

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES

1.1 Descripción del problema

En la actualidad existe el servicio de transporte de buses y automóviles, tanto públicos como privados que realizan su recorrido desde la capital del departamento hacia distintos lugares de la primera sección de la provincia Arce, entre ellos se encuentra la comunidad de Canchasmayo ubicada sobre la vía principal que une Padcaya con Rejará.

Por esta localidad atraviesa el río Canchasmayo que presenta un importante caudal especialmente en épocas de lluvia, provocando grandes dificultades en el tránsito de los pobladores de la zona.

Con ese entendido surge el problema de no poder desplazarse en la vía con seguridad, rapidez y confort, provocando dificultades en el tránsito del peatón y vehículos que circulan por dicha carretera, volviéndola insegura, dificultosa e intransitable especialmente en épocas de lluvia. Que con la crecida del río, el acarreo y socavación de grandes cantidades de material, hace que se corte la carretera y se tenga que paralizar el tránsito, desperdiciando grandes cantidades de productos y frutas que producen en la zona.

La construcción de un puente sobre este río es urgente para solucionar estas grandes dificultades.

FOTO N° 1 Vista satelital del area de emplazamiento del puente



Fuente: *Internet – Google Maps*

Rio Canchasmayo

1.2 Ubicación geográfica del proyecto

El área de influencia del proyecto se encuentra en el departamento de Tarija, el cual está ubicado al sur de Bolivia y limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al Oeste con el departamento de Potosí y Chuquisaca, al Este con la República del Paraguay y al Sur con la República de la Argentina.

El proyecto será emplazado en el municipio de Padcaya, primera sección de la provincia Arce del Departamento de Tarija, éste beneficiará a las siguientes comunidades: Cañas, Canchasmayo, Camacho, La Huerta, Rejará, Tacuara, Alisos y parte de la zona alta Municipio de Yunchará.

La provincia Arce se encuentra ubicada en el extremo sur oeste del departamento de Tarija, geográficamente se encuentra entre los 21° 40' y 22° 12' de latitud sur y los 64° 35' y 64° 92' de longitud oeste. Políticamente está dividida en dos secciones municipales, la primera sección tiene como capital a la localidad de Padcaya y la segunda sección la localidad de Bermejo.

La primera sección de la provincia limita al norte con la provincia Avilés y Cercado, al Sur con el municipio de Bermejo, al este con las provincias O`connor y Gran Chaco y al oeste con la república de la Argentina.

El proyecto en estudio está ubicado sobre el Río Canchasmayo, que se encuentra entre las coordenadas 21°53' de Latitud Sur y 64°53' de Longitud Oeste a una altura de 2133 m.s.n.m. Sobre la carretera que une a la capital de la provincia con la comunidad de Rejará, se cuenta con acceso al lugar del proyecto, a una distancia de 20 km. Desde Padcaya, y 70 km. desde la ciudad de Tarija, actualmente los vehículos tienen un promedio de 100 a 130 min de transporte desde la capital del departamento.

FOTO N° 2 Ubicación del Proyecto



Fuente: Internet – Google Maps

FOTO N° 3 Ubicación del proyecto en el departamento de Tarija



Fuente: Internet – Google Maps

FOTO N° 4 Ubicación del proyecto en el contexto regional



Fuente: Internet – Google Maps

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Realizar el *Diseño Final de Ingeniería: “Puente Vehicular Sobre el Río Canchasmayo”*, obra que permitirá salvar este obstáculo natural brindando la transitabilidad permanente y segura de vehículos y peatones durante todo el año, dándole mayores oportunidades de trabajo, comunicación, producción y mejores condiciones de vida.

1.3.2 Objetivos específicos

Los Objetivos específicos planteados son los siguientes:

- Realizar el levantamiento topográfico del área necesaria donde se emplazará el puente.
- Realizar el estudio hidrológico de la cuenca de aporte al río Canchasmayo.
- Realizar el diseño a detalle de la superestructura.
- Realizar el diseño de estribos, aleros y gaviones.
- Determinar los cálculos métricos, costo por ítem y general del proyecto.
- Determinar el plazo de ejecución del proyecto y efectuar las especificaciones técnicas.
- Realizar a detalle los planos constructivos necesarios.

1.4 Justificación del proyecto

Actualmente, la carencia de un puente vehicular limita el desarrollo de las actividades normales de las comunidades; tanto en lo económico como en lo social, por tanto es preciso dotar de una red vial permanente a estas comunidades para promover los procesos de producción y mejorar el nivel de vida de los pobladores de esta región como un mecanismo de total equidad social y económica.

La necesidad de interconectar a las regiones es una prioridad nacional, más aun si se trata de contribuir a mejorar las condiciones de desarrollo económico y humano de sus pobladores.

Con la ejecución del proyecto se pretende mejorar el potencial agrícola de la región y conducir al fortalecimiento económico de sus pobladores, para que se pueda reducir los índices de migración que tienen hacia otras ciudades de nuestro país y en especial a la República de la Argentina.

El puente permitirá también mejorar el servicio de transporte, lo cual posibilitará un flujo vehicular permanente hacia las comunidades beneficiarias, cuyos pobladores podrán utilizar en el momento que así lo necesiten, ya sea para el traslado y comercialización de sus productos, turismo y otras actividades que se realizan en la zona.

1.4.1 Justificación social

La construcción del proyecto “Puente Vehicular Sobre el Río Canchasmayo”, facilitará el flujo normal en seguridad y confort de los vehículos, durante las diferentes épocas del año, especialmente en la temporada de lluvias y época de cosecha de los productos potenciales como la papa, maíz, durazno y otros cultivos de la zona, permitiendo así a los pobladores de la zona comercializar sus productos a los principales mercados de nuestra ciudad e interior del país con mayor rapidez y seguridad.

1.4.2 Justificación técnica

La carretera que une las localidades de Padcaya y Rejará tiene un flujo permanente de tráfico vehicular que crece día a día con el transporte público y particular, tiende a elevar aún más con el transcurso del tiempo.

Lo que se pretende con el proyecto es mejorar el flujo vehicular actual, que se ve limitado por el malestar de la carretera y el paso del río en especial.

La construcción de un puente de doble vía, eliminará los obstáculos mencionados y dará viabilidad al flujo vehicular.

1.4.3 Justificación económica

Con la realización del mencionado proyecto se pretende resolver el problema y obstáculos que ocasiona el río en las diferentes estaciones del año, logrando así una solución económicamente justificable por lo siguiente:

- Permitir la transitabilidad del tráfico vehicular y peatonal permanente en cualquier época del año.
- Se ampliará la producción agrícola y pecuaria, se mejorarán los rendimientos y por tanto se incrementará el flujo de producción para la comercialización.
- Se optimizarán los tiempos de transporte y se logrará una rápida atención a las demandas tanto en comunicación, como en otras necesidades que la población beneficiada así lo requiera.

1.4.4 Justificación ambiental

El desarrollo del proyecto pretende mitigar en tanto y cuanto sea posible los efectos adversos que se desarrollen en la construcción de esta obra civil, haciendo que ésta interactúe con el medio ambiente, por tal circunstancia se realizará un estudio detallado del impacto ambiental que puede provocar el proyecto, determinando reducir a lo mínimo posible dichos impactos y no se permita perjudicar el medio ambiente durante y después de la construcción del proyecto.

1.5 Metas del diseño del Proyecto

Con la ejecución del proyecto se pretende realizar:

- Construcción de la superestructura.
- Construcción de la subestructura correspondiente a los estribos.
- Viabilizar el acceso al puente con la construcción de terraplenes.
- Garantizar la seguridad y estabilidad de la estructura con la construcción de defensivos (gaviones) aguas arriba y aguas abajo del puente.
- Garantizar el tráfico continuo y permanente en cualquier época del año.

ÍNDICE

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES	1
1.1 Descripción del problema.....	1
1.2 Ubicación geográfica del proyecto.....	2
1.3 Objetivos	5
1.3.1 Objetivo general	5
1.3.2 Objetivos específicos	5
1.4 Justificación del proyecto.....	5
1.4.1 Justificación social	6
1.4.2 Justificación técnica	6
1.4.3 Justificación económica	7
1.4.4 Justificación ambiental.....	7
1.5 Metas del diseño del Proyecto.....	7

CAPÍTULO II: ANÁLISIS SOCIOECONÓMICO

2.1 Ubicación del proyecto

El mencionado proyecto está ubicado sobre el río Canchasmayo, en la Comunidad del mismo nombre, perteneciente al cantón Camacho, correspondiente a la primera sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija. Con coordenada de 21°53' de Latitud Sur y 64°53' de Longitud Oeste a una altura de 2133 m. s. n. m. El área de influencia abarca parte del Cantón Cañas, todo el Cantón Camacho y la zona alta del Municipio de Yunchará: comprende las Comunidades de Cañas, Canchasmayo, Camacho, Tacuara, Alisos, La Huerta, Rejará y otras de la zona alta de nuestro Departamento.

2.2 Población beneficiaria

Según el último censo realizado en el municipio de Padcaya la población beneficiada directamente corresponde al distrito cuatro del Cantón Camacho, y parte del Cantón Cañas, con un total de 3118 habitantes de los cuales 1540 corresponden a varones y 1578 perteneciente a mujeres.

En el cuadro siguiente se muestra la población directamente beneficiada:

CUADRO N° 1 Población beneficiada directamente

Distritos	Población Total	Hombres	Mujeres	Número Viviendas	Tamaño Prom. Viviendas
Cañas	522	262	260	125	4,2
Camacho	633	309	324	133	4,8
Rejará	412	209	203	83	5,0
San Isidro De Rejará	128	60	68	22	5,8
Canchasmayo	429	229	200	97	4,4
Tacuara	221	104	117	57	3,9
La Huerta	434	219	215	81	5,4
Queñahuayco	339	148	191	64	5,3

Fuente: *Diagnóstico Territorial Padcaya*

2.3 Situación actual del área de emplazamiento del proyecto

En la actualidad la situación de la carretera principal sobre el paso del río Canchasmayo cuenta con un desgastado badén y en proceso de deterioro por su antigüedad, falta de mantenimiento y acarreo de gran cantidad de material pétreo que por temporadas mantiene enterrada dicha estructura sin cumplir ningún funcionamiento, al no ser apto para cubrir la necesidad y los obstáculos que ocasiona el río especialmente en épocas de lluvia y cosecha.

