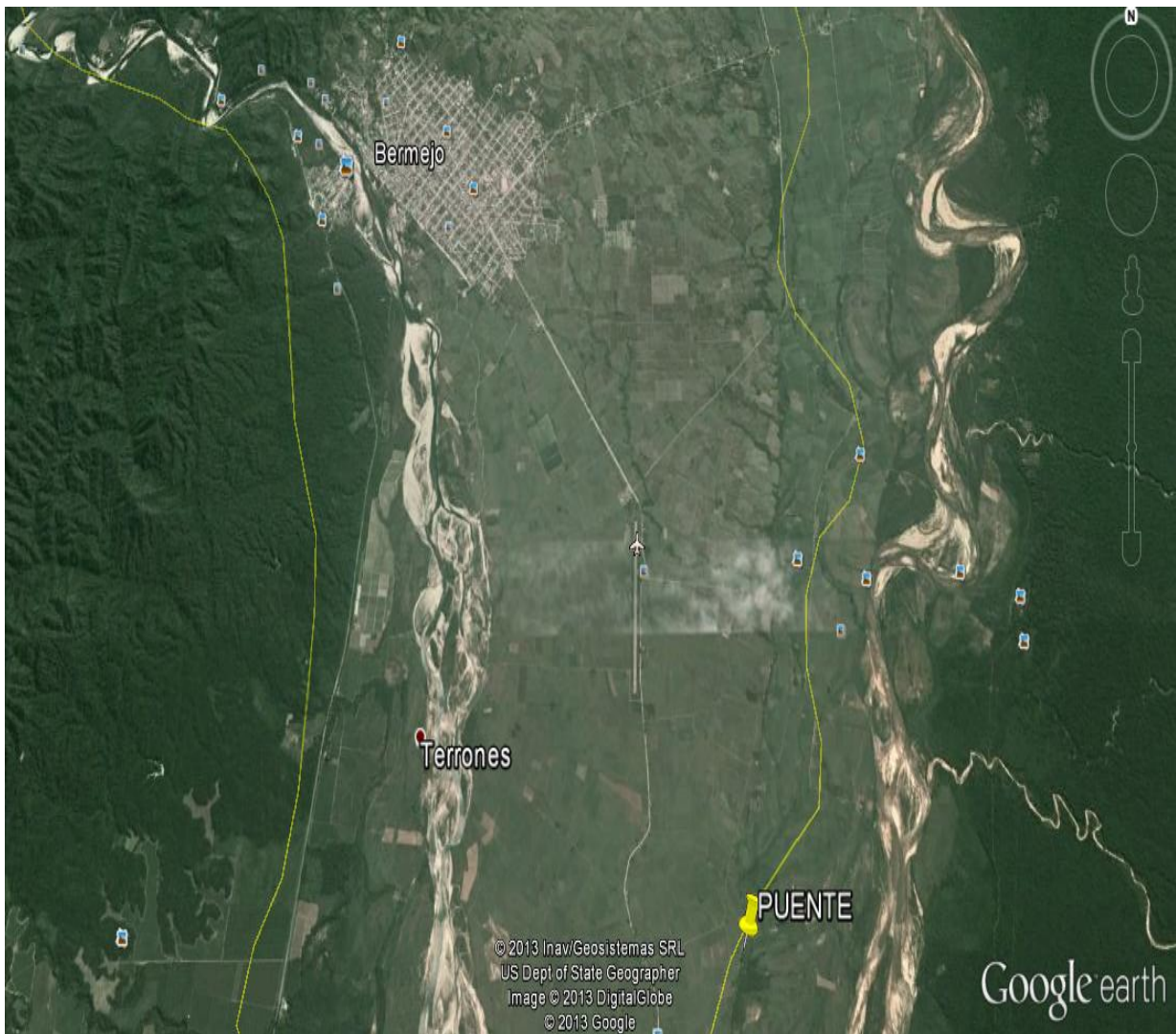
Fuente: Atlas geográfico de Bolivia

1.6.2 Ubicación del emplazamiento del puente a nivel municipal.

La localización del puente se encuentra al sur del municipio de Bermejo, cerca de la ruta que va a la comunidad de campo grande a unos 10,63km de la ciudad, con las siguientes coordenadas en las siguientes coordenadas.

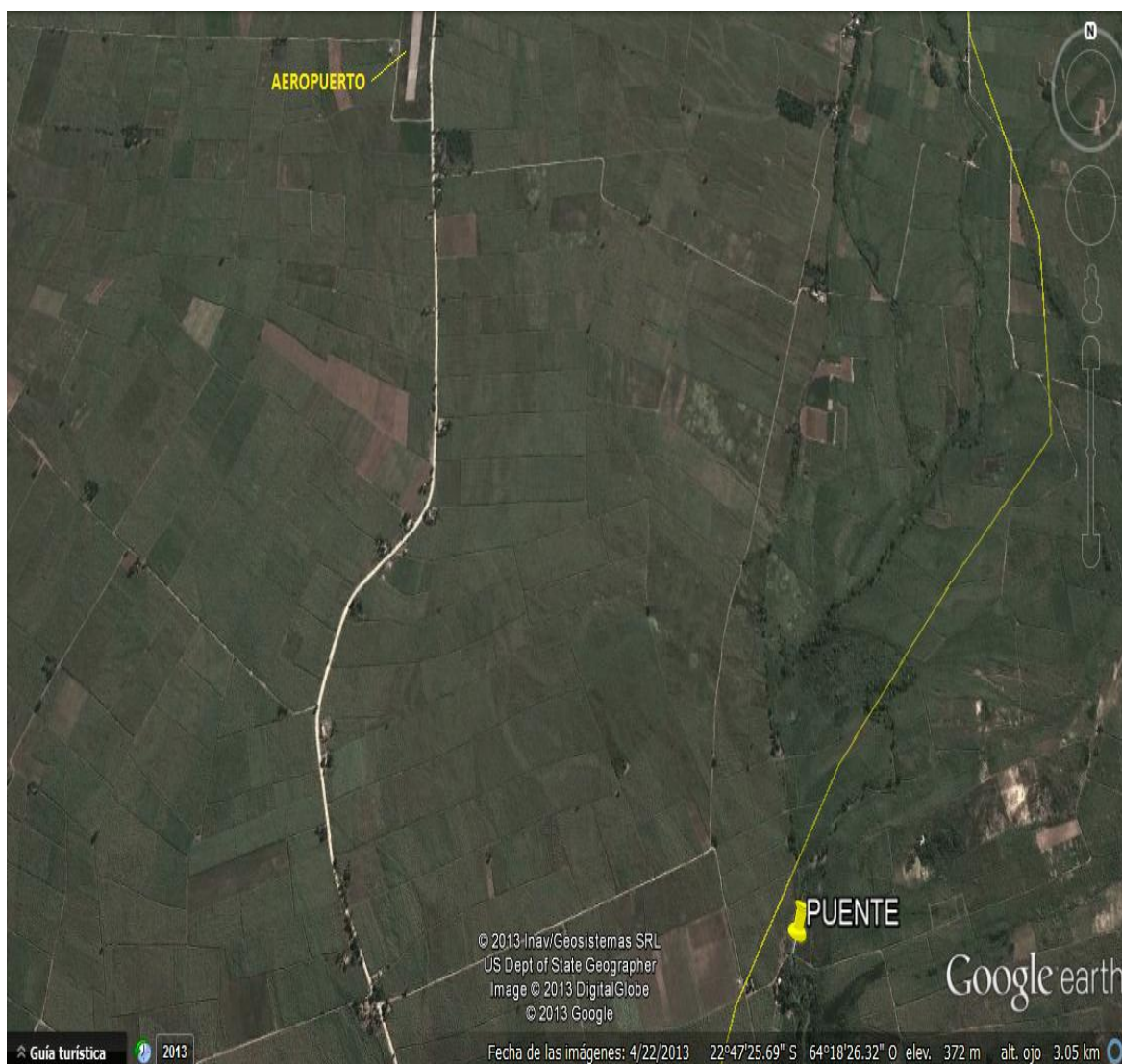
Latitud Sur	22°47'52,58''
Longitud Oeste	64°18'05,24'
Altitud	366 m.s.n.m.

Figura 1.3 Vista Panorámica del lugar de Emplazamiento a 17 km de altura



Fuente: Google Earth

Figura 1.4 Vista Panorámica del lugar de Emplazamiento a 3 km de altura



Fuente: Google Earth

1.7 Información socioeconómica relativa al proyecto.

La comunidad de Campo Grande se encuentra en el distrito nueve dentro de la zona rural (que compone, el 22% de la población total de Bermejo con unos 7.251 habitantes). Mostrando en el período inter censal un crecimiento del 2.12 %.

El Ingenio Azucarero se constituye en la principal actividad industrial de la ciudad de Bermejo y del Departamento de Tarija, la misma que absorbe toda la producción agrícola que se da en la zona rural del municipio, ya que la mayor parte de la superficie agrícola está destinada al cultivo de la caña de azúcar y sus derivados.

1.8 Servicios Básicos existentes.

Se presenta un resumen de los servicios básicos con los que cuenta la comunidad de Campo Grande.

1.8.1 Transporte

Existen dos líneas encargadas del transporte entre la zona rural y la ciudad de Bermejo, pero mayormente el transporte lo realizan las personas por su propia cuenta, debido a que las líneas no circulan constantemente si no en intervalos de tiempo prolongado.

1.8.2 Comunicación.

En cuanto a comunicaciones en la ciudad de Bermejo, existe el servicio de telefonía nacional e internacional brindado por ENTEL, también están TIGO, VIVA y chip de ENTEL para celulares. El servicio de llamadas locales está administrado por la Cooperativa de Teléfonos Bermejo (COTABE.). De lo enunciado solo pocos constan de servicios de teléfono fijo, en su mayoría se opta por los teléfonos móviles.

La ciudad cuenta con las emisiones de 7 estaciones radiales, radio FIDES, Bermejo, Sur, Provincia, Paraíso, Tropicalísima e Integración; y 4 estaciones televisivas, Canal 9 Televisión Azucarera que forma parte de la Cadena Nacional de la Red Unitel, Canal 13 – Radio Sur, el Canal Católico Claret y Canal 11 – Radio Integración.

1.8.3 Salud.

Consta una posta municipal de salud a la cual se puede acudir en necesidad de enfermedad.

1.8.4 Educación.

Existe un pequeño establecimiento llamado “Núcleo Escolar Campo Grande”, con la desventaja de que la ubicación de las viviendas de los comunarios es muy dispersa y un poco alejada del establecimiento.

1.8.5 Agua

La empresa encargada de los servicios de agua es EMABE,

1.8.6 Luz

La empresa encargada de los servicios de luz es SETAR.

II MARCO TEORICO.

2.1 Levantamiento topográfico.

De acuerdo a lo especificado en el manual de diseño de puentes MTC. Se realiza un levantamiento de los accesos al puente comprendido unos 100m antes y después del emplazamiento. Levantamiento del perfil longitudinal del cauce unos 100m antes y después de la intersección del puente.

Documentando en planos con curvas de nivel de 1m de intervalos, con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como transversal (cada 10m metros en curva y cada 20 metros en recta)

2.2 Estudio hidráulico. El estudio hidráulico está basado en la ecuación de Manning con sus correspondientes parámetros para la sección estudiada.

$$V = (1.486/n) * R^{2/3} * S^{1/2}.$$

$$Q = (1.486/n) * A * R^{2/3} * S^{1/2}.$$

n = Coeficiente de rugosidad de Manning en función a las características del material del lecho del río.

Cuadro 2. Coeficiente de Maning para diferentes superficies

	Coeficiente de Manning
Cunetas y canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0,020-0,025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0,025-0,035
En tierra con ligera vegetación	0,035-0,045
En tierra con vegetación espesa	0,040-0,050
En tierra excavada mecánicamente	0,028-0,033
En roca, superficie uniforme y lisa	0,030-0,035
En roca, superficie con aristas e irregularidades	0,035-0,045
Cunetas y Canales revestidos	
Hormigón	0,013-0,017

Hormigón revestido con gunita	0,016-0,022
Encachado	0,020-0,030
Paredes de hormigón, fondo de grava	0,017-0,020
Paredes encachadas, fondo de grava	0,023-0,033
Revestimiento bituminoso	0,013-0,016
Corrientes Naturales	
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente	0,027-0,033
Limpias, orillas rectas, fondo uniforme, altura de lámina de agua suficiente, algo de vegetación	0,033-0,040
Limpias, meandros, embalses y remolinos de poca importancia	0,035-0,050
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados	0,060-0,080
Lentas, con embalses profundos y canales ramificados, vegetación densa	0,100-0,200 ¹
Rugosas, corrientes en terreno rocoso de montaña	0,050-0,080
Áreas de inundación adyacentes al canal ordinario	0,030-0,200 ¹

Fuente: Hidráulica de Canales “Máximo Villón”

R= Radio hidráulico en metros.

S = pendiente media del rio en m/m

A = Área de la sección mojada en m².

2.3 Estudio hidrológico.

2.3.1 Propiedades geométricas de la cuenca.

Los parámetros a determinar en este tipo de características son los siguientes:

El Área de la cuenca.

La cuenca hidrológica es el área geográfica de donde el agua fluye hacia un sitio. Está determinada por la forma de la tierra (topografía) y puede ser delineada en base a las curvas de nivel en los mapas topográficos. Se puede pensar en la cuenca hidrológica como una manera de enviar por un embudo toda el agua de lluvia que cae en ella hacia la corriente de agua que pasa por el sitio que se quiere evaluar. El área de la cuenca hidrológica puede ser

estimada sobreponiendo el mapa de la cuenca con una rejilla consistente de cuadros (tal como el papel cuadriculado) de área conocida y contando el número de cuadros comprendidos en la cuenca hidrológica.

Cuadro 2.1 Tamaño relativo de los Sistemas Hidrológicos

Unidad Hidrológica	Área (km²)	# de Orden
Micro cuenca	10 – 100	1 , 2 , 3
Sub cuenca	101 - 700	4 , 5
Cuenca	Más de 700	6 a mas

Fuente: Hidrología Chereke

El perímetro real:

El perímetro real Es la longitud de la línea de divortio aquarum. Se mide mediante el curvímeter o directamente se obtiene mediante sistemas digitalizados.

El perímetro esterealizado:

El perímetro estilizado se lo obtiene uniendo el perímetro real a través de rectas representativas siendo mayor que el real y es mucho más fácil de trabajar.

Índice de compacidad o índice de Gravelius:

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

P = Perímetro real en m

A = Área de la cuenca en m².

Es un parámetro adimensional que relaciona el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca. Este parámetro describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración de del sistema hidrológico.

Las cuencas redondeadas tienen tiempos de concentración cortos con gastos picos muy fuertes y recesiones rápidas, mientras que las alargadas tienen gastos picos más atenuados y recesiones más prolongadas.

Las formas de la cuenca, en concordancia con los valores que adopte los índices de compacidad se muestran en la siguiente tabla.

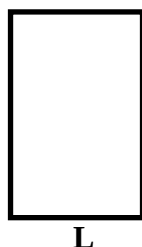
Cuadro 2.2 Formas de la Cuenca de acuerdo al Índice de Compacidad

Clase de Forma	Índice de Compacidad (Kc)	Forma de la cuenca
Clase I	1,0 a 1,25	Casi redonda a oval -redonda
Clase II	1,26 a 1,50	Oval – redonda a Oval – oblonga
Clase III	1,51 a 1,75	Oval – oblonga a Rectangular - oblonga

Fuente: Hidrología Chereke

Rectángulo Equivalente

Es un rectángulo que sirve para comparar cuencas similares cuando no se tienen registros o datos sobre la cuenca estudiada.



$$A_c = l \times L$$

$$Pr = 2 (l + L) = \text{Perímetro Real}$$

Dónde:

$$A_c = \text{Área de la cuenca km.}^2$$

$$Pr = \text{Perímetro Real en km.}$$

2.3.2 Propiedades de relieve:

Curva hipsométrica.

La curva hipsométrica es la representación de las áreas acumuladas versus las cotas entre las que están comprendidas, esta curva nos sirve para determinar la altura media de la cuenca que es un parámetro que permite estimar datos faltantes en alguna cuenca con la referencia de los datos disponibles en otra.

Como así también nos permite establecer comparaciones cualitativas y de criterio común de sus características climatológicas e hidrológicas entre cuencas que estén próximas. La curva hipsométrica de la cuenca del río Cañas permite determinar la altura media de la cuenca, que es la que se refiere a un 50 % del área total de la cuenca.

2.3.3. Propiedades morfométricas.

Densidad de drenaje.

Nos indica que cantidad de cauce tiene la cuenca.

$$Dd = \frac{\sum Lx}{\text{Areacuenca}}$$

Relación de confluencia

La relación de confluencia representa el número de ríos de un orden inferior que en promedio confluyen a ríos de orden superior, se ve que la relación de confluencia de ríos de orden inferior es mayor, como se había previsto.

$$Rc = \frac{Nx}{Nx + 1}$$

Esta relación nos puede indicar también algo acerca de lo accidentada de la topografía de la zona, ya que si hay más número de afluentes de orden 1 que confluyen a ríos de orden 2, quiere decir que existe una barrera orográfica que los separa, o simplemente algunas barreras topográficas que así lo hacen. Esto también nos puede indicar la eficiencia en la recolección de agua de la cuenca, ya que mientras más afluentes haya menos es la distancia

que tiene que recorrer la gota de agua que se precipita sobre la cuenca para ser conducida por un cauce natural.

Relación de longitud.

La relación de longitudes de la cuenca (Rl) es el promedio de todas las relaciones de longitudes parciales. Es un indicador de la capacidad de almacenamiento momentánea de agua e influye en la cantidad instantánea de la componente de escorrentía directa, conocida como máxima avenida o gasto pico

$$L_x = \frac{L_i}{N_x}$$

2.3.4 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 aforo o desemboque.

Este tiempo es constante para toda la cuenca. Para calcular el tiempo de concentración existen varios métodos

Para determinar el tiempo de concentración se requieren los siguientes datos.

Área de la cuenca (km²) → $A_c = \text{km}^2$

Longitud del cauce principal → $L = \text{km}$

Pendiente media del río → $J = \text{m/m}$

Desnivel máximo del curso más largo de agua → $H = \text{m}$

Tiempo de concentración → $t_c = \text{hrs.}$

Método de Kirpich

$$t_c = 0,3 * \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

Fórmula de california

$$t_c = 0,871 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 * L}{0,8\sqrt{H}}$$

Ventura y Heras

$$t_c = 0,05 * \sqrt{\frac{A}{J}}$$

Ecuación de Temes:

$$t_c = 0,3 * \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,75}$$

Ecuación de Rowe:

$$t_c = \left(\frac{0,86 * L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Ecuación de SCS

$$t_c = 0,95 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

2.3.5 Estimación de lluvias máximas e intensidades máximas.

Determinación de la altura de lluvia máxima horaria para un periodo de retorno T y tiempo de duración. Las lluvias máximas deben ser de corta duración o sea deben ser menores a las 24 hrs para lo cual acudimos a la LEY de GUMBEL modificada que es definida por la siguiente expresión.

$$h_{tT} = E_{dp} * \left(\frac{t}{\alpha} \right)^{\beta} * [1 + K_{dp} * \log(T)]$$

Dónde:

E_d = moda ponderada

K_d = característica ponderada

T = periodo de retorno (años)

h_{dt} = altura de lluvia máxima diaria (mm)

t = Es el tiempo de duración de la lluvia (hrs)

β = Es una constante que en nuestro medio se adopta generalmente 0.2

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

Para: $A_c > 20 \text{ [km}^2\text{]} \alpha = 12$

Para: $A_c < 20 \text{ [km}^2\text{]} \alpha = 2$

2.3.6 Estimación de caudales máximos.

Crecidas

Se entiende por crecida a la cantidad o avenida de agua excepcional calculada para un determinado periodo de retorno, las crecidas solo pueden ser estimadas y no garantiza su ocurrencia.

Origen de la crecida

Las crecidas pueden ser agrupadas en consideración a las causas que las producen en tres grandes clases

1.- crecidas de aguaceros.

2.- crecidas en función a la nieve.

3.- crecidas por almacenamiento y descongelamiento de la nieve.

En el caso de la cuenca de la quebrada el arroyo, como en nuestro medio las crecidas son producidas por aguaceros.

Para determinar las crecidas máximas se usan los siguientes métodos.

Método racional

$$Q=C*i*A$$

Dónde:

Q= Caudal máximo con un periodo de retorno de T años, expresado en m³/s.

C= Coeficiente de escurrimiento (o coeficiente de escorrentía).

i= Intensidad de la precipitación concentrada en m/s en un período igual al tiempo de concentración t_c.

A= Área de la cuenca hidrográfica en m².

Cuadro 2.3 Coeficientes de escorrentía para diferentes tipos de Superficie

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
Condición pobre (cobertura vegetal inferior a 50% de la superficie)							
Pendiente baja (0-2%)	0,32	0,34	0,47	0,40	0,44	0,47	0,58
Pendiente baja (2-7%)	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Pendiente baja (>7%)	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
Condición media (cobertura vegetal entre el 50 y el 75% del área)							
Pendiente baja (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Pendiente baja (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente baja (>7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Condición pobre (cobertura vegetal superior a 75% del área)							
Pendiente baja (0-2%)	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Pendiente baja (2-7%)	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Pendiente baja (>7%)	0,34	0,37	0,40	,44	,47	0,51	0,58
Zonas rurales							
Campos de cultivo							
Pendiente baja (0-2%)	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
Pendiente baja (2-7%)	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60

Fuente: Hidrología Máximo Villón

Método de MacMath

$$Q = 0,0091 * C * I * A^{\frac{4}{5}} * S^{1/5}$$

Q= Caudal máximo con un periodo de retorno de T años, expresado en m³/s.

C=Coeficiente de escurrimiento (o coeficiente de escorrentía).

i= Intensidad de la precipitación concentrada en m/s en un período igual al tiempo de concentración t_c.

A= Área de la cuenca hidrográfica en m².

S= pendiente promedio del cauce principal %.

Método del hidrograma triangular

$$Q_p = \frac{2,08 * A * h}{T_p}$$

Q= Caudal máximo expresado en m³/s.

A= Área de la cuenca hidrográfica en m².

T_p= tiempo al pico expresado en horas.

h.=altura de lluvia en m.

2.3.7 Calculo de Socavación

Para el cálculo de socavación serán considerados tres métodos.

Método de Lischvan-Levediev

Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y por lo tanto, éste no debe adicionarse.

$$H_s = \left[\frac{\alpha * h^{5/3}}{0,6 * \beta * \mu * \varphi * \gamma S^{1,18}} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

Hs y h (m)

Dm (mm)

β =coeficiente de frecuencia.

μ =factor de corrección por contracción del cauce

φ =factor de corrección por forma de transporte de sedimentos

$$H_s = \left[\frac{\alpha * h^{5/3}}{0,6 * \beta * \mu * \varphi * \gamma_s^{1,18}} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

Hs y h (m)

γ_s = peso específico del sedimento del lecho en tn/m³.