FOTO N° 5 Vista del paso actual sobre el río Canchasmayo



FUENTE: *Elaboración propia*

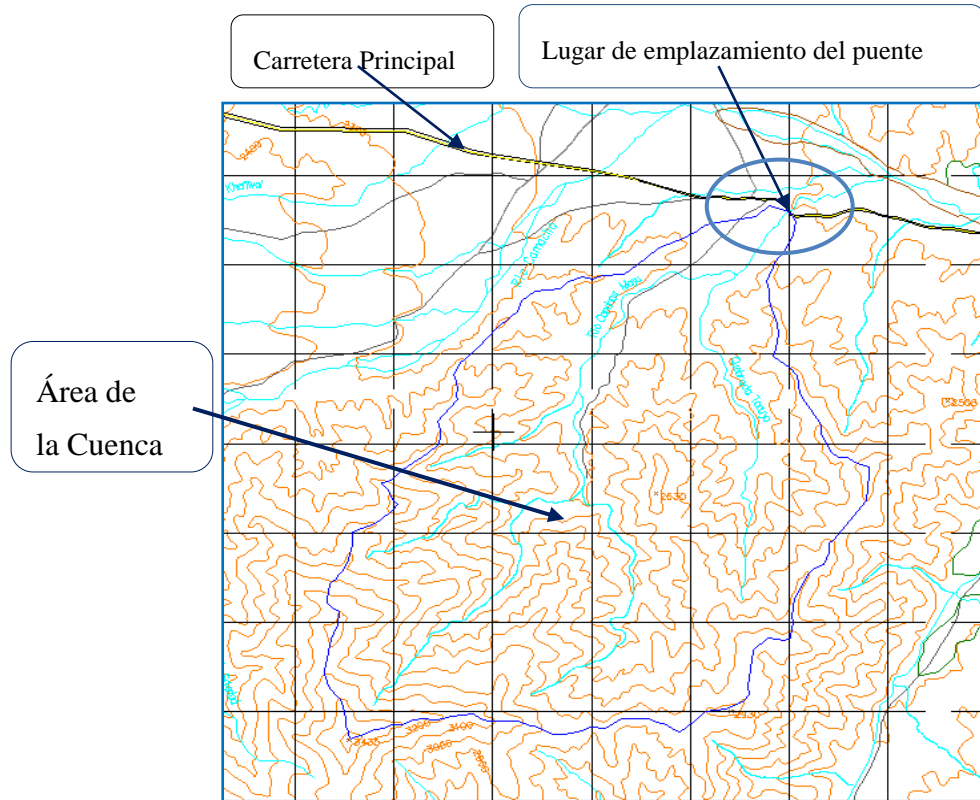
2.4 Topografía

Se trata de una cuenca de regular extensión que forma parte de la cuenca del río Camacho, que cuenta con un valle limitado por serranías, zonas de pie de monte y una llanura fluvio – lacustre ligeramente ondulada, cuya topografía varía de plana a poco ondulada.

Los suelos que abarca el área según un estudio fisiográfico en base a los análisis realizados indica que los suelos forman un valle aluvial, que está constituido por

sedimentos aluviales tanto reciente como subactuales, provenientes por el material acarreado por el río Canchasmayo, además de gran cantidad de piedra y escombros provenientes de la serranía de la cuenca en estudio.

FOTO N° 6 Topografía del área de la Cuenca



FUENTE: *Elaboración propia en base a IGM*

2.5 Geología

El municipio de la primera sección de la Provincia Arce y en especial el área de influencia del proyecto cuenta con montañas altas, medias y bajas. Se caracterizan por presentar fisonomía de aspecto masivo, cimas variables, divisorias de aguas poco discernibles y con grado de disección de ligero a muy fuerte; en muchos sitios se presentan movimientos en masa y vestigios de acción glaciaria, las pendientes oscilan de 10 a 80% con mucha rocosidad y pedregosidad.

Las planicies son sometidas a proceso de denudación, por la concurrencia combinada de procesos erosivos, condiciones climáticas áridas, semiáridas y la naturaleza de la

roca constituyente. Esto produce un desgaste progresivo del relieve, principalmente en los periodos de lluvia, dejando superficies planas a ligeramente onduladas.

En las llanuras destacan las márgenes del río Camacho, que son llanuras aluviales y tienen diferentes niveles de terrazas, como consecuencia de la acumulación y posterior entallamiento y profundización de los ríos.

2.6 Suelos y su clasificación

Las características físicas de los suelos varían de acuerdo a la posición fisiográfica en que se encuentren, pero de manera general, se puede decir que los suelos ubicados en los complejos montañosos son poco profundos, generalmente tienen un contacto lítico próximo y se evidencia presencia de afloramientos rocosos, siendo su textura de pesada a mediana.

Según el estudio y trabajo realizado por el municipio de Padcaya, en la zona del proyecto el suelo se clasifica en:

- **Asociación Leptosol-Regosol.** Corresponde a un paisaje de colina, localizado en la comunidad de Canchasmayo, donde los suelos son superficiales, con textura franco arcilloso, la reacción es de 5.5 y la fertilidad natural es baja.
- **Consociación Fluvisol,** Las comunidades de referencia son Camacho, Queñahuayco, La Huerta, Mecoya, Quebrada de Cañas, y San José de Charaja, donde los suelos dominantes son profundos, de textura franco arenosa, reacción ácida y fertilidad natural baja.

2.7 Flora de la zona del proyecto

En la cuenca del río Canchasmayo la vegetación es de tipo arbóreo, arbustivo y herbáceo, se caracteriza por contar con buena presencia de vegetación entre las cuales podemos mencionar las siguientes:

Entre las especies de tipo arbóreo que tenemos en la zona de estudio mencionaremos: Pino, Eucalipto, Tusca, Molle, Algarrobo, Churqui, Álamo, Sauce Criollo, Aliso, etc.

Entre los arbustos y hierbas de porte bajo se tiene la Chilca, Suncho, Hediondilla, Penca Espinuda, Sevinga, Paja, Grama, Pasto, etc. La ecología del área del proyecto en general no es afectada por la construcción de obras civiles, puesto que son de gran utilidad y ayudan a preservar el medio ambiente.

2.8 Fauna de la zona del proyecto

En la zona del proyecto se cuenta con una variedad de animales silvestres, de los cuales se puede mencionar además de los domésticos a: zorros, leones, vizcachas, liebres y conejos; entre las aves se destacan el cóndor, buitres, halcones, perdiz y otras aves menores como la torcaza y loros.

2.9 Clima

En el Municipio de Padcaya se presentan varios tipos climáticos, determinados por la orografía, altitud sobre el nivel del mar principalmente. En general, el verano se caracteriza principalmente por una temperatura media, humedad relativa alta y masas de aire inestables, produciéndose precipitaciones aisladas de alta intensidad y corta duración. Por otro lado, el invierno se caracteriza por temperaturas y humedad relativa generalmente bajas y la ausencia de precipitaciones, asociadas a la llegada de frentes fríos provenientes del sur, llamados "surazos", que traen consigo masas de aire frío, dando lugar a veces a precipitaciones de muy baja intensidad y de larga duración.

2.9.1 Temperatura Máxima y Mínima

La temperatura media anual correspondiente a la zona del proyecto es de 16.7 °C, con una máxima y mínima promedio de 24.6 °C y 8.8 °C respectivamente. Los días con helada se registran en los meses de mayo a septiembre. La humedad relativa promedio es de 67%. La dirección del viento predominante es del Sur Este con una velocidad promedio de 4.9 km/h.

El cuadro siguiente muestra el resumen climatológico actual de la estación más cercana al proyecto.

CUADRO N° 2 Resumen climatológico. Estación Cañas

INDICE	Unid.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
Temp. Máx.	°C	25.1	24.3	24.5	23.8	23.0	23.9	23.5	24.9	25.4	25.8	25.2	25.3	24.6
Temp. Mín.	°C	13.6	13.2	12.8	10.0	4.8	2.5	2.6	4.6	6.6	10.9	11.8	13.1	8.9
Temp. Media	°C	19.3	18.7	18.6	16.9	13.9	13.2	13.1	14.8	16.0	18.3	18.5	19.2	16.7
Precipitación	mm.	160.1	144.3	138.8	34.1	3.8	0.2	0.6	4.0	12.4	58.4	77.2	126.5	760.4
Pp. Máx. Diaria	mm.	122.0	65.6	91.5	51.0	27.0	2.2	4.3	16.6	64.4	52.3	47.4	73.6	122.0
V. del viento	km/hr.	4.5	4.0	4.3	4.3	4.5	4.9	5.6	6.0	5.4	5.2	4.9	5.0	4.9

Fuente: SENAMHI, Estación de Cañas

2.10 Precipitaciones pluviales

En cercanías de la cuenca en estudio existen varias estaciones climatológicas y pluviométricas, como la estación de Cañas, Canchasmayo, Rejará y Padcaya, se han tomado en cuenta las estaciones más cercanas y con mayores años de registro como estaciones representativas.

Realizando un análisis entre estas estaciones se tiene una precipitación media anual de 961.5 mm., de los cuales el mayor porcentaje se concentran en los meses de noviembre a abril. El mes más lluvioso corresponde a enero con un promedio de 199 mm, mientras que el año más lluvioso del que se tiene registro fue el año 1990 con 1057.5 mm., y el menos lluvioso fue el año 1992 con 892.2 mm.

2.11 Principales actividades económicas de la población

Debido a la diversidad geográfica y las características climáticas que se presentan en el área de estudio, los pobladores de la zona se dedican principalmente a la agricultura y la crianza de ganado en menor proporción.

En época de verano la población se dedica al cultivo principalmente del maíz, la papa, la atención y cosecha del durazno, por ser una zona muy rendidora de estos productos se requiere de su adquisición inmediata y comercialización a los diferentes mercados de abasto.

En la época de invierno su dedicación es especialmente al cultivo de hortalizas como la cebolla, preparación de terrenos, crianza de animales, poda de árboles entre otros.

FOTO N° 7 Variedad de cultivos (Papa y Maíz)



Fuente: Elaboración Propia

2.12 Servicios básicos

2.12.1 Agua potable y saneamiento básicos

Todas las comunidades beneficiarias directamente con este proyecto cuentan con el servicio de agua potable domiciliario, no en su totalidad de familias existentes, pero gran parte de ellas son favorecidas con este servicio.

En lo que se refiere a servicios de saneamiento básico en la región se cuenta con la instalación de baño, ducha y alcantarillado hacia pozos ciegos y casi en la totalidad de las viviendas beneficiarias con agua potable.

Las comunidades de La Huerta, Camacho, Canchasmayo y Cañas también son beneficiarias con el sistema de micro riego compuesta por canales de riego que son de gran utilidad y muy bien aprovechados especialmente en épocas de estiaje.

2.12.2 Electricidad

Todas las comunidades directamente beneficiarias, cuentan con el servicio de energía eléctrica domiciliaria.

Casi todas las familias existentes cuentan con este servicio, los usuarios pagan por

consumo en la población de Padcaya, en la agencia regional “SETAR”.

2.12.3 Educación

El sistema educativo en el área rural está organizado bajo el sistema de núcleos escolares, escuelas centrales y colegios a nivel secundario, los cuales están ubicados en zonas rurales densamente pobladas, dependiendo de los mismos las seccionales, éstas cuentan con primer, segundo y tercer ciclo.

Las comunidades de Cañas y Camacho cuentan con sistema educativo a nivel secundario, además son favorecidos con internado mixto que cobija a estudiantes de poblaciones lejanas que desean estudiar en estos colegios, y servicio de transporte educativo para estudiantes que tienen que recorrer largas distancias.

Estos centros educativos cuentan con un número promedio de 120 alumnos de la comunidad misma y comunidades circunvecinas.

2.12.4 Salud

La falta del servicio de salud para los pobladores es uno de los principales problemas que afectan al desarrollo de las mismas.

En las comunidades de Camacho y Cañas existen centros de salud conformados por un doctor encargado de medicina general, licenciada en enfermería y auxiliar de enfermería, equipados para atender emergencias y problemas de bajo riesgo, mientras los problemas de mayor gravedad son atendidos en el hospital San Roque de Padcaya y en el hospital General San Juan de Dios de nuestra ciudad.