β =coeficiente de frecuencia.

μ =factor de corrección por contracción del cauce

φ =factor de corrección por forma de transporte de sedimentos

Método de Straub

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0,642} * h_1$$

Donde:

Ds = Hs – h₁

B₁ = ancho de la superficie libre aguas arriba de la contracción en m.

B₂ = ancho de la superficie del cauce en la contracción en m.

h_1 = tirante de agua aguas arriba de la contracción en m.

Método de Laursen

Calculo de socavación por contracción en lecho móvil

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} * \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{k_1}$$

$$D_s = H_s - h_2$$

Calculo de socavación por contracción en agua clara.

$$H_s = \left[\frac{0,025 * Q_2^2}{B_2^2 * D_m^{2/3}} \right]^{3/7}$$

$$D_s = H_s - h_2$$

Donde:

D_s = profundidad media de socavación por contracción en m.

H_s = profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación en m.

h_2 = profundidad existente en la sección contraída del puente antes de la socavación en m.

Q_2 = caudal a través del puente o en las laderas sin transporte de sedimentos en m³/s.

D_m = Diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo

B_2 = ancho efectivo del cauce en el puente descontado el ancho en m.

2.4 Estudio de suelos.

2.4.1 Clasificación de suelos

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar en forma concisa a las características generales de los suelos, que son infinitamente variadas sin una descripción detallada. Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados comúnmente por los ingenieros de suelos. Estos son el sistema de clasificación AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

2.4.2 Capacidad portante.

En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Para determinar la capacidad portante se realiza el ensayo SPT.

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico

Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente.

2.5 Emplazamiento definitivo y predimensionamiento de la estructura.

Debe ser de tal manera de que garantice visibilidad, respuesta estructural y comportamiento hidráulico.

El trazo de accesos a puentes, ubicadas en curvas horizontales debe ser proyectado considerando radios mínimos que garanticen la seguridad a los usuarios y la transitabilidad en forma continua.

2.5.1 Distancia de visibilidad en curvas horizontales

La distancia de visibilidad en el interior de las curvas horizontales es un elemento del diseño del alineamiento horizontal.

Cuando hay obstrucciones a la visibilidad (tales como taludes de corte, paredes o barreras longitudinales) en el lado interno de una curva horizontal, se requiere un ajuste en el diseño de la sección transversal normal o en el alineamiento, cuando la obstrucción no puede ser removida.

De modo general, en el diseño de una curva horizontal, la línea de visibilidad deberá ser por lo menos igual a la distancia de parada correspondiente, y se mide a lo largo del eje central del carril interior de la curva.

El mínimo radio de curvatura es un valor límite que está dado en función del valor máximo del peralte y del factor máximo de fricción, para una velocidad directriz determinada.

En el alineamiento horizontal de un tramo carretero diseñado para una velocidad directriz, un radio mínimo y un peralte máximo, como parámetros básicos, debe evitarse el empleo de curvas de radio mínimo. En general, se deberá tratar de usar curvas de radio amplio, reservando el empleo de radios mínimos para las condiciones más críticas.

Curvas verticales.

Las curvas verticales son curvas que se diseñan cuando se interceptan dos tangentes, en forma vertical, de un tramo de carretera. Con el fin de suavizar la intersección de dos

tangentes, por medio de curvas verticales, se crea un cambio gradual entre las tangentes, de este modo se genera una transición, entre una pendiente y otra, cómoda para el usuario de la vía. Según su proyección las curvas verticales se clasifican en simétricas y asimétricas.

2.6 Materiales.

2.6.1 Hormigón normal

La norma AASHTO 2004 clasifica a los hormigones según su resistencia a la compresión según lo mostrado en la siguiente.

Tabla 2.1 Clasificación de Hormigones según AASHTO

Clases de Hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua - cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASHTO M43	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m ³	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	Mpa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6±1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5±1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	7±1,5	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45		12,5 a 4,75	28
P	334	0,49	Según especificaciones	25 a 4,75 o 19 a 4,75	Según especificaciones
P(HPC)					
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica documentación técnica			

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

2.6.1.1 Módulo de elasticidad.

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

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

Dónde:

E_c = módulo de elasticidad en MPa.

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

2.6.2 Hormigón de pretensado

2.6.2.1 Esfuerzos permisibles del hormigón para miembros pretensados sujetos a flexión.

Según la norma AASHTO:

En transferencia

$$f_{min} = -\frac{1}{4} * \sqrt{f'_{ci}} \quad f_{max} = 0,6f'_{ci}$$

En servicio

$$f_{min} = -\frac{1}{2} * \sqrt{f'_c} \quad f_{max} = 0,45f'_c$$

Donde:

$f'_{mín}$ = esfuerzo admisible del hormigón en tracción en etapa de transferencia en MPa (valor -)

$f'_{máx}$ = esfuerzo admisible del hormigón en compresión en etapa de transferencia en MPa (valor +)

$f_{mín}$ = esfuerzo admisible del hormigón en tracción en etapa de servicio en MPa (valor -)

$f_{máx}$ = esfuerzo admisible del hormigón en compresión en etapa de servicio en MPa (valor+)

f'_{ci} = resistencia del hormigón en tiempo de carga (MPa)

$f' c$ = resistencia del hormigón en tiempo de servicio (MPa)

2.6.3 Acero de refuerzo.

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

2.6.3.1 Módulo de Elasticidad.

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

Tabla 2.2 Diámetros comerciales de Barras

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

Fuente: Hormigón Armado de Jiménez Montoya

2.6.4 Acero de pretensado.

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las normas para materiales.

Para el caso de diseño se usara el acero de baja relajación de media pulgada de Grado 270.

2.6.4.1 Módulo de Elasticidad.

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar para cables: $E_p = 197.000$ MPa, y para barras: $E_p = 207.000$ MPa.

2.6.4.2 Propiedades del acero de pretensado.

Tabla 2.3 Propiedades del acero de pretensado dado por la norma AASHTO

Material	Grado o tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la Tracción f_{pu} (Mpa)	Tensión de fluencia, f_{py} (Mpa)
Cables	1725 Mpa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pu} , excepto 90% para cables de baja relajación
	1860 Mpa (Grado 270)	9,53 a 5,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Corrugadas	16 a 35	1035	80% de f_{pu}

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

2.6.4.3 Restricciones de tesado de los cables.

Según AASHTO se tiene la siguiente.

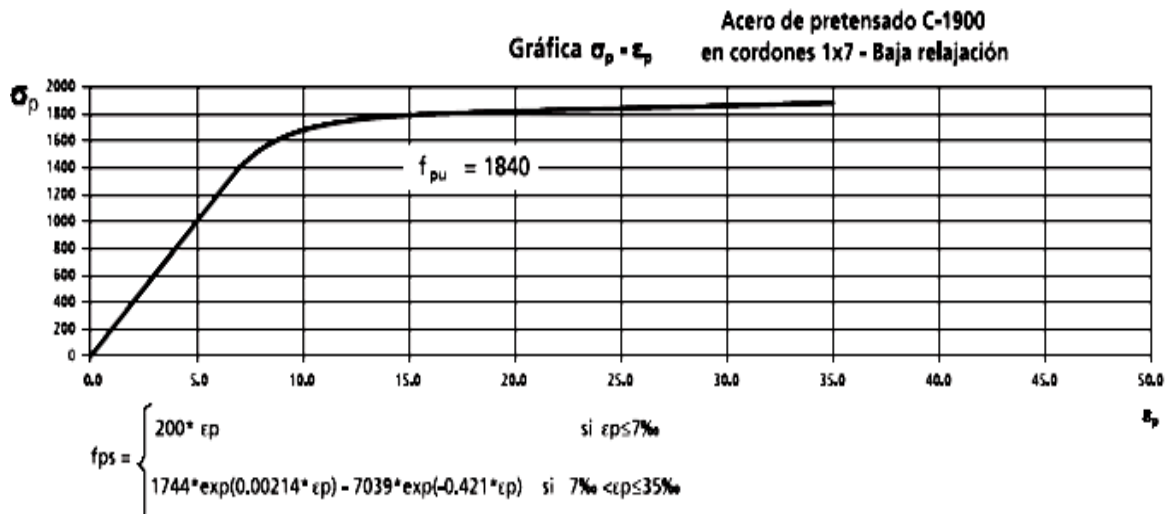
Cuadro 2.4 Restricciones de los esfuerzos del cable

Operaciones de tesado	
$\sigma_{\text{tracción}}$	$0.90 \cdot f_{py}$
En transferencia	
$\sigma_{\text{tracción}}$	$0.7 \cdot f_{pu}$
$\sigma_{\text{tracción}}$	$0.74 \cdot f_{pu}$
Servicio	
$\sigma_{\text{tracción}}$	$0.8 \cdot f_{py}$

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

2.6.4.4 Curva esfuerzo-deformación del acero de pretensado.

Grafico 2.1 Curva esfuerzo-deformación del acero de G-270



2.6.4.5 Anclajes de MTC

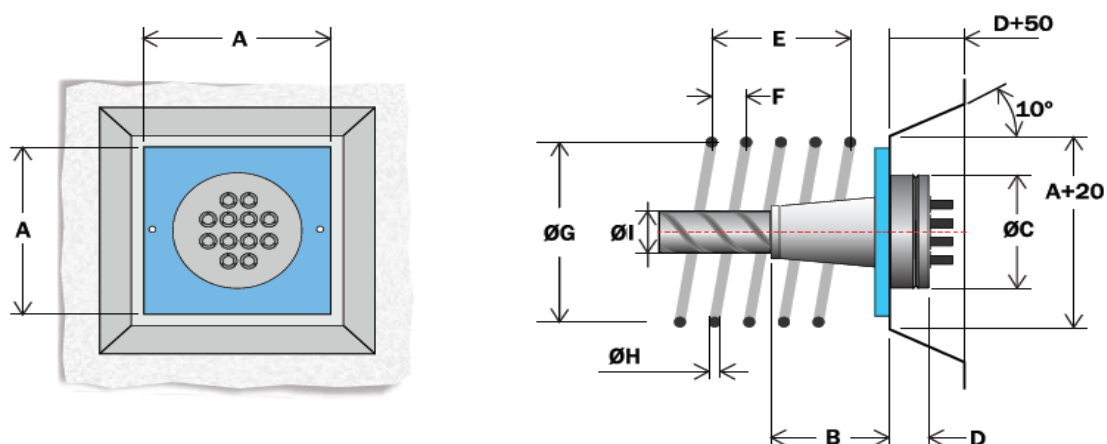
Según el catálogo de sistemas de anclajes de PROTENDE se usará el anclaje MTC con las siguientes características.

Figura 2.1 Anclaje tipo MTC



Fuente: Catálogo de productos de PROTENDE

Figura 2.2 Detalles del Anclaje tipo MTC



					ARMADURA DE FRETAGEM - CA-25				Bainha
Dimensões Tipo	A mm	B mm	Ø C mm	D mm	E mm	F mm	Ø G mm	Ø H mm	Ø I mm
AA 12,7 MTC 4	160	114	102	45	200	50	140	10	40
AA 12,7 MTC 6	180	161	127	50	200	50	170	10	50
AA 12,7 MTC 7	190	165	127	50	250	50	180	10	55
AA 12,7 MTC 8	210	241	140	50	300	50	190	10	55
AA 12,7 MTC 9	220	213	152	50	300	50	200	10	60
AA 12,7 MTC 10	240	281	165	57	300	50	220	10	65
AA 12,7 MTC 12	240	227	165	57	350	50	220	12	65
AA 12,7 MTC 15	290	350	197	60	350	50	270	12	70
AA 12,7 MTC 19	320	344	216	60	400	50	290	12	80
AA 12,7 MTC 22	350	401	229	60	450	60	320	16	85
AA 12,7 MTC 27	380	453	267	75	600	70	410	20	90
AA 12,7 MTC 31	430	458	279	85	600	70	430	20	100
AA 15,2 MTC 4	170	117	114	50	200	50	160	10	45
AA 15,2 MTC 6	210	141	140	55	300	50	190	10	60
AA 15,2 MTC 7	230	123	152	55	350	50	210	12	65
AA 15,2 MTC 9	260	227	178	55	350	50	240	12	70
AA 15,2 MTC 12	300	194	203	60	400	50	280	12	80
AA 15,2 MTC 15	340	375	229	65	450	50	310	12	85
AA 15,2 MTC 19	380	335	229	65	500	50	350	16	95
AA 15,2 MTC 22	420	381	267	75	600	70	430	20	100
AA 15,2 MTC 27	450	427	305	95	650	70	470	20	110

Fuente: Catálogo de productos de PROTENDE

2.7 Cargas de Diseño

2.7.1 Cargas permanentes DC DW y EV

DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

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

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

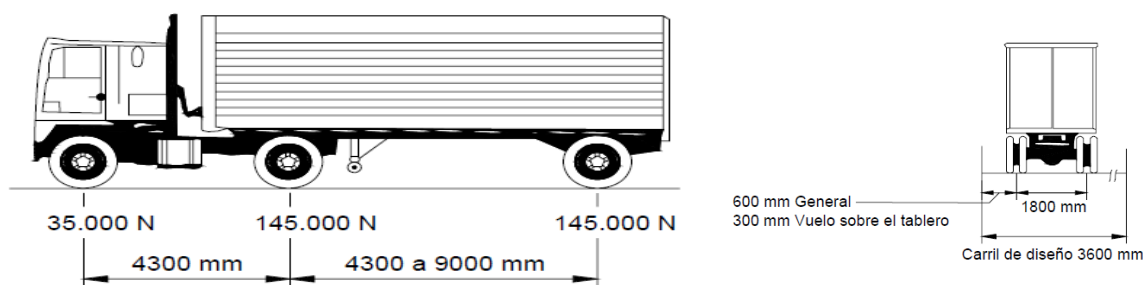
Tabla 2.4 Densidades de Materiales

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo, arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35\text{MPa}$	2320
	Densidad normal con $f'_c \leq 35\text{MPa} \leq 105\text{MPa}$	$2240,29 * f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Silería		27250
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

2.7.2 Sobrecargas vivas LL

Figura 2.3 Camión de diseño



Fuente: Norma AASHTO 2004

La distancia entre los dos ejes más pesados se toma como aquella que, estando entre los límites de 4.30m y 9.00m., resulta en los mayores efectos.

2.7.3 Carga de carril de diseño (sobrecarga vehicular) LS

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

a) La sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de:

Camión de diseño o tándem de diseño + Carga de carril de diseño.

b) Para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño.

2.7.4 Factor de presencia múltiple

La solicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga.

Tabla 2.5 Factor de Presencia Múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,2
2	1
3	0,85
> 3	0,65

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

2.7.5 Incremento por carga dinámica

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

Tabla 2.6 Incremento por Carga de Impacto

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: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

Nota.- No se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño.

Tampoco en muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura ni en componentes de fundaciones que estén completamente por debajo del nivel del terreno.

2.7.6 Fuerza de frenado en los vehículos.

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

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

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 aplicarán los factores de presencia múltiple. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

En nuestro medio es recomendable tomar un valor del 5 por ciento del peso total del camión de diseño.

2.7.7 Empuje del suelo

Las cargas consideradas por empuje de suelo son:

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

DD: fricción negativa

El empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno, e inclinación del muro.

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

$$p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot z$$

Dónde:

p = empuje lateral del suelo (Kg/m²)

k = coeficiente de empuje lateral tomado como k_0 , especificado en el Artículo 3.11.5.2, para muros que no se deforman ni mueven, k_a , especificado en los Artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p , especificado en el Artículo 3.11.5.4, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = densidad del suelo (kg/m³)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

Coefficiente de empuje lateral activo:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta * \cos(\delta + \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\theta - \delta)}} \right]^2}$$

Donde:

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro

α = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la vertical

ϕ = ángulo efectivo de fricción interna.

Tabla 2.7 Valores de Angulo de Fricción y Relleno

Materiales en interface	Angulo de fricción, $\delta(^{\circ})$	Coef. de fricción, $\tan\delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
»Roca sana y limpia	35	0,7
»Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,6
»Arena limpia fina a media, arena limosa media gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 31	0,45 a 0,55
»Arena limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
»Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
»Arcilla residual o pre consolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,4 a 0,49
»Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

2.7.9 Sobrecarga viva LS

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

Tabla 2.8 Valores Altura equivalente para Sobrecarga

Altura del estribo (m)	heq (m)
1,5	1,2
3	0,9
≥ 6	0,6

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

2.7.10 Presión hidráulica

La presión hidráulica se determinará con la siguiente expresión:

$$W_A = \frac{1}{2} * \gamma_w * H^2$$

Donde:

W_A = Presión lateral hidráulica kg/m^2

γ_w = peso específico del agua kg/m^3

H = altura de columna de agua m.

2.8 Combinaciones de carga y factores de carga

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \gamma_i Q_i$$

γ_i = modificador de las cargas

Q_i = sollicitación

γ_{ii} = factor de carga

2.8.1 Estados Límites

- RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas 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 sollicitaciones 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 normales.
- 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 respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

En nuestro caso de diseño solo se empleara los estados de resistencia I y de servicio I, por razones de la zona (vientos no supera los 90km/h y no está dentro de la zona de sísmica) y aplicación de cargas son los únicos que se puede aplicar a este caso.

Tabla 2.9 Combinaciones de Carga y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC	LL								Usar sólo uno por vez			
	DD	IM											
	DW	CE											
	EH	BR											
	EV	PL					TU						
	ES	LS					CR						
Estado Límite	EL		WA	WS	WL	FR	SH	TG	SE	EQ	IC	CT	CV

2.6Diseño estructural

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

Tabla 2.10 Factores de carga para cargas permanentes

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

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

2.8.2 Denominación de las Cargas

2.8.2.1 Cargas Permanentes:

DD = fricción negativa (down drag)

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postesado.

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

2.8.2.2 Cargas Transitorias:

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga de la carga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento

SH = contracción

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

2.8.3 Factores de resistencia

El factor de resistencia ϕ se deberá tomar como:

- Para flexión y tracción del hormigón armado.....0,90
- Para flexión y tracción del hormigón pretensado..... 1,00
- Para corte y torsión:
 - hormigón de densidad normal..... 0,90
 - hormigón de baja densidad..... 0,70
- Para compresión axial con espirales o zunchos: a excepción
de lo especificado en el correspondiente a evento extremo..... 0,75
- Para apoyo sobre hormigón.....0,70
- Para compresión en modelos de bielas y tirantes..... 0,70
- Para compresión en zonas de anclaje:
 - hormigón de densidad normal.....0,80
 - hormigón de baja densidad.....0,65

- Para tracción en el acero en las zonas de anclaje..... 1,00
- Para resistencia durante el hincado de pilotes..... 1,00

2.9 Diseño estructural

2.9.1 Superestructura.

2.9.1.1 Barandado.

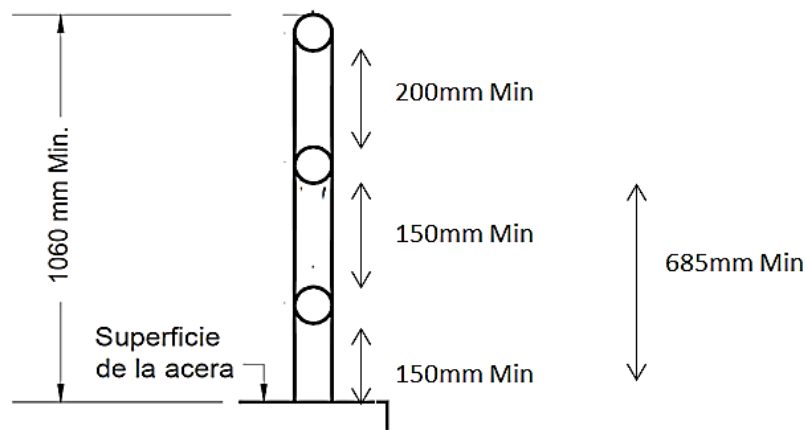
De acuerdo a las especificaciones AASHTO se tiene las siguientes dimensiones.

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

Las separaciones arriba indicadas no se deben aplicar a las barandas tipo cerco eslabonado o de malla metálica ni a sus postes. En este tipo de barandas las aberturas no deberán ser mayores que 50mm.

Figura 2.4 Esquema de Dimensiones Recomendadas de Barandado peatonal



Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD
Sobrecargas del Barandado.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73\text{N/mm}$, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

2.9.1.2 Postes.

La separación de postes se calcula según la longitud del puente la separación recomendable va entre 1,5m y 2.2m.

Sobrecargas del poste.

Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1500 mm, en un punto ubicado 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, PLL, en N, se deberá tomar como:

$$\text{PLL} = 890 + 0,73 L = N$$

Dónde:

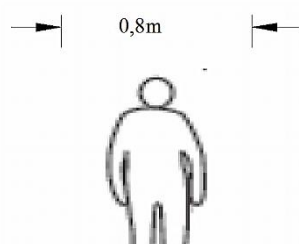
PLL= Sobrecarga de diseño de poste (N)

L = separación entre postes (mm)

2.9.1.3 Acera.

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento, el ancho de acera mínimo es de 60cm, por fines de confort y basándose en criterios de espacios arquitectónicos se adoptara una acera de 80cm.

Figura 2.5 Espacio que ocupa una persona promedio



Fuente: Arquitectura y Urbanismo UNAM

Sobrecargas de la acera

- **Cargas peatonales**

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

- **Cargas vehiculares.**

Como sobrecarga vehicular se aplicará la carga puntual de una llanta delantera del camión de diseño situada a 30cm de la baranda.

2.9.1.4 Bordillo

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura mínima es de 25cm, y son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

Sobrecargas

En el diseño de bordillo se analizan los diferentes estados de carga debido a carga peatonal, de la llanta delantera sobre la acera y como principal la carga de colisión aplicada a 25cm de la capa de rodadura con un valor de 7,5KN/m.

2.9.1.5 Losa de tablero.

Es una estructura isotrópica que se encarga de recibir las cargas vehiculares y de los demás elementos (barandado, aceras, bordillos, etc.). Su profundidad se puede determinar a partir de la tabla siguiente.

Tabla 2.11 Cantos recomendados por AASHTO

Material	Tipo	Tramos simples (mm)	Tramos continuos (mm)
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al trafico	$\frac{1,2 * (S + 3000)}{30}$	$\frac{(S + 3000)}{30} \geq 165mm$
	Vigas T	0,070*L	0,065*L

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

A menos que el propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175mm.

Sobrecargas.

Como el ancho de faja excede los 4,6m la norma nos recomienda aplicar las cargas de carril de diseño y de camión de diseño, posicionando estos efectos en las posiciones más desfavorables de modo que ocasionen los máximos esfuerzos.

Análisis estructural.

Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual al ancho de la faja según corresponda su signo. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

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

- Para construcciones monolíticas y vigas cajón de hormigón – en la cara del componente de apoyo;

- Para vigas de acero y madera – un cuarto del ancho de ala a partir del eje del apoyo;
- Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de

Te y doble Te – un tercio del ancho del ala, pero nomás de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Para los propósitos del presente artículo, cada una de las almas de una viga cajón de acero u hormigón se puede tratar como un componente de apoyo independiente.