2.12.5 Comunicación

Actualmente en la zona de estudio se utiliza como medio de comunicación la sintonía de algunas emisoras radiales, además del sistema de telefonía rural proporcionado por ENTEL y el sistema de transporte. Las mismas carecen de un medio de comunicación adecuada como la televisión, sistema de telefonía celular u otros medios que permitan transmitir la rápida información.

2.13 Situación sin y con proyecto

2.13.1 Situación sin proyecto

En la actualidad es resaltante la preocupación de un camino en mal estado especialmente en el periodo de lluvias, donde se produce cortes permanentes del tráfico vehicular y peatonal debido a las crecidas de los ríos que dejan paralizados por días y semanas a las movilidades que transitan por la zona.

Coincidentemente en este periodo de verano se presenta la cosecha de la papa en gran consideración en las comunidades de la Huerta, Rejará, Camacho y Canchasmayo, al ser comunidades altamente productoras de este cultivo, existe el ingreso permanente de tráfico pesado a la zona para la adquisición directa de este producto.

En los meses de Enero, Febrero y Marzo es época de la potencialidad del durazno, al ser una zona productora de esta fruta los pobladores realizan la cosecha y venta de este producto a los diferentes mercados de nuestra ciudad e interior del país.

2.13.1.1 Diversidad de la producción agrícola

La producción agrícola es una de las mayores actividades que se realiza en la zona, por el buen clima que presenta y la cantidad suficiente de agua para riego que existe permanente en todo el año.

Los principales cultivos que se realizan en la zona son el maíz, papa, cebolla, trigo, maní, arveja, hortalizas y una variedad de frutales como el durazno y otros en menor proporción.

En el cuadro siguiente se puede observar los rendimientos, ingresos y costos de producción agrícola que recibe cada familia de los diferentes productos con mayor frecuencia que se cultivan en la zona.

CUADRO N° 3

Rendimientos, ingresos y costos de producción Agrícola por Familia

Cultivo	Sup. Cult. (Ha.)	Rend. (qq/Ha.)	Prod. Total (qq.)	% de venta	Precio (Bs/qq.)	Ingreso tot. (Bs.)	Costo prod. (Bs./Ha.)	Total costo prod.(Bs.)
Maíz	4	60	240	5	35	420	230	920
Maní	1	30	30	86	180	4644	840	840
Papa	0.5	140	70	42	80	2352	960	480
Cebolla	0.3	150	50	35	40	1400	1650	495
Durazno	0.5	140	70	55	120	6600	1500	750
Otros	0.2	90	50	30	50	1500	1400	280

Fuente: *Subgobernación de la Provincia Arce, en base a PEDC*

2.13.1.2 Diversidad de la producción pecuaria

Otra actividad importante de la zona es la crianza de ganado mayor y menor, entre los cuales se puede mencionar el ganado vacuno, caprino, ovino, porcino, caballar, aves de corral y otros de menor magnitud.

El siguiente cuadro muestra la producción, ingreso y egreso por familia de los diferentes animales domésticos que se cría en la zona.

Cuadro N ° 4

Ingresos Familiares por la crianza y venta de ganado

Especies	Ganado por familia	Promedio ganado vendido año	Precio de venta (Bs/unid.)	Ingresos (Bs.)	Costos de producción (Bs/unid.)	Total Costos de Producción
Vacunos	25	5	2000	10000	200	5000
Porcinos	6	3	500	1500	60	360
Ovinos y Caprinos	50	15	250	3750	50	2500
Aves de corral	20	8	40	320	10	200

Fuente: *Subgobernación de la Provincia Arce en base a PEDC*

La crianza de ganado mayor es de gran consideración y permanencia en la zona especialmente en épocas de verano por las grandes áreas de pastoreo existentes, mientras que en las épocas de invierno son trasladados a diferentes lugares más cálidos y de reserva como Tariquía y la zona de Bermejo.

2.13.1.3 Accesibilidad vial

En la primera sección de la Provincia Arce se cuenta en la actualidad con una vía interdepartamental asfaltada que une las poblaciones de la ciudad de Tarija y la zona fronteriza de Bermejo, esta carretera forma parte de la red principal a nivel nacional ya que tiene enlace con la república Argentina como con el interior del país.

También cuenta con una vía asfaltada de carácter secundaria que une las localidades de Padcaya con el Santuario de Chaguaya; además de Rosillas, Cañas y otras comunidades cercanas a esta carretera, la misma se encuentra en permanente funcionamiento y permite el rápido transporte desde las distintas comunidades hacia la ciudad.

Para el acceso hasta el lugar del proyecto y demás comunidades beneficiarias se cuenta con un camino carretero de tierra a 5 km. desde la localidad de Cañas hasta donde llega el camino asfaltado.

Esta vía está proyectada para formar parte de la red nacional o internacional, con un mejoramiento y apertura de camino desde la localidad de Padcaya hasta la ciudad fronteriza de Villazón. Para la próxima gestión existe en el plan de la Subgobernación el diseño final de la carretera asfaltada hasta la localidad de Camacho.

CUADRO N° 5 Características de Acceso Vial

Tramo	Long. (km.)	Tipo Rodadura	Topografía	Tipo Cuneta	Drenaje	Condición	Transitabilidad	Mantenimiento
Cruce de Chaguaya – Rejará	48	Ripio	Ondulada	Tierra	Si	Regular	Permanente	Deficiente
Camacho - Camacho El Tolar	5	Tierra	Ondulada	Tierra	No	Regular	Permanente	Deficiente
Padcaya – Chaguaya	17	Pavimento	Ondulada	Tierra	Si	Regular	Permanente	Regular
Río Camacho – Queñahuayco	16	Tierra	Ondulada	Tierra	No	Mala	Temporal	Deficiente
Queñahuayco – Rejará	20	Tierra	Ondulada	Tierra	No	Mala	Temporal	Deficiente
Cañas – Canchasmayo	12	Tierra	Ondulada	Tierra	No	Regular	Temporal	Regular

Fuente: Base de datos U.O.T. - Gobernación de Tarija

2.13.1.4 Flujo vehicular actual

Al contar con una accesibilidad transitable, el flujo vehicular liviano y pesado ha crecido en gran consideración en estos últimos años, los mismos son provenientes desde la ciudad de Tarija, el interior del país, la zona fronteriza de Bermejo y la República Argentina.

Existen además movilidades particulares que realizan servicio público desde la localidad de Camacho hacia la ciudad de Tarija y viceversa, como también el servicio permanente de taxis a cualquier hora del día.

2.13.2 Situación con proyecto

El área de influencia del proyecto se verá notablemente mejorada con la construcción del mencionado proyecto, porque la zona adquirirá relevancia a nivel departamental, por contar con una vía garantizada, en confort y seguridad permitiendo así mejorar los tiempos de recorrido entre la ciudad, comunidades beneficiarias y todo el departamento, lo cual ahorra significativamente el tiempo de transporte permitiendo así llegar más rápido y de forma segura.

2.13.2.1 Identificación del problema y matriz de planificación

2.13.2.2 Origen de la idea del proyecto

La idea del proyecto nace a partir de la necesidad, obstáculo y problema que genera el caudal en el paso sobre el río Canchasmayo, los pobladores de la zona directamente afectados realizaron la solicitud a las instituciones competentes que trabajan en la zona que son los encargados de atender las demandas de los pobladores.

La Subgobernación de la Primera Sección de la Provincia Arce en atención a las demandas de las comunidades campesinas suscribe en su plan de desarrollo y se compromete a realizar la “Construcción del puente vehicular sobre el río Canchasmayo”.

2.13.2.3 Problema que se pretende resolver

Uno de los factores que no permite el desarrollo integral de la zona está representado por el aislamiento temporal de la zona de influencia del proyecto en épocas de lluvia.

Debido a las crecidas del río Canchasmayo, se agrava, consideradamente la cosecha y comercialización de productos propios de lugar. La zona queda incomunicada con las comunidades vecinas y con sus principales mercados de abasto.

Las comunidades directamente beneficiarias consideran de vital importancia la construcción del puente vehicular, pues permitirá una comunicación estable la cual a su vez dará una mayor fluidez en el transporte y la posibilidad de cerrar de manera exitosa el ciclo productivo agropecuario llegando a métodos naturales y acceder a los servicios necesarios de salud y educación.

2.13.2.4 Proyecto de la oferta, demanda y dimensionamiento

De los productos señalados en la situación sin proyecto, se prevé que con la implementación del proyecto, se incrementará la frontera de producción y los rendimientos de los principales productos tal como se explica en los siguientes párrafos.

La zona del proyecto está constituida principalmente por cultivos de papa, maíz, cebolla, maní, durazno, hortalizas y otros en menor magnitud.

Por las características que presenta en la actualidad el tramo mencionado, en épocas de lluvia existe una pérdida aproximada de producción del 50 a 70 %. Con el proyecto se pretende cambiar esta situación y optimizar el uso de los recursos y la producción estimada del mercado.

Con la implementación del proyecto, tal como se afirmó anteriormente se ampliará la frontera agrícola, se mejorarán rendimientos y por tanto se incrementará el flujo de producción para la comercialización. Mejoramiento de estas variables implica:

- Elevar el nivel de vida del agricultor
- Incrementar y adecuar la mano de obra

- Aprovechar la estacionalidad de los precios
- Obtener rendimientos sostenibles
- Mejorar los cultivos propios de la zona
- Rapidez en el transporte y comercialización de los productos

Lo que se puede identificar es que bajo este fin se dará mayor y mejores oportunidades de vida a los pobladores de la zona y se establece la factibilidad y viabilidad del mencionado proyecto.

CAPÍTULO II: ANÁLISIS SOCIOECONÓMICO	8
2.1 Ubicación del proyecto.....	8
2.2 Población beneficiaria	8
2.3 Situación actual del área de emplazamiento del proyecto.....	9
2.4 Topografía	9
2.5 Geología	10
2.6 Suelos y su clasificación.....	11
2.7 Flora de la zona del proyecto	11
2.8 Fauna de la zona del proyecto	12
2.9 Clima	12

2.9.1	Temperatura Máxima y Mínima	12
2.10	Precipitaciones pluviales.....	13
2.11	Principales actividades económicas de la población	13
2.12	Servicios básicos.....	14
2.12.1	Agua potable y saneamiento básicos.....	14
2.12.2	Electricidad	14
2.12.3	Educación.....	15
2.12.4	Salud.....	15
2.12.5	Comunicación	15
2.13	Situación sin y con proyecto.....	16
2.13.1	Situación sin proyecto	16
2.13.1.1	Diversidad de la producción agrícola	16
2.13.1.2	Diversidad de la producción pecuaria.....	17
2.13.1.3	Accesibilidad vial	18
2.13.1.4	Flujo vehicular actual.....	19
2.13.2	Situación con proyecto.....	19
2.13.2.1	Identificación del problema y matriz de planificación	19
2.13.2.2	Origen de la idea del proyecto	19
2.13.2.3	Problema que se pretende resolver	20
2.13.2.4	Proyecto de la oferta, demanda y dimensionamiento	20

CAPÍTULO III: ESTUDIOS PREVIOS

3.1 Topografía

La topografía se desarrollará para determinar básicamente el sitio a emplazar el puente incluyendo las vías de acceso, con curvas de nivel cada metro si la quebrada es profunda, y más distanciada si el terreno es poco pronunciado. También son necesarias las secciones transversales en el eje propuesto del camino, así como el alineamiento del cauce situado a diferentes distancias aguas arriba y aguas abajo del paso del camino.