Tabla 2.12 Fajas Equivalentes

Tipo de Tablero	Dirección de la faja primaria en relación con el tráfico	Ancho de la faja primaria (mm)
Hormigón: -Colado in situ	Vuelo Paralela o perpendicular	$1140 + 0,833 \cdot x$ + M: $660 + 0,55 \cdot S$ -M: $1220 + 0,25 \cdot S$

Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

2.9.2 Vigas de hormigón postesado.

Peralte. AASHTO recomienda un peralte mínimo, para estimar la altura del peralte de las vigas. Estas relaciones tienen como objetivo prevenir las deflexiones excesivas que podrían afectar la funcionalidad de la estructura.

Tabla 2.13 Peraltes mínimos para superestructuras de sección constante

Material	Tipo	Longitud (m)	
Concreto	Vigas cajón	$0,045 \cdot L$	$0,045 \cdot L$
	Vigas I prefabricados	$0,045 \cdot L$	$0,045 \cdot L$
Pretensado	Vigas para estructuras peatonales	$0,045 \cdot L$	$0,045 \cdot L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,045 \cdot L$	$0,045 \cdot L$

Fuente: Manual de diseño de puentes MTC

El espaciamiento entre vigas será aproximadamente 1.5 ó 2 veces el peralte de la viga. Los valores suelen estar entre 2.0 y 3.0 m. Asimismo, en algunos casos es conveniente hacer varias combinaciones para obtener la solución más económica.

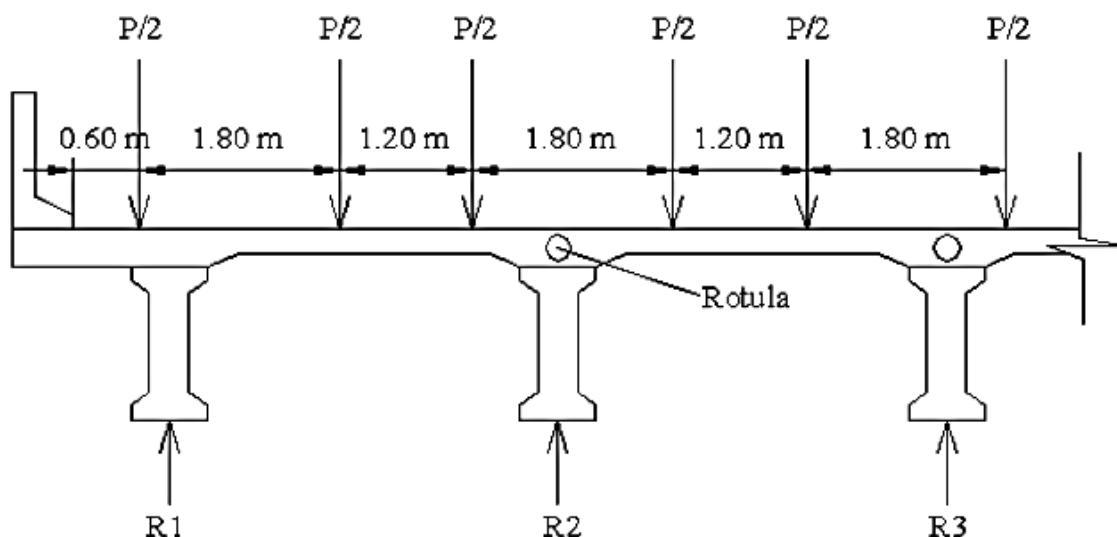
Como la ubicación de los vehículos en un puente es muy variable, tanto longitudinalmente como transversalmente, el cálculo de los esfuerzos máximos para fines prácticos puede ser aproximado. El análisis transversal consiste en distribuir los esfuerzos totales en cada sección entre los elementos de la sección transversal mediante el denominado Factor de distribución. A continuación se presentan los requerimientos de AASHTO y del Manual de Diseño de Puentes del MTC – DGCF sobre vigas.

Las siguientes condiciones deben ser satisfechas:

- Ancho de tablero constante
- Número de vigas mayor o igual a 4 a menos que se indique lo contrario.
- La calzada del volado no excederá a 0.91 m.

Para espaciamientos entre vigas que no se especifiquen aquí, el factor de distribución por carga viva será determinado por la regla de la palanca. Esta regla consiste en hallar la reacción en los apoyos de la losa (vigas) tomando los momentos alrededor de otro y asumiendo que los apoyos giran cuando los carriles están cargados, excepto en la viga exterior donde se considera la losa continua.

Figura 2.6 Regla de la Palanca



Fuente: Manual de diseño de puentes MTC
Además, AASHTO especifica que los factores debido a los múltiples carriles cargados no serán usados con estos métodos aproximados, ya que estos factores ya están incluidos en los factores de distribución.

2.9.3 Pérdidas del pretensado.

La fuerza de pretensado inicial P aplicado a una sección transversal de hormigón no es constante porque disminuye con el tiempo hasta alcanzar un valor final o permanente (nP), donde n es el coeficiente de pérdida. Se suponen conocidos nP y P . en efecto se calcula nP con la condición de tensión ≤ 0 en una fibra extrema para $T=Q$ y luego se fija n : valor que debe ser verificado después de un análisis de las pérdidas o de la adaptación de un valor total de las pérdidas.

En general es importante el análisis de las perdidas si estas se subestiman se producirán tracciones no previstas. Por el contrario, si dichas pérdidas se súper estiman, se originaran deformaciones y tensiones no anticipadas.

Las pérdidas se consideran como si ocurrieran en forma separada aunque se incluyen ciertos ajustes arbitrarios para tener en cuenta la interdependencia de las perdidas dependientes del tiempo. Las pérdidas se distinguen en:

a) Pérdidas instantáneas. Para las perdidas instantáneas por conveniencia se usa el cálculo sugerido por el fabricante.

- Pérdida por fricción.

Este tipo de pérdidas se da solamente en elementos postesados y se producen durante la puesta en tensión de los cables.

La puesta en tensión de la armadura implica su alargamiento y por lo tanto un desplazamiento relativo respecto a las vainas. Existen tres causas de pérdidas por rozamiento (fricción):

- Rozamiento en curva
- Rozamiento en recta
- Rozamiento en desviadores (pretensado externo)

Se propone la siguiente expresión para el cálculo de las pérdidas por fricción:

$$P_x = P_0 * e^{-(k * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})}$$

$$\Delta f_{pF} = (P_o - P_x)/P_o$$

Donde

P_{pj} = Fuerza de tesado en el extremo desde donde se efectúa el tesado

P_{px} = Fuerza de tesado evaluada a una distancia “ l_{px} ” del extremo desde donde se efectúa el tesado

K = Coeficiente de desviación accidental (rozamiento parásito o rozamiento en recta) por metro lineal de cable.

l_{px} = Longitud de cable medida desde el extremo desde donde se efectúa el pretensado

μ_p = Coeficiente de fricción por curvatura (o en curva)

α_{px} = Suma de los valores absolutos de las variaciones angulares (desviaciones sucesivas), medidas en radianes, que se producen en el cable a lo largo de l_{px}

Los valores K y μ_p deben obtenerse en forma experimental. Los fabricantes que tienen un sistema de pretensado dan los valores correspondientes a sus sistemas aunque éstos pueden variar fuertemente de acuerdo con la calidad de ejecución de los trabajos en obra.

- **Pérdida por acortamiento elástico.**

Si la armadura estuviera constituida por un único elemento tensor, el acortamiento del hormigón por efecto del proceso de postesado no provocaría una pérdida en la fuerza del cable dado que, al estar apoyado el gato contra la pieza de hormigón, este acortamiento sería compensado por un mayor recorrido del cilindro.

En el caso de existir más de un elemento tensor sí existirán pérdidas producidas por el acortamiento que introduce la puesta en tensión de un cable sobre los cables ya anclados. Estas pérdidas suelen denominarse por “no simultaneidad del pretensado”. A los efectos prácticos suele representarse el fenómeno anterior a través de una pérdida de tensión media del conjunto de las armaduras activas igual a la mitad del producto de la relación entre

módulos de elasticidad entre el acero y el hormigón y la tensión que el pretensado y las cargas externas concomitantes en el momento del tesado producen en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores. En realidad, si el número “n” de cables a tesar no es muy grande, en lugar de la mitad del cociente citado habría que tomar una fracción igual a: $(n - 1) / (2 \cdot n)$.

$$\Delta f_E = \frac{1}{2} * \frac{(n - 1)}{n} * E_s * \frac{f_{cs}}{E_{ci}}$$

n = Numero de tendones tesados.

Es = Modulo de elasticidad del acero.

Eci = Modulo de elasticidad del concreto el día del tesado.

fcs = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento.

- **Pérdida por deslizamiento de los anclajes.**

Para producir la transferencia de esfuerzos del gato a los anclajes, se disminuye gradualmente la fuerza que el gato ejerce sobre los elementos tensores por lo que éstos tienden a acortarse. Un dispositivo de anclaje ideal sería aquel que impida totalmente que durante la transferencia se produzcan acortamientos de los elementos tensores en el interior de la pieza que se está pretensando. Los anclajes reales (sobre todo los constituidos por cuñas) permiten un cierto deslizamiento que en nuestro medio suele denominarse “acuñamiento”. Los proveedores de sistemas de pretensado dan datos referentes a los deslizamientos esperables para cada uno de sus sistemas de anclaje (set). Dado que los corrimientos tienden a producir movimientos relativos entre los elementos tensores y las vainas, se ponen en juego fuerzas de rozamiento que, si las piezas que se están pretensando son suficientemente largas, terminan por anular los efectos del acuñamiento a una cierta distancia del apoyo activo .A los efectos prácticos puede suponerse que la fricción actúa

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta L}{L} * E_s$$

con igual intensidad tanto en el proceso de alargamiento como en el de acortamiento del cable.

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta L}{L} * E_s$$

E_s = Modulo de elasticidad del acero

L = Longitud del cable

ΔL = Longitud de deslizamiento de los anclajes dada por el fabricante.

b) Pérdidas diferidas en el tiempo.

- Pérdida por fluencia del concreto

De forma simplificada se engloban en el concepto de fluencia todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas, que dependen de la tensión. También en forma simplificada, y siempre que la tensión actuante no sea demasiado elevada (digamos no superior al 40 o 50% de la tensión de rotura), la deformación de fluencia puede suponerse proporcional a la deformación elástica instantánea.

En rigor la fluencia lenta se ve afectada por prácticamente los mismos factores que la contracción aunque la bibliografía recomendada por el CIRSOC hace un abordaje bastante simplificado a través de la expresión:

$$\Delta f_F = k_{cr} * E_s / E_c * (f_{cir} - f_{cds})$$

$$f_{cir} = k_{cir} * f_{cpi} - f_g$$

Donde

k_{cir} = 0,9 para elementos pretensados y 1,0 para elementos postesados

K_{cr} = 2,0 para elementos pretesados y 1,6 para elementos postesados

E_s = Módulo de elasticidad de los elementos tensores

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón a 28 días

f_{cir} = Tensión de compresión neta en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del pretensado

f_{cds} = Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debida a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado

La diferencia entre los valores de K_{cr} para elementos pretesados y postesados admite el mismo comentario respecto a las edades del hormigón en el momento del tesado que se hizo en el caso de contracción.

- **Pérdida por relajación del acero.**

La única pérdida significativa que presenta el acero en el tiempo es la relajación, es decir, la pérdida de tensión a deformación constante.

El valor de la relajación depende del tipo de acero, de la tensión de tesado, del tiempo transcurrido desde la puesta en tensión y de la temperatura. Asimismo depende de la interrelación con las otras pérdidas diferidas.

$$\Delta f_{RE} = (k_{re} - J * (\Delta f_A + \Delta f_F + \Delta f_C)) * C$$

k_{re} = Valores básicos de relajación

J = Factor de interacción para la reducción de tensión debido a otras pérdidas

C = Factor por nivel de tensión (f_{pi} / f_{pu})

f_{pi} = Tensión en los elementos tensores producida por $f_{pi} = P_{pi} / A_{ps}$

P_{pi} = Fuerza de pretensado en la sección en estudio descontadas solamente las pérdidas por fricción y por acuanamiento de anclajes, pero antes de ES, CR, SH y RE

A_{ps} = Sección transversal de los elementos tensores

- **Pérdida por contracción del concreto.**

La contracción es la deformación que sufre una pieza de hormigón por movimientos del agua no fijada químicamente al gel de cemento. Aunque el fenómeno más conocido es la pérdida de agua con la consiguiente disminución de volumen, existe también el fenómeno opuesto denominado hinchamiento o expansión.

Obviamente, desde el punto de vista práctico interesa solamente la contracción que se produce desde el momento del tesado hasta el momento en que se desea conocer el pretensado efectivo.

Dado que la mayoría de los elementos pretensados son puestos en tensión a edades muy tempranas, los efectos de la contracción son mucho más importantes que en elementos postesados.

La expresión que propone es la siguiente:

$$\Delta f_c = 8,2E6 * ksh * Es * \left(1 - \frac{0,024V}{s}\right) * (100 - RH)=$$

Donde:

RH: Humedad media del ambiente que rodea al elemento

V/S: Relación entre la sección transversal de la pieza y su perímetro (en rigor se trata de la relación Volumen/Superficie). En algunos textos se la denomina “espesor ficticio”.

Ksh = 1,0 para elementos pretensados

Ksh = Para elementos postesados en función del tiempo.

Es = Módulo de elasticidad de los elementos tensores

RH = Humedad relativa media en %.

Solicitaciones a corte.

En elementos preesforzados se presentan dos tipos de agrietamiento:

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

-Agrietamiento de cortante por cortante en el alma, empieza en un punto interior del elemento, para un cortante nominal V_{cw} , cuando los esfuerzos principales de tracción

exceden la resistencia a tracción del concreto, y luego se propagan diagonalmente tanto hacia arriba como hacia abajo. Se presentan a menudo en vigas delgadas sometidas a altas fuerzas de preesfuerzo.

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal; la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto V_c , se supone igual al menor de los valores V_{ci} y V_{cw} .

2.9.4 Diafragmas.

Las vigas diafragmas son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas T, en apoyos, y en puntos intermedios para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales. En este caso la ubicación de los diafragmas obedece a disposiciones anteriores del AASHTO que sugerían se les coloque en intervalos que no excedan 12.19m (40'). Se ha optado por ello colocar diafragmas en los extremos de la superestructura y en el centro.

El Art. 9.7.1.4 de las Especificaciones LRFD requiere además que los tableros en las líneas de discontinuidad, caso de bordes, sean reforzados por una viga u otro elemento, la cual debe estar integrada o actuar de forma compuesta con el tablero.

Las vigas de borde se pueden diseñar como vigas con ancho para la distribución de la carga viva similar al ancho efectivo del tablero especificado en el Artículo 4.6.2.1.4. Para el presente caso de modo conservador se distribuye la carga viva exclusivamente sobre el ancho del diafragma, lo cual es aceptable. El peralte estará entre 70 y 75% de del peralte de las vigas longitudinales y su ancho entre 20 y 30 cm de ancho.

Sobrecargas.

Para el análisis de sobrecargas se usa el método de Courbon, en el cual solo se analiza el camión de diseño.

2.9.5 Aparatos de apoyo.

Son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puentecuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones.

Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, cargas vehiculares, viento, sismo, frenado, fuerza centrífuga, entre otras. Los desplazamientos transversales y longitudinales, y las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas así como de variaciones de temperatura, flujo plástico, retracción, fatiga, etc.

Pueden ser clasificados como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos traslacionales. Los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotaciones.

Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita translaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos.

Son flexibles en cortante pero a la vez muy rígidos para los cambios volumétricos; en compresión, se expanden lateralmente.

En puentes de tramos medio a corto, donde las cargas son bajas, es posible utilizar elastómeros simples. Para cargas sustanciales es posible reforzar el elastómero con acero (zunchos) o fibra de vidrio.

Los dispositivos de elastómero zunchados están conformados por capas de neopreno y láminas de acero alternadas adheridas al caucho por vulcanización.

Los aparatos de apoyo se diseñan para estado de servicio.

Las cargas consideradas en aparatos de apoyo son.

- Cargas instantáneas
- Cargas debido a fluencias lentas
- Las fuerzas consideradas en los aparatos de apoyo son.
- Reacción vertical debido a carga viva y carril de diseño-

Fuerza de frenado

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

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tandem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril ó 5 por ciento del tandem de diseño más la carga del carril.

Las deformaciones por fluencia lenta del hormigón se deben determinar lassolicitaciones y deformaciones provocadas por la fluencialenta se deberá considerar la dependencia del tiempo y lasvariaciones de las tensiones de compresión.

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportarla carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

Estribo en voladizo (concreto armado)

Son económicos cuando su altura está entre 4 y 10 metros. Adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante y cuando los agregados son escasos o el transporte de los mismos no es económico.

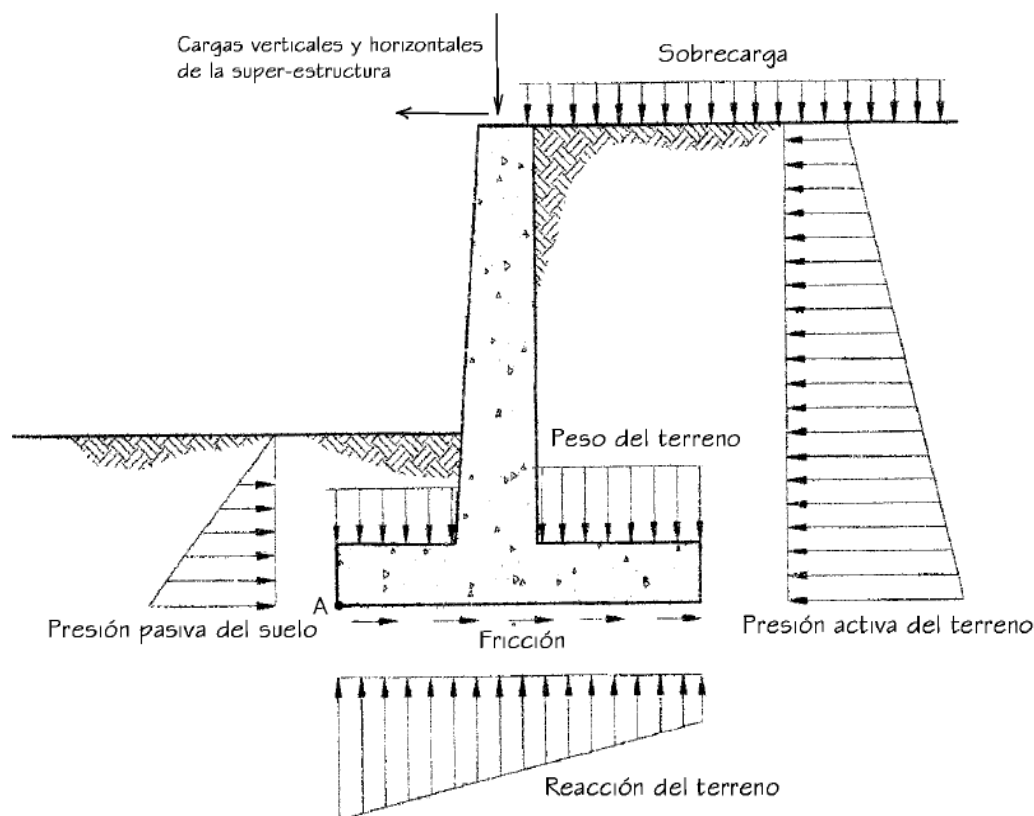
Diagram of a T-shaped cross-section of a reinforced concrete slab. The vertical stem has a height H and a minimum width of 0.02 . The horizontal base has a thickness D and a width of $0.1H$. The total width of the base is 0.5 a $0.7 H$. The diagram shows the reinforcement layout with top and bottom bars.

56

Sobrecargas.

Se deberá analizar para todas las combinaciones de carga que ocasionen los estados más desfavorables.

Figura 2.8 Esquema de Aplicación de Cargas



Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

Cargas de diseño

Las cargas a considerar, en general son:

- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.
- El peso propio del estribo y del relleno.
- El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva, que se transmite a través del apoyo fijo.

- e) Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.
- f) Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos
- g) Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos
- h) Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

Consideraciones para la estabilidad

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base.

A. Vuelco – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga mínimos (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga máximos (caso de cargas EH y otras).

Se deberá comprobar que:

$$e \leq B/6 \text{ (Para controlar tensiones negativas no deseadas)}$$

Siendo:

e = excentricidad de la resultante (m)

B = base de la fundación (m)

Para controlar que la estructura no falle por vuelco se usará la siguiente expresión:

$$FSV = \frac{\sum MR}{\sum Mo} \geq 2$$

MR = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo.

Mo = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear el muro.

B. Deslizamiento – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Para controlar los deslizamientos con un factor de seguridad de 1,5 con la siguiente expresión:

$$FSV = \frac{\sum FR}{\sum Fd} \geq 1,5$$

Donde:

FR = Suma de las fuerzas horizontales resistentes.

Fd = Suma de las fuerzas horizontales de empuje.

La resistencia factorada al deslizamiento debe ser mayor o igual a las cargas horizontales factoradas aplicadas.

C. Presiones en la base – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados sobre roca, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

Método de Meyerhof:

1. Hallar la excentricidad e con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$$e = \frac{\sum \text{Momentos factorados actuantes}}{\sum \text{Fuerzas verticales mayoradas actuantes}}$$

2. Determinar los esfuerzos verticales factorados. Si la estructura está cargada biaxialmente, el cálculo se realiza en ambas direcciones.

Basados en una distribución de presión trapezoidal actuando en la base (suelo no rocoso), los valores de q son:

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

$$q_{\max} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)$$

Donde:

B = ancho del cimiento en el plano de cargas

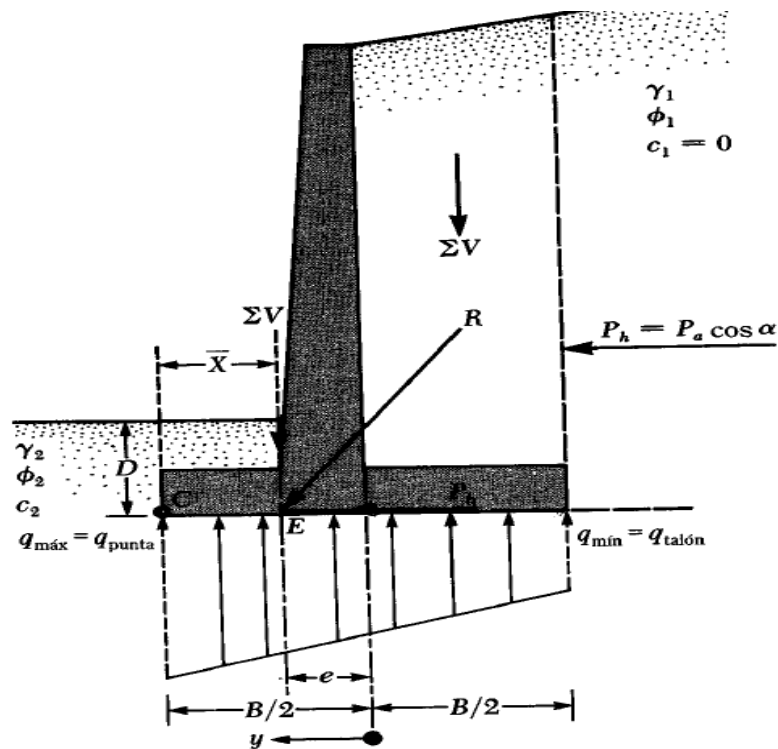
e = excentricidad

ΣV = suma de las fuerzas verticales factoradas.