Bajo este criterio la topografía se realizará a 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo.

Lo que se pretende determinar del estudio topográfico es lo siguiente:

- Plano general de localización; contiene el eje del puente y sus respectivos accesos.
- Plano de planta y perfil; abarca la información requerida para cada caso, en corte transversal, longitudinal y vista en planta.
- Sección transversal del río, necesario para definir la longitud del puente.

3.2 Estudio de suelos

El estudio del suelo es realizado para establecer las características físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de las fundaciones de los estribos.

Las perforaciones se realizarán hasta una profundidad mínima recomendada, tomando en cuenta la cota de socavación determinada de los datos hidrológicos y cálculos hidráulicos.

Lo que se quiere obtener es lo siguiente:

- Estudio de la capacidad portante del suelo (SPT), obtener la Resistencia del suelo en la cota de fundación.
- Clasificación (Granulometría) y límites, para determinar el tipo de suelo.

3.3 Hidrología e hidráulica

El estudio hidrológico e hidráulico se lo realizará a partir de datos climatológicos (precipitaciones, temperaturas) proporcionados por el SENAMHI de las estaciones más cercanas al lugar del proyecto (Padcaya, Cañas, Canchasmayo y Rejará).

Además es necesario realizar un estudio de la cuenca correspondiente al lecho del río para determinar sus propiedades morfológicas y fisiográficas, incluyendo el tipo de suelo y vegetación.

Lo que se pretende determinar con este estudio es lo siguiente:

- Caudal de diseño; caudal máximo en un determinado periodo de retorno (100 años).
- Tirante máximo; a partir del caudal de diseño, tipo de suelo, pendiente y la sección del lecho de río.
- Socavación; necesario para establecer la profundidad de fundación de los estribos, se determinará a partir del caudal de diseño y los resultados del estudio del suelo.
- Defensivos; para garantizar la seguridad de la estructura, se logrará mediante el caudal máximo, estudio de la topografía y el tipo de suelo.

Realizados estos estudios y una visita previa al lugar del proyecto se tiene definido lo que a continuación se menciona:

- La sección transversal del río permitirá construir un puente de 30 metros de longitud con la realización de un encauce.
- Como obras complementarias se debe construir estructuras de protección (gaviones), accesos al ingreso y salida del puente.
- Vía de dos carriles (tránsito vehicular y peatonal por considerarse una zona productora).

Bajo estos criterios definidos se realizará el estudio de alternativas para determinar el tipo de puente a construir.

3.4 Análisis de alternativas

Para el análisis de alternativas es necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Que obtenga la menor longitud del puente y el sitio de emplazamiento ofrezca las condiciones favorables para el emplazamiento, seguridad a la estructura, evitando la construcción de grandes accesos y defensivos.
- Que no exista una gran variación del trazo actual del camino con la finalidad de reducir los costos y en lo posible se reduzca la longitud del puente e incremente la comodidad del tránsito.
- No ocasionar daños ni incomodidad a los comunarios, evitar que los accesos y el puente afecten a propiedades privadas en la zona de cultivo, viviendas, pastoreo etc., lo cual genere malestar en los beneficiarios.
- Buscar un sitio adecuado para la fundación de la estructura, que el suelo donde se apoye cumpla con todas las condiciones exigentes por Norma y se pueda garantizar la estabilidad de la estructura.

Sobre la base de los criterios establecidos y considerando la inspección de campo, se ha decidido ubicar la estructura en el sitio mismo donde actualmente es el cruce del camino y el río. Se respetará el derecho de vía tomando en cuenta que se trata de terrenos privados los cuales no permiten realizar una variación del camino porque ocasionaría problemas y malestar con los vecinos.

Además realizando un breve análisis al lugar actual del cruce se puede observar que se cuenta con un tipo de suelo estable y apto para emplazar la estructura. Se trata de un tramo de carretera en vía recta y el cruce es perpendicular al río, de lo cual se puede obtener una longitud definida de 30 metros logrando con ello rectificar el trazo actual del camino y reducir a lo mínimo la longitud del puente.

Respetando lo mencionado anteriormente el análisis de alternativas se lo realizará de acuerdo a la elección del tipo de estructura, considerando la parte técnica, económica, social, ambiental, la luz a cubrir y la parte física del lugar de emplazamiento.

3.4.1 Alternativa I “Puente de vigas de hormigón preesforzado”

Se plantea un puente de 30 metros de longitud con las siguientes características:

- Tres vigas paralelas de 30 metros de longitud con sección en I de alma esbelta. Construida ya sea en obra o prefabricadas con secciones transversal a considerar en el diseño y debe cumplir con las condiciones exigentes por Norma.
- El barandado, vereda, tablero, capa de rodadura, etc., serán construidos garantizando la seguridad de los usuarios y cumpliendo con las exigencias de la Norma.
- El sistema de preesforzado correspondiente a cables, vainas y accesorios serán determinados en el diseño.
- Se construirán estribos en ambos extremos del puente, su función es de soportar las cargas de la superestructura y además sirven de muro de contención y transmiten las reacciones del puente hacia el suelo de fundación. Serán construidos de hormigón armado y las dimensiones de zapatas, alas, barbacanas, etc., serán definidos en el diseño.

Ventajas

- Mayor eficiencia estructural
- Aplicable a largas luces
- Su durabilidad
- Permite realizar prueba de carga inherente (en el peor momento, cuando lo están tesando)
- Resiliencia (capacidad de recuperarse)
- Estructura mucho más económica

Desventajas

- Es necesario el empleo de equipo, especialmente en el tesado
- Riesgos de seguridad, cuando sobre pasa los 45 metros de longitud

3.4.2 Alternativa II “Puente de vigas de hormigón armado”

Mediante esta alternativa se propone la construcción de un puente sobre vigas de hormigón armado de dos tramos simétricos de 15 metros de luz con las siguientes características:

- El diseño estructural del puente será de cuatro vigas continuas con un apoyo en el centro de la luz a salvar y divide en dos tramos simétricos idénticamente distribuidos.
- El barandado, vereda, tablero, capa de rodadura, etc., serán construidos garantizando la seguridad de los usuarios y cumpliendo con las exigencias de la Norma.
- Consta de cuatro vigas fabricadas de hormigón armado con dimensiones a considerar en el diseño, situadas en forma horizontal y encargadas de recibir las cargas desde el tablero y transmitir a los apoyos.
- En el centro de la luz se construirá una pila de hormigón armado para el apoyo de las vigas y dar continuidad a la estructura, las dimensiones de coronamiento, elevación, fundación y sección transversal será determinado en el diseño.
- Se construirán estribos en ambos extremos del puente, su función es de soportar las cargas de la superestructura y además sirven de muro de contención y transmiten las reacciones del puente hacia el suelo de fundación. Serán construidos de hormigón ciclópeo y en la parte superior del apoyo con hormigón armado, las dimensiones de zapatas, alas, barbacanas, etc., serán definidos en el diseño.

Ventajas

- Permite adoptar la forma más adecuada que se acomode a los requerimientos dimensionales
- Economía y estética

- El mantenimiento y conservación es prácticamente nulo

Desventajas

- Su elevado peso propio
- Dificultoso de reforzarlo o repararlo

3.4.3 Alternativa III “Puente en arco con tablero inferior”

Lo que se propone en esta alternativa es la construcción de un puente en arco con tablero inferior, en el que el tablero está situado en la parte inferior uniendo la línea de arranques del arco y en que el íntegro de las cargas del tablero es transmitida al arco por medio de elementos péndolas. Consta de las siguientes características:

- Un arco de hormigón armado con acero estructural que debe cubrir una luz igual a la longitud total del puente, de sección a determinar según diseño.
- Pendolones o péndolas encargadas de transmitir las cargas que actúan en el tablero sobre el arco, con dimensiones y separación a determinar según diseño.
- El barandado, vereda, tablero, capa de rodadura, etc., serán construidos garantizando la seguridad de los usuarios y cumpliendo con las exigencias de la Norma.
- Elementos extremos de soporte del arco llamados arranques, que transmiten las cargas hacia los estribos.
- Estribos en ambos extremos del puente, su función es de soportar las cargas de la superestructura y además sirven de muro de contención y transmiten las reacciones del puente hacia el suelo de fundación. Serán construidos de hormigón ciclópeo y en la parte superior del apoyo con hormigón armado, las dimensiones de zapatas, alas, barbacanas, etc., serán definidos en el diseño.

Ventajas

- Es aplicable a luces relativamente largas
- Relevante en estética y confort

Desventajas

- Elevado costo
- No existe mano de obra calificada

De las tres alternativas anteriormente mencionadas, analizando sus ventajas y desventajas, comparadas con las características físicas del lugar de emplazamiento del proyecto, se puede evidenciar que las tres tendrían algo similar impacto social y ambiental.

En lo que se refiere al aspecto técnico y económico, en la alternativa dos debido al material construido y el peso mismo de la estructura se debe construir una pila en el centro luz del puente, lo que implica un costo adicional en el estudio profundo de pilas y especialmente la socavación que es la parte crítica y desfavorable de los puentes de hormigón armado.

La alternativa tres es recomendada para cubrir luces mayores, cuando la topografía es ondulada y existe roca en ambos extremos para empotrar los estribos, resulta dificultoso la construcción y colocación de los arcos y péndolas y no se encuentra o es relativamente caro la mano de obra calificada necesaria para construir este tipo de estructuras.

La alternativa uno “Puente de vigas de hormigón preesforzado” se asemeja ser la estructura adecuada, la luz a cubrir está dentro los parámetros de este tipo de puentes sin necesidad de construir pilas intermedias, las características físicas del lugar de emplazamiento son adecuadas para la realización de este tipo de estructuras, por lo que técnicamente es la mejor alternativa.

En la parte económica de la comparación anteriormente realizada es evidente que este tipo de puentes es una estructura barata por su menor peso, aunque se debe emplear acero de alta resistencia que es relativamente caro y equipo para el tesado respectivo,

resulta ser la estructura más eficiente económicamente. Producto de ello la alternativa elegida es la número uno “Puente de vigas de hormigón preesforzado”.

3.5 Alternativa elegida

Con el análisis anteriormente realizado desde el aspecto técnico, económico, social y ambiental, se puede evidenciar las ventajas y desventajas a tomar en cuenta en la elección del tipo de puente a construir, que existen grandes diferencias principalmente en lo técnico y económico. Producto de ello la alternativa elegida es la número uno **“Puente de vigas de hormigón preesforzado”**

A continuación se detalla las propiedades de la alternativa elegida:

- Tres vigas paralelas de 30 metros de longitud con sección en I de alma esbelta. Construida ya sea en obra o prefabricadas con dimensiones de la sección transversal a determinar en el diseño y debe cumplir con las condiciones exigentes por Norma.
- El barandado, vereda, tablero, capa de rodadura, etc., serán construidos garantizando la seguridad de los usuarios y cumpliendo con las exigencias de la Norma.
- Se construirá una losa de aproximación al ingreso y salida del puente, las dimensiones serán determinadas en el diseño.
- A partir de la topografía y del estudio de suelos se construirán accesos al ingreso y salida del puente con paquete estructural de material clasificado.
- El sistema de preesfuerzo correspondiente a cables, vainas, y accesorios serán determinados en el diseño.
- Se construirán estribos en ambos extremos del puente, su función es de soportar las cargas de la superestructura y además sirven de muro de contención y transmiten las reacciones del puente hacia el suelo de fundación. Serán construidos de hormigón armado y las dimensiones de zapatas, alas, barbacanas, etc., serán definidos en el diseño.