Controlando que:

$$\begin{Bmatrix} q_{\min} \\ q_{\max} \end{Bmatrix} \leq 1,25 * \sigma_{adm} =$$

Figura 2.9 Esquema de Aplicación de Cargas



Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones

III INGENIERIA DEL PROYECTO

3.1 Levantamiento topográfico

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

Resultó un total considerable de puntos que fueron procesados con un software de computador y plasmados en planos. (*anexo A.1*)

3.2 Estudio hidráulico e hidrológico.

3.2.1 Estudio hidrológico

El estudio hidrológico se presenta detalladamente el anexo B.2.

Características de la cuenca

La quebrada “El Arroyo” es curso de agua que nace de la formación de afluentes que tienen su origen de aguas de montaña, el cual al mismo tiempo aporta sus aguas al río Tarija.

Es una zona llana, que por consiguiente tiene pendientes suaves de los cursos de agua.

La cota en el punto más bajo de la quebrada es 373m.s.n.m

La cota en el punto más elevado de la quebrada es 366m.s.n.m

El curso principal tiene una longitud de 3,01(km).

El clima presenta un clima cálido semihumedo.

Con la carta geográfica y datos disponibles tenemos los parámetros más importantes de la cuenca.

$$A_c = 36416345,893 \text{ m}^2 = 9,699 \text{ km}^2$$

$$S = 0,0023255\text{m/m}$$

$$T_c = 2,615 \text{ hrs.}$$

Para realizar el estudio hidrológico se tomó datos de las estaciones meteorológicas mas cercanas: Bermejo, Emborozu y Arrozales.

Usando tres métodos determinamos los caudales máximos (m³/s) para un periodo de retorno de 50 años.

Tabla 3.1 Caudales Máximos

Racional	Hidrograma	Mac Math
92,55	82,67	58,03

Fuente: Elaboración propia

3.2.2 Análisis hidráulico de la sección

Con la topografía de la sección del río, el estudio hidrológico y características de la sección del río se consigue la curva descarga.

Tabla 3.2 Curva de descarga

Altura	Área	Perímetro mojado	Radio hidráulico	Pendiente	n	Caudal
m	m²	m	m	m/m	.	m³/s
0	0,00	0,00	0,00	0,01	0,03	0,00
0,25	0,7893	4,822	0,16	0,01	0,03	0,79
0,5	2,161	6,2517	0,35	0,01	0,03	3,55
0,75	3,7817	7,073	0,53	0,01	0,03	8,30
1	5,532	7,8	0,71	0,01	0,03	14,67
1,25	7,41	8,489	0,87	0,01	0,03	22,56
1,5	9,382	9,08	1,03	0,01	0,03	31,96
1,75	11,48	10,16	1,13	0,01	0,03	41,53
2	14,07	13,72	1,03	0,01	0,03	47,68
2,25	17,83	19,03	0,94	0,01	0,03	56,91
2,5	22,86	24,19	0,94	0,01	0,03	73,37
2,75	29,45	31,37	0,94	0,01	0,03	94,13

Fuente: Elaboración propia

3.2.3 Calculo de socavación

Mediante el método de Lichsvtan, Straub y Laursen, se calcula socavación por contracción (anexo B.1) con una profundidad de:

$$H_s = 5m$$

3.3 Estudio de suelos

De acuerdo al estudio de suelos se trata de un suelo de resistencia media con un valor de $2,2 \text{ kg/cm}^2$ y $2,4 \text{ kg/cm}^2$ correspondiente a cada pozo. Para el diseño de la fundación se trabajó con la resistencia menor (*anexo B.2*).

3.4 Emplazamiento definitivo y predimensionamiento de toda la estructura

La estructura definitiva se la presenta en la topografía (*anexo G*)

3.5 Análisis, calculo y diseño estructural

3.5.1. Superestructura

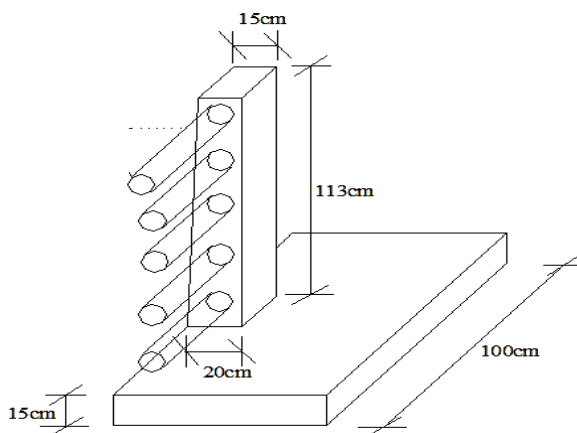
3.5.1.1 Diseño de barandado de acero galvanizado.

Se vio conveniente usar barandado de acero galvanizado, por su fácil colocación y buena resistencia a efectos de flexión y corte, tomando una sección circular hueca de diámetro externo 5,71cm y espesor 3mm, aplicando las cargas que se especifican en la norma AASHTO, comprobamos que la sección soporta los efectos más desfavorables. (*Anexo C.1 y G*).

3.5.1.2 Diseño de postes de H°A°.

Los postes fueron distribuidos a cada dos metros a manera de reducir el peso que este ocasiona, por experiencias en varios puentes se tomó las siguientes dimensiones.

Figura 3.1 Esquema de poste



Fuente: Elaboración propia

Luego se calcula la armadura necesaria para ayudar al hormigón a resistir esfuerzos de corte y flexión. (*anexo C.2 y G*).

3.5.1.3 Diseño de acera de H°A°

La acera fue diseñada con un ancho libre de 80cm para la libre circulación, y un espesor de 15cm, ubicado a ambos lados del puente. Para su análisis estructural se considera la rueda delantera del camión ubicada a 30cm de la cara externa del poste, además de las cargas peatonales. (*anexo C.3 y G*)

3.5.1.4 Diseño de bordillo de H°A°

Para fines de seguridad y protección tanto del peatón como del vehículo se prevé de un bordillo de 25cm de altura medida desde la superficie de rodamiento (recomendación de libro de puentes H. Belmonte), para resistir una fuerza de choque de 7,5KN/m. (*anexo C.4 y G*)

3.5.1.5 Diseño de losa tablero de H°A°

Con un ancho de carril de 4m y como lo especifica la norma se tomó un espesor de 18cm. Para el análisis estructural se posiciono el camión de diseño y la carga de carril (solo se usa para tableros mayores a 4,6m de ancho) para lograr las máximas solicitaciones y calcular la armadura requerida.

3.5.2 Diseño de vigas de H°P°

Las vigas tienen una sección AASHTO tipo IV, recomendada para luces de entre 21 y 30m. Para calcular el porcentaje de carga viva que va a casa viga mediante la regla de la palanca se calculó un factor de distribución de 0,75. Como se trabaja en una sección no fisurada se trabaja en estado de servicio II y IV. Con estos parámetros posicionando las cargas para lograr máximas solicitaciones se determinó que es necesario 34 torones de 1/2" con una fuerza de pretensado en el gato de 461892 kg, obteniendo perdidas del orden de 18,3%.

Respecto al cortante fue necesario colocar armadura mínima de corte.

Para prevenir descascaramiento por la fuerza de estallido en el momento de tesado se diseñó la zona de anclaje tanto para zona local como general. (*Anexo C.7 y G*)

3.5.3 Diseño de diafragmas de H°A°

Como lo recomienda la norma se colocó diafragmas a cada extremo del puente y al medio con dimensiones de 20x100 cm. (*anexo C.8 y G*)

3.5.4. Diseño de aparatos de apoyo de neopreno

Siguiendo el procedimiento que nos propone el libro de Belmonte se determinó el uso de apoyos de neopreno compuestos con placas metálicas.

Los apoyos determinados son de dimensiones de 30x20x4,5 cm. (*anexo C.9 y G*)

3.5.5 Subestructura

La subestructura consta del estribo principal y de dos aleros a cada lado.

3.5.5.1 Diseño de estribos H°A°

Para los estribos se eligió estructuras en volado de H°A° recomendado para alturas de entre 4 y 10m, los estribos tienen una altura de 9,74m diseñados con fundaciones flexibles.

Para su análisis se eligió el Estado de Resistencia I y el Estado de Servicio I, porque son los únicos aplicables a la estructura, debido a que la zona no presenta vientos superiores a los 90km/h ni tampoco se encuentra dentro de la zona sísmica. (*anexo C.10 y G*)

3.5.5.2 Aleros de H°A°

Para los aleros se eligieron en volado de H°A° con alturas de 9,74 y 6,35 m diseñados con fundaciones flexibles. (*Anexo C.11 y G*)

3.6. Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

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

Las especificaciones técnicas se presentan en el anexo D.1

3.6.2 Cálculos métricos

Los cálculos métricos se presentan en el anexo D.2

3.6.3 Precios unitarios

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, en los cuales se consideraron en el formato 2007 del Documento Base de Contratación:

1. Materiales.

2. Mano de obra.

Cargas sociales, 55% al 71.18% de la mano de obra.

Impuestos IVA, 14,94% de la mano de obra + Cargas sociales.

3. Equipo, maquinaria y herramientas

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

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

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

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

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

El análisis de precios unitarios se presenta en el anexo D.

3.6.4 Presupuesto

El presupuesto necesario para la construcción del puente es de:

Bs. 1197651

Esta cantidad se divide en los siguientes módulos:

Trabajos preliminares.....	Bs. 11949
Infraestructura.....	Bs. 520975
Superestructura.....	Bs. 420784
Obras Complementarias.....	Bs. 135881
Supervisión.....	Bs. 105264

(Anexo D.4)

3.6.5 Cronograma de ejecución.

Se calculó que para la ejecución del puente se necesitara un tiempo de:

231 días calendario

(Anexo D.5)

IV APOORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE.

4.1 Marco Conceptual.

Como aporte académico se plantea la comparación técnica de la alternativa elegida como viable con un puente de losa nervada en una sola dirección el cual cuenta con el siguiente marco teórico.

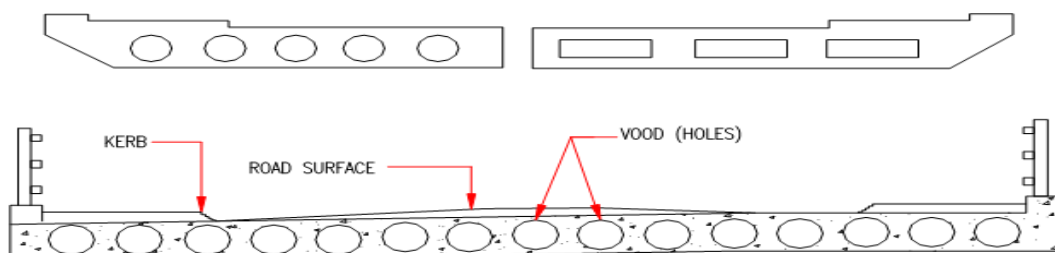
-Puentes losa

Los puentes losas requieren por lo general más acero y más concreto que otros puentes, pero su encofrado es mucho más sencillo, siendo algunas veces mayor la economía representada por la facilidad de ejecución del encofrado que el costo de la mayor cantidad de material.