Ventajas

- Mayor eficiencia estructural
- Aplicable a largas luces
- Su durabilidad
- Permite realizar prueba de carga inherente (en el peor momento, cuando lo están tesando)
- Resiliencia (capacidad de recuperarse)
- Estructura mucho más económica

Desventajas

- Es necesario el empleo de equipo, especialmente en el tesado
- Riesgos de seguridad, cuando sobre pasa los 45 metros de longitud

Lo que se estudia a continuación se refiere específicamente a este tipo de puente.

CAPÍTULO III: ESTUDIOS PREVIOS..... 22

3.1 Topografía..... 22

3.2 Estudio de suelos..... 22

3.3	Hidrología e hidráulica.....	23
3.4	Análisis de alternativas	24
3.4.1	Alternativa I “Puente de vigas de hormigón preesforzado”	25
3.4.2	Alternativa II “Puente de vigas de hormigón armado”	26
3.4.3	Alternativa III “Puente en arco con tablero inferior”	27
3.5	Alternativa elegida	29

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO

La estructura de un puente está formado por:

Superestructura.- Compuesta por las vigas principales, diafragmas, tablero, aceras, postes, pasamanos y capa de rodadura.

Subestructura.- Todo el conjunto de estribos (muros de contención en los costados) que soportan a la superestructura.

Como elementos intermedios entre la superestructura y la subestructura se tienen los **aparatos de apoyos.**

4.1 Normativa

La Norma a utilizarse como base en el diseño de toda la estructura es AASHTO LFRD – 2004 **ESPECIFICACIONES ESTÁNDAR PARA PUENTES DE CARRETERAS 2004 - MÉTODO DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LFRD)** Además se utilizará la Norma **REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-05) Y COMENTARIO (ACI 318SR-05)** como apoyo para el análisis de flexión y corte.

4.2 Factores de carga

La sollicitación mayorada total se tomará como:

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

Donde:

η_i = factor de modificación de cargas

Q_i = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factor de carga especificados en la tabla siguiente

En la tabla siguiente se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas.

CUADRO N° 6 Combinaciones de cargas y factores de carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Limite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Especificaciones AASHTO LRFD

CUADRO N° 7 Factores de cargas para cargas permanentes (γ_p)

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	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
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: Especificaciones AASHTO LRFD

4.3 Cargas

Debido a las condiciones de la zona y demás datos existentes, es que se considera las siguientes cargas para el diseño del puente.

4.3.1 Peso propio de los componentes estructurales (DC)

Esta carga es de gran importancia ya que en función de su peso mismo que provoca según sea su función.

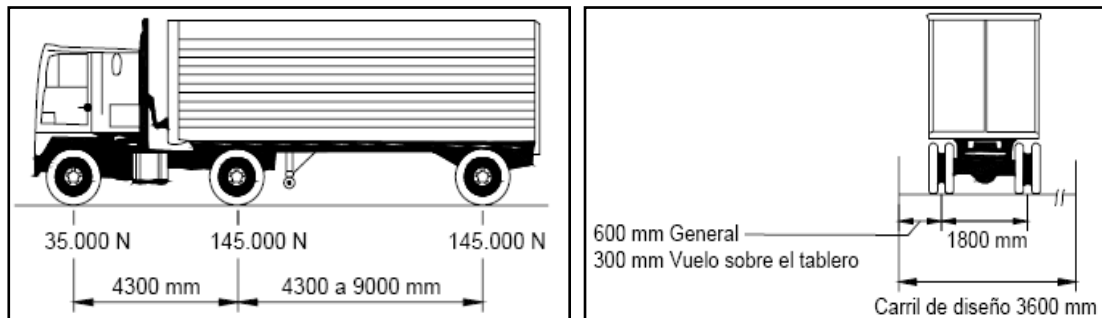
4.3.2 Sobrecarga vehicular (LL)

Según la Norma empleada tenemos como carga viva el denominado camión tipo, HL-93 y la forma en que debe ser aplicada. La combinación deberá consistir en:

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

Los pesos del camión se deberán considerar tal como se especifica en la figura siguiente y la separación entre ejes de 145000 N. se deberá variar entre 4300 y 9000 mm. para determinar las solicitaciones extremas.

Características del camión de diseño tipo



Fuente: *Especificaciones AASHTO LRFD*

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N. con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2.

La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm. uniformemente distribuida en dirección longitudinal y transversalmente se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm.

4.3.3 Incremento por carga vehicular dinámica (IM)

Las solicitaciones producidas por el camión HL-93 deben ser incrementadas, por concepto de efectos dinámicos según el cuadro siguiente:

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%

4.3.4 Fuerza de frenado de los vehículos (BR)

Son producidas por el frenado brusco de los vehículos y su magnitud está dada por el 5 % de la carga viva sin impacto, desarrollada en la misma dirección y que actúa a 1.8 metros sobre la superficie.

4.3.5 Empuje horizontal y vertical del suelo de relleno (EH, EV)

Los estribos además de recibir las reacciones transmitidas por la superestructura están expuestos al empuje de las tierras que conforman el terraplén de acceso.

4.3.6 Carga hidráulica y presión del flujo de agua

Efecto que realiza el agua a las estructuras de apoyo, estribos.

4.4 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga considerada fueron los estados de Resistencia I y el estado de Servicio I, con sus respectivos coeficientes de mayoración, ambos estados indicados en la Norma mencionada, ver análisis en *Consideración de Estados Límites* (antes de anexo III Cálculo de Superestructura).

$$\text{RESISTENCIA I} = 1.25\text{DC} + 1.50\text{DW} + 1.75(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR}) + \text{WA}$$

$$\text{SERVICIO I} = \text{DC} + \text{DW} + \text{LL} + \text{IM} + \text{BR} + \text{PL}$$

4.5 Diseño de vigas de hormigón preesforzado

4.5.1 Análisis y determinación de la sección óptima

Para la determinación de la sección óptima en ausencia de otros criterios se puede considerar los límites indicados en la tabla 2.5.2.6.3-1 de la Norma.

Cuadro N° 8 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

Superestructura	Profundidad mínima (incluyendo el tablero)	
Material	Tipo	Tramos Simples
Hormigón Pretensado	Losas	0,030 L \geq 165 mm.
	Vigas cajón colocadas en situ	0,045 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L

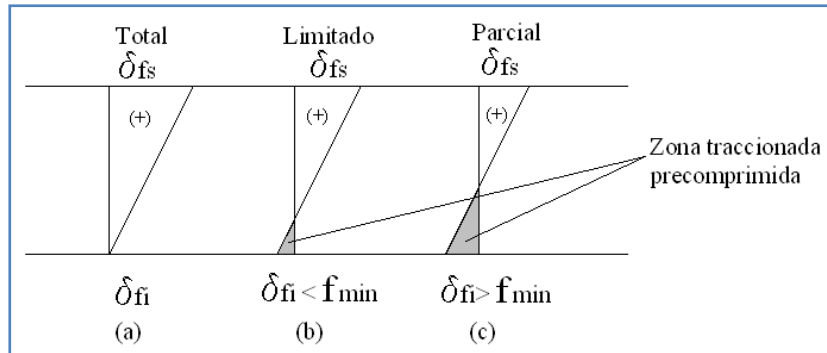
También queda definido que las secciones en I son las más óptimas para este tipo de puentes.

4.5.2 Grado de preesfuerzo

Se presentan tres casos en los que se puede analizar el preesfuerzo.

- *Preesforzado total*: para la totalidad de las cargas de diseño, se evitan las tensiones de tracción en las fibras inferiores (no se necesita armadura).
- *Preesforzado limitado*: para la totalidad de la carga de diseño, se admiten esfuerzos de tracción, pero restringidos a valores admisibles de acuerdo a Normas establecidas (armadura mínima).
- *Preesforzado parcial*: para la totalidad de la carga de diseño se admiten esfuerzos a tracción, e incluso la aparición de fisuras, (requiere armadura).

GRÁFICO N° 1 Clasificación del grado de preesfuerzo



Fuente: *Elaboración propia*

δ_{fs} = Esfuerzo en la fibra superior

δ_{fi} = Esfuerzo en la fibra inferior

f_{min} = Esfuerzo admisible del hormigón en la zona traccionada

4.5.3 Materiales empleados en preesfuerzo

Acero para preesfuerzo El acero a usar es de alta resistencia y su característica se detalla a continuación.

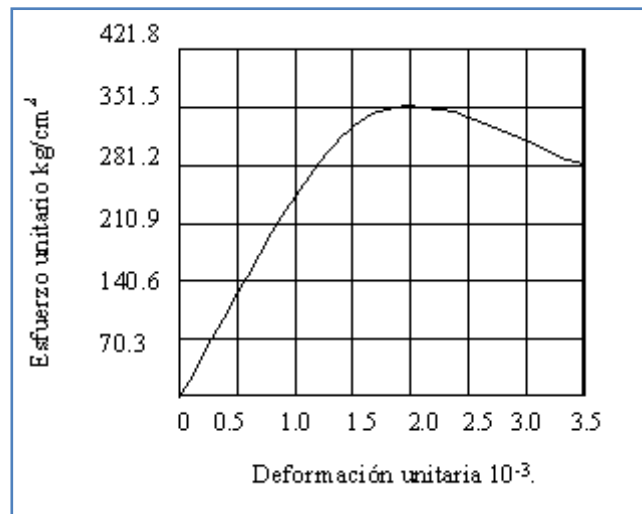
Su resistencia longitudinal del acero de pretensado es de $f_p = 18983 \text{ kg/cm}^2$. Grado 270 K-1 con 7 hilos de media pulgada.

Hormigón para preesfuerzo.- Para las vigas de hormigón preesforzado se debe dosificar un hormigón especial debido a las grandes solicitaciones que debe soportar.

El hormigón a utilizar es de $f'_c = 35 \text{ MPa}$. Con las siguientes características:

- Resistencia característica 350 kg/cm^2 .
- Cantidad de cemento 420 kg.
- Relación agua cemento 0.42.
- Máximo tamaño del agregado 2.5 cm.

GRÁFICO N°2 Curva típica esfuerzo-deformación para concreto de 350 kg/cm².



FUENTE: *hormigón armado Jiménez Montoya*

4.5.4 Inecuaciones de condición

Existen dos etapas en el estudio del preesfuerzo, etapa inicial (inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de pretensado a la viga) y etapa final (en un lapso considerable de tiempo cuando se producen la totalidad de las pérdidas).

En una primera etapa: *Etapla inicial o tiempo cero* se tiene una viga cualquiera, la sección únicamente del peso propio de la viga y la fuerza de pretensado.