A medida que se incrementa la luz del puente, también la diferencia entre la cantidad de los dos tipos de materiales va aumentando y no así la diferencia del costo del encofrado, existiendo así por lo tanto un límite económico para el empleo de los puentes losas. Este límite depende del costo relativo de los materiales (acero, cemento, etc.).

Otra alternativa diseñada para reforzar la losa de concreto es el concreto pretensado. Las soluciones más populares para puentes de tramos pequeños, arriba de 27 metros son losas nervadas pretensadas in situ, o unidades de tipo T prefabricadas, es común en la práctica introducir huecos longitudinales en la losa de concreto en longitudes de 12 a 18m, donde vale la pena salvar el peso. Si excede los 17 metros el mismo peso del hormigón in situ es de gran proporción del total de la carga y se adopta la construcción de una losa nervada. La losa de concreto en la cooperación de grandes huecos será sujeta a momentos flectores y deformaciones debajo de la carga.

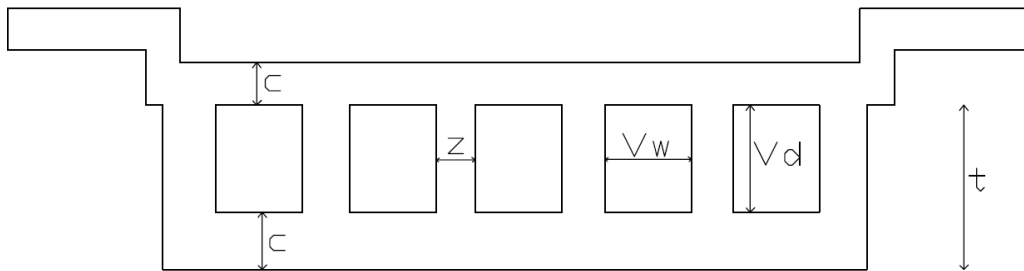
Figura 4.1 Secciones Transversales



Fuente: Elaboración Propia

-Losas alveolares con huecos rectangulares.

Figura 4.2 Dimensiones Recomendadas para Losas Nervadas



Fuente: Especificaciones AASHTO 2004 para el diseño de puentes por el método LRFD

c.= Espesor de losa superior e inferior

z.= Espesor entre huecos.

Vw= Ancho de hueco

Vd= altura de hueco

t.= Altura total de la losa nervada.

Para el caso de vacíos rectangulares, el ancho transversal del vacío no debería ser mayor que 1,5 veces la altura del vacío, el espesor del alma entre los vacíos no debería ser menor que 20 por ciento de la altura total del tablero, y el mínimo espesor de hormigón sobre los vacíos no deberá ser menor que 175 mm.

El espesor del ala inferior no deberá ser menor que:

- 140 mm;
- 1/16 de la distancia entre chaflanes o almas en el caso de vigas no pretensadas; o
- 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.

Si los vacíos satisfacen estos requisitos dimensionales y si la relación de vacíos determinada en base al área de la sección transversal no es mayor que 40 por ciento, la superestructura se puede analizar como si fuera una losa isotrópica.

Para huecos que exceden estos límites, se debe hacer un análisis de grillas pero donde no haya redes transversales o diagramas, entonces las fuerzas transversales de corte pueden causar deformaciones adicionales.

Si la relación de vacíos es mayor que 40 por ciento, la superestructura se deberá tratar como una construcción celular y se deberá analizar como:

- Un cajón monolítico de múltiples celdas
- Una placa ortótropa, o
- Un continuo tridimensional.

Las deformaciones por corte deben ser consideradas si uno de los siguientes criterios no se cumple.

-Profundidad del hueco (V_d) $< 0,7 \times$ profundidad de losa (t)

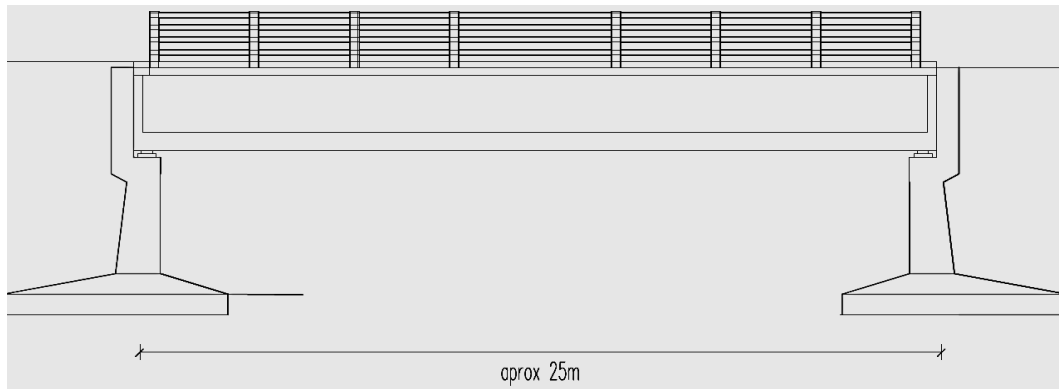
-Losa superior o inferior (c) $> 150\text{mm}$

-Mínimo espesor entre huecos (z) $> 225\text{mm}$

-El ancho transversal del agujero no debe exceder de 1.5 veces la profundidad del agujero.

-Diseño de la losa.

Figura 4.3 Puente Vista Perfil



Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a las especificaciones AASHTO-LRFD 2004, además del diseño de las losa por cargas muertas y cargas vivas en el estado límite de esfuerzos, se requiere comprobar la losa por colisión de un vehículo con el sistema de pasamanos en el estado límite de evento extremo el factor de resistencia en el estado límite de resistencia extrema se toma igual a 1.00. Esto significa que se permite el daño en la estructura, evitando el colapso de cualquier elemento.

El diseño de la losa se puede efectuar por dos procedimientos: el Método De Diseño Aproximado o método de franja equivalente, y el Método De Diseño Empírico. En este análisis se utilizara primero de los mencionados.

El método de franja equivalente se basa en las siguientes consideraciones:

- Se asume que una franja transversal de losa soporta las cargas por eje de camión.
- Se asume que la franja de losa será sostenida en apoyos rígidos en el centro de las vigas. El ancho de las franjas para diferentes efectos de carga se determina utilizando las ecuaciones dadas en la tabla de Ancho de Franja Equivalente.
- Las cargas por eje del camión se mueven lateralmente para producir los mayores momentos. Se incluye factores de presencia múltiples y la amplificación dinámica de la carga. El momento total es dividido por el ancho de la franja de distribución para obtener la carga viva por unidad de ancho.

- Se consideran las cargas transmitidas a la losa del puente durante la colisión de vehículos con el sistema de barandas.
- Los momentos facturados de diseño son determinados usando los factores de carga apropiados para los diferentes estados límite.
- El refuerzo se diseña para resistir las cargas aplicadas usando principios convencionales de diseño de concreto reforzado.
- No es necesario investigar el requerimiento por cortante y fatiga.
- Los demás elementos estructurales como ser: postes, pasamanos, acera, bordillos, aparatos de apoyo, estribos. Se usara las mismas dimensiones y cargas.
- El ancho equivalente de fajas interiores como exteriores tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, incluyendo el efecto de presencia múltiple, es:
- Ancho equivalente de faja interior

$$E_{int} = 250 + 0,42 * \sqrt{L1 * W1}$$

Donde:

E= Ancho equivalente de faja interior (mm)

L1= Menor valor (mm) entre longitud real y 18m

W1= menor valor (mm) entre ancho real y 18m para carga en múltiples carriles ó

9m para carga en un solo carril

-Ancho de faja exterior

$$E_{borde} = \text{espacio} + 300 + \frac{1}{2} E_{int}$$

E1= Ancho equivalente de faja interior (mm)

espacio= distancia entre la cara exterior de la losa y la cara interior de la vereda (mm)

4.2 Diseño de la losa alveolar

El diseño y los planos estructurales se presentan en el anexo C.11 y G.

4.3 Comparación técnica

Para la comparación solo se tomara en cuenta solo la superestructura para los dos casos sin tomar en cuenta aparatos de apoyo ni barandado. También se tomaran en cuenta aspectos como precio, métodos constructivos y otros

CONCLUSIONES

- Con la construcción del puente vehicular de la comunidad de Campo Grande las crecidas de la quebrada “El Arroyo” se solucionara el problema planteado de intransitabilidad, evitando los perjuicios y molestias que suele ocasionar en épocas de lluvia.
- Con la implementación del proyecto existirá conexión con las demás poblaciones cercanas como ser: Candado Grande, Fortín, Porcelana, Naranjitos y Talita.
- La construcción de dicha infraestructura posibilita una vía vehicular de transitabilidad permanente, así como un incremento porcentual considerable del servicio público a estos barrios mencionados. Por lo tanto los costos de transporte de pasajeros se verán ampliamente reducidos.
- Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, suelos, hidrológico e hidráulico.) y realizando una selección de alternativas, (técnicas y económicas) se pudo determinar que un puente de vigas de hormigón pretensado de 24,4 m, es la estructura más adecuada y factible para el lugar de emplazamiento.
- Existen cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables tales cargas como sismo y cargas de viento
- Se ha determinado que es conveniente técnica y económicamente tomar en cuenta el diseño del puente con un solo tramo.
- El estudio de suelos fue proporcionado por la gobernación seccional de Bermejo donde nos indica que la resistencia del suelo donde se va a emplazar el puentes de 2,2 Kg/cm², para un suelo SM arenas limosas.
- El tiempo de ejecución obtenido en el proyecto es de 231 días calendario, periodo de tiempo que facilitará el emplazamiento de dicho puente.
- El proyecto es económicamente viable, pues se calculó un presupuesto de 1161982Bs para la construcción del puente.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que para un diseño más detallado hacer la comprobación de los dos estribos en cuanto a estabilidad.
- Se recomienda la construcción de la viga lo más cercano posible a la zona de emplazamiento, para que una vez adquirida la resistencia de diseño, pueda ser lanzada hasta su posición final por medio de grúas, para este caso se puede contar con un encofrado inferior que cubra todo el tramo o una pista de hormigón especialmente realizada para tal efecto.
- Antes de la ejecución del proyecto, se recomienda que se realice una verificación de los costos de los materiales y mano de obra, esto debido a la constante variación de los costos de los materiales con el transcurso del tiempo.
- El concreto deberá ser colocado evitando la segregación de sus componentes. La colocación se hará en capas horizontales de un espesor de 20cm tal que no exceda la capacidad del vibrador para consolidar el concreto.
- Previo al vaciado de la viga se deberá prever ductos transversales en sus extremos inferiores para facilitar el lanzamiento.
- Se debe tener especial cuidado en el movimiento y traslado de elementos prefabricados de manera que se eviten daños que puedan disminuir la vida útil del elemento estructural.
- Todas las barras de refuerzo antes de usarlas deberán estar libres de defectos y completamente limpias, es decir sin polvo, pintura, óxido, grasas o cualquier otra materia que disminuya su adherencia.
- Se recomienda que los encofrados no deben ser desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida la estructura durante el período de construcción.
- Deberá de tomarse en cuenta que el acero de presfuerzo deberá estar libre de fisuras, exfoliaciones, sopladuras, corrosión y cualquier desperfecto que pueda alterar sus

condiciones de uso, resistencia y durabilidad. Deberá asimismo estar cuidadosamente protegido contra todo daño físico y la corrosión; las precauciones necesarias para la protección se adoptarán en todo momento, desde su fabricación hasta cuando se realice la colocación del concreto y la inyección de mortero en los ductos.