Se debe notar que, esta es la etapa en la cual se realiza la transferencia de la fuerza de pretensado a la viga, actúa el peso propio, la fuerza de pretensado y se producen las pérdidas instantáneas. Para este tipo de cargas que actúan se debe verificar los siguientes esfuerzos admisibles de tracción y compresión.

$$\sigma_{\text{sup}}: \quad \alpha \frac{P}{A_c} - \alpha \frac{P * e}{Z_{\text{sup}}} + \frac{M_i}{Z_{\text{sup}}} \geq f'_{\text{min}} \quad (1)$$

$$\sigma_{\text{inf}}: \quad \alpha \frac{P}{A_c} + \alpha \frac{P * e}{Z_{\text{inf}}} - \frac{M_i}{Z_{\text{inf}}} \leq f'_{\text{max}} \quad (2)$$

} Etapla inicial

En la segunda etapa: *Etapla final* es cuando ya se han producido la totalidad de las pérdidas del preesfuerzo y además estaría actuando la carga de diseño.

De una manera muy similar al anterior se debe verificar el siguiente estado de esfuerzos.

$$\sigma_{\text{sup}}: \quad \beta \frac{P}{A_c} - \beta \frac{P * e}{Z_{\text{sup}}} + \frac{M_s}{Z_{\text{sup}}} \leq f_{\text{max}} \quad (3)$$

$$\sigma_{\text{inf}}: \quad \beta \frac{P}{A_c} + \beta \frac{P * e}{Z_{\text{inf}}} - \frac{M_s}{Z_{\text{inf}}} \geq f_{\text{min}} \quad (4)$$

} Etapa final

4.5.5 Mínimos módulos de sección

Nos permite determinar la sección más óptima para el diseño, se define como la relación de la inercia sobre el brazo hacia el centro de gravedad de la sección.

$$Z_{\text{sup}} \geq \frac{\alpha M_s - \beta M_i}{\alpha f_{\text{max}} - \beta f'_{\text{min}}} \quad (5)$$

$$Z_{\text{inf}} \geq \frac{\alpha M_s - \beta M_i}{\beta f'_{\text{max}} - \alpha f_{\text{min}}} \quad (6)$$

4.5.6 Cantidad de preesfuerzo

Para determinar la fuerza requerida por la viga de hormigón preesforzado hay que tomar en cuenta la excentricidad que permite la sección, además de las pérdidas que sufrirá en el momento del tesado como las de largo plazo.

De las mismas ecuaciones de condición la fuerza queda definida de la siguiente manera.

$$P \geq \frac{f'_{\text{min}} * Z_{\text{sup}} - M_i}{\alpha \left(\frac{Z_{\text{sup}}}{A} - e \right)} \quad (7)$$

$$P \leq \frac{f'_{\text{max}} * Z_{\text{inf}} + M_i}{\alpha \left(\frac{Z_{\text{inf}}}{A} + e \right)} \quad (8)$$

$$P \leq \frac{f_{\text{max}} * Z_{\text{sup}} - M_s}{\beta \left(\frac{Z_{\text{sup}}}{A} - e \right)} \quad (9)$$

$$P \geq \frac{f_{min} * Z_{inf} + M_s}{\beta \left(\frac{Z_{inf}}{A} + e \right)} \quad (10)$$

4.5.7 Zona del cable

Muestra la variación del conjunto solución a lo largo de la viga, viene definido por la excentricidad de acuerdo a las inequaciones de condición.

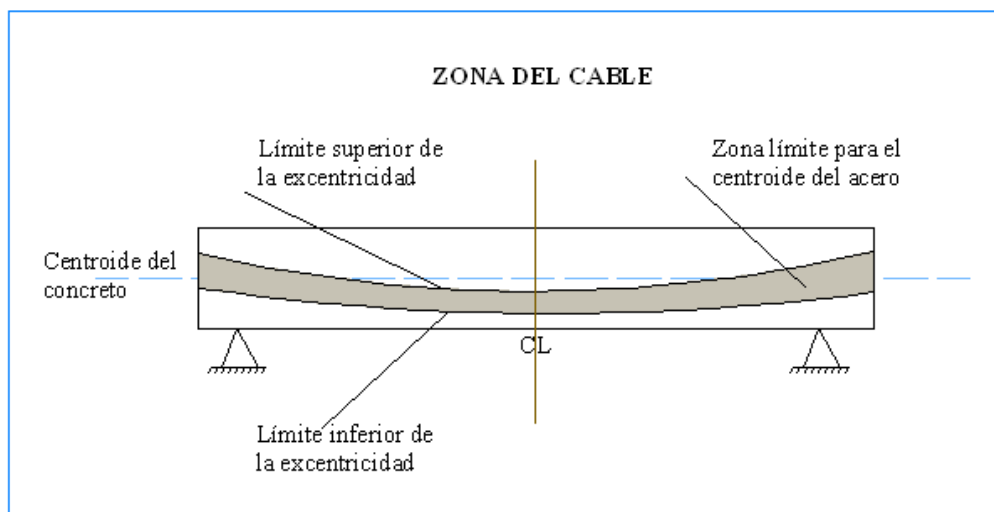
$$e \leq \frac{Z_{sup}}{A} - \frac{1}{\alpha * P} (f'_{min} * Z_{sup} - M_i) \quad (11)$$

$$e \leq \frac{1}{\alpha * P} (f'_{max} * Z_{inf} + M_i) - \frac{Z_{inf}}{A} \quad (12)$$

$$e \geq \frac{Z_{sup}}{A} - \frac{1}{\beta * P} (f_{max} * Z_{sup} - M_s) \quad (13)$$

$$e \geq \frac{1}{\beta * P} (f_{min} * Z_{inf} + M_s) - \frac{Z_{inf}}{A} \quad (14)$$

GRÁFICO N° 3 Zona límite para el centroide del acero del preesfuerzo



FUENTE: *Diseño de estructuras de concreto* ARTHUR H. NILSON

4.5.8 Análisis de pérdidas

Las pérdidas de la fuerza en las vigas de hormigón preesforzado se puede agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente se realiza el tesado (pérdidas instantáneas) y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo (pérdidas diferidas).

De lo anteriormente descrito se tiene que:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

Δf_{pT} = Pérdida total

Δf_{pF} = Pérdida por fricción

Δf_{pA} = Pérdida por incrustación de los anclajes

Δf_{pES} = Pérdida por acortamiento elástico

Δf_{pSR} = Pérdida por contracción

Δf_{pCR} = Pérdida por fluencia lenta del hormigón

Δf_{pR2} = Pérdida por relajación del acero después de la transferencia

4.5.8.1 Pérdidas instantáneas

Pérdidas por fricción: Ocasionadas por el rozamiento existente entre el tendón y vaina; para este tipo de pérdida se pueden identificar dos efectos de fricción, una primera es producida por la curvatura intencional que se produce en los tendones (preesforzados normalmente), y la segunda por la variación no intencional en el tendón (resulta de variaciones ondulatorias en la vaina).

La pérdida de fricción se determina a partir de la siguiente expresión.

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right)$$

Pérdida por incrustación de anclaje: Cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclaje de uno u otro tipo. Existe

inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia a medida que las cuñas se acomodan dentro de los tendones.

Se determina a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta f_{PA} = 2 * f_u * \Delta_x$$

Distancia donde llega el efecto del hundimiento

$$X_{IA} = \sqrt{\frac{E_{ps} * A_{ps} * \Delta_x}{f_u}}$$

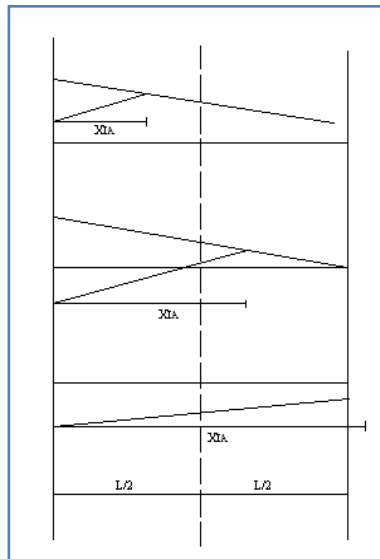
Se presentan tres casos que nos permiten determinar de qué lado es conveniente tesar para tener:

- la sección deseada en el centro luz
- tensiones uniformes a lo largo del elemento

a) $X_{IA} \leq \frac{L}{2}$

b) $\frac{L}{2} \leq X_{IA} \leq L$

c) $X_{IA} > L$



Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón: Cuando la fuerza de pretensado se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida en que este se comprime. Para miembros preesforzados, en los cuales el tendón se encuentra adherido al concreto al momento de la transferencia.

Se puede determinar a partir de la ecuación siguiente:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$$

4.5.8.2 Pérdidas diferidas

Pérdida debido a la fluencia: Propiedad de los materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga.

La deformación en el concreto depende no solamente del tiempo, sino que también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado, y de las edades del concreto a la cual comienza a ser cargado.

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

Pérdida debido a la retracción: Conforme va fraguando el hormigón provoca una reducción en la deformación del acero del preesfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del preesfuerzo para todos los tipos de vigas de hormigón preesforzado.

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85H)$$

Pérdida por relajación del acero: Al igual que en el flujo plástico del hormigón esta pérdida es producida por la acción permanente de cargas, pero en este caso no se considera las deformaciones, sino más bien una caída del esfuerzo en el acero.

Para el análisis se debe considerar la suma de las dos etapas:

En el momento de transferencia

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{40,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj}$$

Después de la transferencia; al 30 % de la ecuación siguiente:

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

4.6 Diseño de hormigón armado

El diseño del hormigón armado es realizado de acuerdo a las diferentes hipótesis de cargas para los diferentes estados de resistencia y servicio considerando los más desfavorables, a partir de las siguientes combinaciones:

Estado límite de Resistencia I

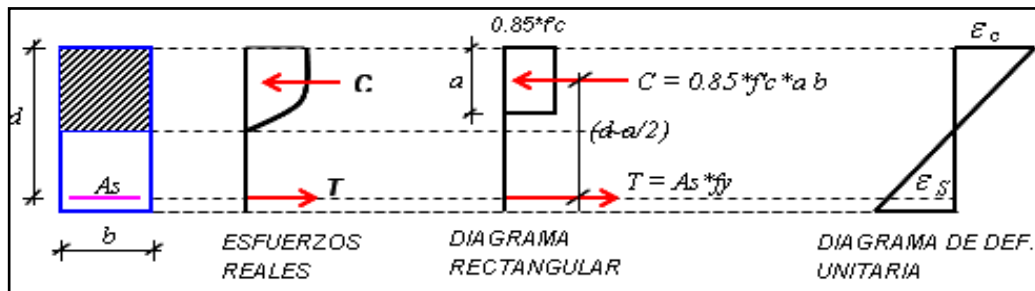
$$Mu = 1.25*DC + 1.25*DW + 1.75* (LL + IM + PL) + WA$$

Estado límite de Servicio I

$$Mu = DC + DW + LL + IM + BR + PL$$

Análisis por flexión

GRÁFICO N° 4 Distribución de esfuerzos (diagrama rectangular)



FUENTE: *Elaboración propia*

Donde:

d = Canto útil

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b d^2}} \right]$$

Mu = Momento último

f'c = Resistencia característica del hormigón

b = Base de la sección

φ = Coeficiente de seguridad 0.90 para flexión

fy = Resistencia longitudinal del acero

Lc = Distancia hasta el punto de evaluación

Armadura principal

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \cdot b \cdot y}{f_y}$$

Armadura mínima

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{f_y}$$

Cuantía mecánica

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

Armadura de distribución

$$A_{\text{Distribución}} = \frac{1.22}{\sqrt{L_c}}$$

Diseño al cortante

Estado límite de Resistencia I

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

Estado límite de Servicio I

$$V_u = DC + DW + LL$$

Armadura de corte

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_c + \frac{0.85 \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$A_v = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{0.85 \cdot f_y \cdot d} \cdot s$$

Armadura mínima

$$A_s_{\min} = 0.2 \cdot \sqrt{f_c} \frac{bw \cdot s}{f_y} \geq 3.50 \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

Espaciamiento

$$\left. \begin{array}{l} s_{\max} = 60 \text{ cm.} \\ s_{\max} = 0.50 \cdot d \end{array} \right\} \text{ elijo el menor}$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de la resistencia al corte 0.85

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo para cortante

4.6.1 Barandado

Diseñadas para la seguridad del uso peatonal según las instrucciones de la Norma en el punto 13.8 consta de:

Pasamanos de tubos de Acero Galvanizado "FG" de 4 pulgadas con peso específico de 7850 kg/cm³.

Postes de hormigón armado con dimensiones según Normativa.

4.6.2 Acera

Las aceras deberán tener una altura mínima de 15 cm. de acuerdo al punto 13.11.2. de la Norma mencionada.

4.6.3 Bordillo

Diseñados para soportar los choques de los vehículos, las dimensiones del mismo están sujetas a la Norma mencionada.

4.6.4 Capa rodadura

Construida de hormigón simple con peso específico de 2200 kg/cm^3 . un espesor de 5 cm. y pendiente transversal según Normativa de 2 %.

4.6.5 Drenaje de la calzada

El drenaje transversal de la calzada se asegura por medio del bombeo de la superficie y el drenaje longitudinal por medio de la pendiente, en caso de rasante horizontal por medio de sumideros que pueden ser de tubos PVC de diámetros adecuados y separación según la Norma lo recomienda.

4.6.6 Tablero

El espesor mínimo del tablero viene determinado de acuerdo a la sección 2.5.2.6.3. *Criterios Opcionales para Relaciones Longitud de Tramo-Profundidad* y es función de la longitud.

CUADRO N° 9 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

Superestructura	Profundidad mínima (incluyendo el tablero)	
Material	Tipo	Tramos Simples
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm.}$
	Vigas cajón colocadas en situ	0,045 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L

Fuente: *Especificaciones AASHTO LRFD*

Para la realización del cálculo se divide en dos partes *losa externa* y *losa interna*.

Cálculo de losa externa:

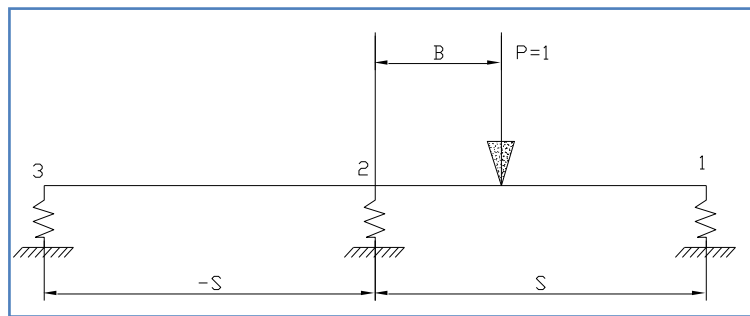
Se realiza la evaluación a una distancia x de la viga para determinar la sollicitación necesaria para el diseño de acuerdo a las diferentes hipótesis y mayoración de las cargas según arriba mencionado en las condiciones más desfavorables.

Cálculo de losa interna:

El diseño se lo realiza para las situaciones más desfavorables a tracción y compresión y de acuerdo a las diferentes hipótesis y mayoración de las cargas.

4.6.7 Diafragmas

Su función principal es de rigidizar las vigas longitudinales del puente, se construirán unidas al tablero con separación y dimensiones a determinar en el cálculo respetando las recomendaciones de la Norma.



Fuente: *Elaboración propia*

4.6.8 Longitud del voladizo y separación entre vigas maestras

Tiene como finalidad determinar la ubicación más adecuada de las vigas considerando que las solicitaciones que reciban deben ser distribuidas de igual magnitud.

Tomando en cuenta el concepto de “Fracción de Carga” y por simetría y trabajo igual tenemos.

$$f_e = f_i$$

f_e = Factor de carga exterior

f_i = Factor de carga interior

Factor de carga interior

Para puentes sobre vigas en I de hormigón prefabricado para dos o más fajas de tráfico.

$$f_i = 0.596 * S$$

Donde:

S = separación promedio entre ejes de vigas longitudinales.

4.7 Aparatos de apoyo de neopreno

Elementos que se colocan entre las vigas y la superficie de apoyo de la caja del estribo. Sirven para distribuir las reacciones de las vigas provenientes de la superestructura y para absorber los movimientos de la estructura debidos a fuerzas longitudinales.

4.8 Diseño de Estribos

Los estribos son estructuras de apoyo, localizados en los extremos del puente. La función es de transmitir las cargas provenientes de la superestructura al suelo y soportar los empujes que producen los terraplenes de los accesos.

Se pueden identificar las siguientes partes:

El muro frontal, Elevación del estribo sobre el cual descansa la superestructura del puente.

La fundación, Parte inferior del estribo, encargada de transmitir y distribuir las cargas al suelo de cimentación.

Los Aleros, localizados a ambos lados del muro frontal y cuya función es evitar erosiones en el terraplén de acceso.

El muro de guarda, que contiene la parte superior del terraplén y protege los extremos del puente.

La losa de transición localizada entre el estribo y los accesos, su función es evitar la formación del resalto entre acceso y puente.

El análisis de las hipótesis de cargas a considerar en el diseño, se presenta las siguientes combinaciones:

Combinación 1. Cuando el río no presenta caudal

Combinación 2. Cuando el río presenta su máxima crecida (Caudal de diseño)

Combinación 3. Cuando el río desciende su caudal al mínimo y los terraplenes se encuentran saturados

Y las cargas a tomar en cuenta serán:

a) Acciones Verticales

DC (*peso producido por el estribo mismo*)

EV (*ocasionado por el terraplén de acceso*)

RDC (*reacción de carga muerta de la superestructura*)

RLL (*reacción de carga viva de los camiones tipo en las situaciones más desfavorables*)

b) Empujes

Producido por la presión del suelo de relleno que actúa verticalmente sobre la zapata del estribo.

Empuje del agua desde la parte lateral en sus máximas crecidas.

c) Comprobaciones de estabilidad

• **Al deslizamiento**

Es la relación de la componente horizontal del empuje activo, que es la fuerza que trata de desplazar el muro y la fuerza de rozamiento que ocasiona el peso propio y la componente vertical del empuje activo.

Factor de Seguridad al Deslizamiento ≥ 1.5 OK

- **Al vuelco**

Relación entre el momento estabilizador de las fuerzas favorables y el momento producido por las fuerzas desestabilizadoras que tratan de volcar el estribo.

$$\text{Factor de Seguridad al Vuelco} \geq 2.0 \quad OK$$

También es necesario realizar las verificaciones de las tensiones sobre el terreno.

- **Tensiones sobre el terreno**

Excentricidad de la resultante:

$$e_n = \frac{B}{2} - e_A \quad \Rightarrow \quad \frac{B}{6}$$

Fuera del núcleo: distribución triangular

$$T_A \leq 1.25 \delta_{adm}$$

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO.....	31
4.1 Normativa.....	31
4.2 Factores de carga.....	31
4.3 Cargas.....	33
4.3.1 Peso propio de los componentes estructurales (DC).....	33
4.3.2 Sobrecarga vehicular (LL)	33
4.3.3 Incremento por carga vehicular dinámica (IM)	34
4.3.4 Fuerza de frenado de los vehículos (BR)	34
4.3.5 Empuje horizontal y vertical del suelo de relleno (EH, EV).....	34
4.3.6 Carga hidráulica y presión del flujo de agua.....	34
4.4 Combinaciones de carga	34
4.5 Diseño de vigas de hormigón preesforzado	35
4.5.1 Análisis y determinación de la sección óptima	35
4.5.2 Grado de preesfuerzo	35
4.5.3 Materiales empleados en preesfuerzo	36
4.5.4 Inecuaciones de condición	37
4.5.5 Mínimos módulos de sección.....	38

4.5.6	Cantidad de preesfuerzo	38
4.5.7	Zona del cable	39
4.5.8	Análisis de pérdidas	40
4.5.8.1	Pérdidas instantáneas	40
4.5.8.2	Pérdidas diferidas.....	42
4.6	Diseño de hormigón armado	43
4.6.1	Barandado	45
4.6.2	Acera	45
4.6.3	Bordillo	45
4.6.4	Capa rodadura	46
4.6.5	Drenaje de la calzada	46
4.6.6	Tablero	46
4.6.7	Diafragmas	47
4.6.8	Longitud del voladizo y separación entre vigas maestras	47
4.7	Aparatos de apoyo de neopreno	48
4.8	Diseño de Estribos	48

CAPÍTULO V: APLICACIÓN

5.1. Estudios previos

5.1.1. Topografía

De los resultados obtenidos del levantamiento topográfico se determinó:

- El paso actual de la carretera es el lugar más adecuado para emplazar el puente, se presenta en una trayectoria recta, poco accidentada y correspondiente al derecho de vía.
- El paso del río en el sector es relativamente ancho comparando con el tirante, lo que hizo necesario realizar un encauce del río y permitir construir un puente de 30 metros de longitud.
- Se construirán terraplenes al ingreso y salida del puente, de acuerdo a los resultados que se presentan en el anexo correspondiente.
- Para garantizar el encauce y la seguridad del puente se construirá defensivos de gaviones aguas arriba y aguas abajo del puente.

Toda la información respecto a la topografía, curvas de nivel, perfiles, secciones transversales, niveles, elevaciones y cálculo de volúmenes revisar anexo I Topografía y estudio de suelos

5.1.2. Estudio de suelos

- Para la determinación de la resistencia característica del suelo, se realizó el ensayo de la capacidad portante (S P T) de donde se obtiene una resistencia de 2.26 kg/cm^2 , es el dato que se adoptó para el cálculo de las fundaciones de los estribos en ambos extremos del puente.
- Según el ensayo granulométrico, el suelo pertenece al grupo A-1-a (fragmento de piedras, gravas y arenas) según la clasificación AASHTO, en su equivalente del sistema SUCS pertenece al grupo GW, gravas arenosas poco plásticas.

- Por las características, este tipo de suelo no contiene arcilla, los límites líquido y plástico son nulos, corresponde a un suelo no plástico.
- No se realizó el estudio de Geotecnia que es el recomendado para las fundaciones de estribos en puentes, se recomienda la verificación de la resistencia del suelo antes de la construcción.

Para los cálculos y resultados del análisis de suelos ver anexo I Topografía y Estudio de Suelos.

5.1.3. Hidrología e Hidráulica

Se realizó el análisis Hidrológico, Hidráulico y características de la cuenca del proyecto en estudio a partir de los datos proporcionados por el SENAMHI para un periodo de retorno de 100 años, logrando los siguientes resultados:

- La cuenca de aporte tiene un perímetro de 20.028 km. y un área de 20.87 km²., corresponde a una cuenca ovalo redonda con una pendiente media de 0.027 m/m. y su río principal con una longitud de 8.29 km.
- Las estaciones usadas como referencia son Padcaya, Cañas, Canchasmayo y Rejará, de las que se determinó una intensidad máxima de 76.116 mm/hr., con un tiempo de concentración de 0.98 hr.
- De los diferentes métodos utilizados, el caudal para el diseño es de 240 m³/seg. con un tirante máximo igual a 1.50 metros.
- Se realizó el estudio de socavación logrando un promedio de 1.45 metros, según se recomienda para la fundación de los estribos a este valor se debe aumentar como mínimo 1.5 metros de fondo, por lo que la profundidad de la fundación de los estribos es de 3.20 metros correspondiente a la cota 2128 m.s.n.m.

Para los procedimientos de cálculo y resultados de todo lo correspondiente a la Hidrología e Hidráulica ver anexo II Estudio hidrológico.

5.2. Diseño de la superestructura

5.2.1. Cargas en el puente

Las cargas, fuerzas y acciones que se consideraron en el diseño estructural del puente “según sección 3 cargas y factores de cargas” son:

DC = Peso propio, está definido en función del peso específico del hormigón $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$.

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento en función del peso específico del hormigón $\gamma = 2200 \text{ kg/m}^3$.

EH = Empuje horizontal es la componente horizontal del empuje aplicado en la estructura del suelo y está en función al material de relleno y ángulo de fricción de 36° y peso específico $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$.

EV = Presión vertical es la componente vertical del peso propio del suelo de relleno es la componente del empuje aplicado en la estructura del suelo y está en función al material de relleno y Angulo de fricción de 36° y peso específico $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$.

LL = Sobre carga vehicular, definida por la combinación de:

- Camión tipo más carga de carril ó
- Tándem más carga de carril.

Las cargas que se mencionan a continuación se desglosaran en detalle más adelante.

PL = Sobre carga peatonal.

IM = Incremento por carga vehicular dinámica igual al 33 % de la carga de colisión.

BR = Fuerza de frenado de los vehículos definida por el 5 % de la carga sin impacto.

CT = Fuerza de colisión de un vehículo.

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua con peso específico
 $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$.

5.2.2. Ancho de calzada

El ancho de calzada definido en el diseño es de 7.30 m. dividido en un carril por sentido de 3.65 m. de ancho.

5.2.3. Barandado

El barandado queda definido “según 13.8 barandas para peatones” con las siguientes dimensiones:

Pasamanos de tubos de acero galvanizado de 4 plg. y longitud total 240 m.

Postes de hormigón armado de 106 cm. de altura, sección variable y separación cada 2 m. ver anexo III Cálculo de Superestructura.

5.2.4. Acera

Según el diseño de la acera, queda definido con una longitud igual a la del puente, ancho de 60 cm. y espesor de 15 cm. “respetando el punto 13.11 cordones y aceras”, ver calculo de acera en anexo III Cálculo de Superestructura.

5.2.5. Bordillo

Según el diseño del bordillo las dimensiones finales son de 30 m. de longitud, 25 cm. de ancho y 50 cm. de altura, quedando por encima de la losa una altura de 30 cm., ver cálculo de bordillo en anexo III Cálculo de Superestructura.

5.2.6. Capa de rodadura

Diseñado con un peso específico de 2200 kg/m^3 . y espesor de 5 cm. tomando en cuenta una pendiente transversal del 2 % para el bombeo.

5.2.7. Drenaje de calzada

Diseñado de tubos PVC de 4 plg. con separación cada 3 m. y longitud de 0.50 m. por dren con un total de 10 m. “referencia Belmonte pág. 121”.

5.2.8. Tablero

La losa de tablero queda definida con un espesor de 20 cm. en coincidencia con la Norma “*punto 9.7.1.1, 9.7.2.4 y armadura requerida según 9.7.2.5*” ver cálculo de losa externa e interna en anexo III Cálculo de Superestructura.

5.2.9. Diafragma

Las vigas diafragmas fueron diseñadas con las dimensiones de 2.70 m. de longitud, 1.15 m. de alto y 0.20 m. de ancho, con una sección variable en la parte superior, ver calculo de diafragma en anexo III Cálculo de Superestructura.

5.2.10. Longitud entre voladizos y separación de vigas maestras

Se realizo a partir del método fracción de carga determinando un factor de carga exterior igual al factor de carga interior de 1.67, separación entre vigas de 2.70 m. y longitud del voladizo de 0.95 m., ver anexo IV Sistema de Preesforzado.

5.3. Diseño de vigas de hormigón preesforzado

5.3.1. Propiedades geométricas de la sección

Tomando como referencia la longitud de la luz del puente se determino una sección tipo I con las características siguientes:

- Altura de la viga 160 cm. en etapa inicial y 180 cm. homogeneizada con alma de 21 cm. de ancho.
- Área de 9463.50 cm². inercia igual a 37515503 cm⁴. brazo en la parte comprimida de 72 cm. y en la parte traccionada de 108 cm.

Revisar procedimiento de cálculo en anexo IV Sistema de preesforzado.

5.3.2. Magnitudes preliminares

“Según tabla 5.9.4.1.2-1 en etapa inicial y etapa final.”

$f'_c = 35 \text{ MPa}$. en coincidencia con la Norma para aplicar a las inecuaciones

a) Etapa inicial (tiempo cero)

$$f'_{min} = -0.25 * \sqrt{f'_c} = -1.5 \text{ MPa.} = -15 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{max} = 0.6 * f'_c = 21 \text{ MPa.} = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Etapa final (tiempo infinito)

$$f_{min} = -0.50 * \sqrt{f'_c} = -3 \text{ MPa.} = -30 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{max} = 0.45 * f'_c = 15.75 \text{ MPa.} = 157.50 \text{ kg/cm}^2.$$

5.3.3. Estimación de la excentricidad

a) Etapa inicial (tiempo cero)

De las propiedades de la sección

$$C1 = 77 \text{ cm.} \quad C2 = 83 \text{ cm.}$$

$$I = 21504237 \text{ cm}^4. \quad A = 6564 \text{ cm}^2.$$

Recubrimiento = 7 cm.

Diámetro de la vaina = 6 cm.

Coefficiente de pérdidas en transferencia (α) = 0.90

Excentricidad = 73 cm. *asumido de acuerdo a las propiedades de la sección*

$$M_{INICIAL} = 18723922 \text{ kg cm.}$$

b) Etapa final (tiempo infinito)

De las propiedades de la sección

$$C1 = 72 \text{ cm.} \quad C2 = 108 \text{ cm.}$$

$$I = 37515503 \text{ cm}^4. \quad A = 9463.50 \text{ cm}^2.$$

Recubrimiento = 7 cm.

Diámetro de la vaina = 6 cm.

Coefficiente de pérdidas en servicio (β) = 0.89

Excentricidad = 94 cm. *asumido considerando la sección homogenizada*

$$M_{SERVICIO} = 61818687.97 \text{ kg cm.}$$

Determinando una Excentricidad igual a 94 cm.

5.3.4. Cantidad de preesfuerzo

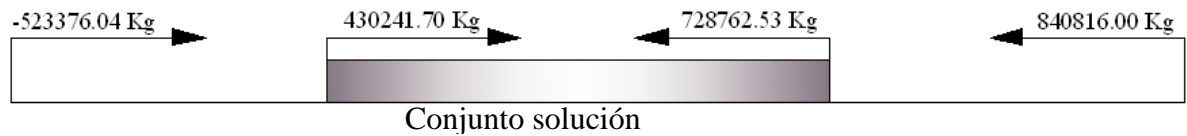
De las inecuaciones de condición

Ecuación (7) $P \leq 840816,00 \text{ kg.}$

Ecuación (8) $P \leq 728762,53 \text{ kg.}$

Ecuación (9) $P \geq -523376.04 \text{ kg.}$

Ecuación (10) $P \geq 430241.70 \text{ kg.}$



Del resultado de las cuatro inecuaciones se adopta una fuerza de:

$P = 490000 \text{ kg.}$ Valor determinado después de encontrar los coeficientes de pérdidas, considerando el área necesaria y la máxima tensión permisible que resiste el acero. Ver procedimiento de cálculo en anexo IV Sistema de preesforzado.

5.3.5. Zona del cable

Variación del momento hasta la mitad de la viga

$$M_x = \frac{Q * X}{2} * (L - X)$$

$Q_{\text{inicial}} = 1664 \text{ kg/m.}$

$Q_{\text{servicio}} = 5618.50 \text{ kg/m.}$

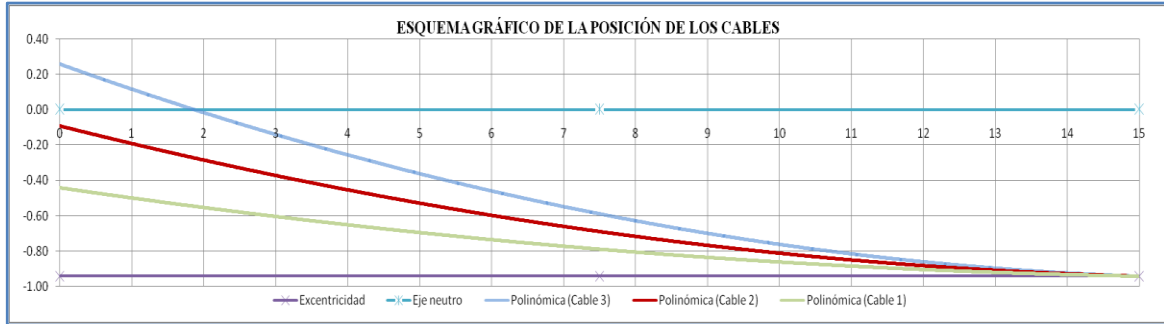
X (m.)	0	3.50	7	10.50	14	15
$M_{\text{INICIAL}} \text{ (kg cm.)} =$	0	7718418	13398009	17038773	18640709	18723926
$M_{\text{SERVICIO}} \text{ (kg cm.)} =$	0	26055794	45228925	57519394	62927200	63208125

Trayectoria del cable en función de la excentricidad

X (m.)		0	3.50	7	10.50	14	15
Ec (11) (cm.)	$e \leq$	-51.75	-69.33	-82.26	-90.56	-94.21	-94.40
Ec (12) (cm.)	$e \leq$	-84.77	-102.35	-115.29	-123.58	-127.23	-127.42
Ec (13) (cm.)	$e \geq$	132.68	72.93	28.97	0.79	-11.61	-12.26
Ec (14) (cm.)	$e \geq$	60.40	0.65	-43.31	-71.49	-83.89	-84.54

Ecuación y posición de los cables (m.)

Coordenada	Ecuación	0	2	4	6	7.50	8	10	12	14	15
y (3)=	$0,005x^2 - 0,168x + 0,26$	0.26	0.02	-0.24	-0.49	-0.59	-0.62	-0.74	-0.85	-0.90	-0.94
y (2)=	$0,003x^2 - 0,113x - 0,09$	-0.09	-0.27	-0.44	-0.62	-0.69	-0.71	-0.80	-0.88	-0.91	-0.94
y (1)=	$0,002x^2 - 0,066x - 0,44$	-0.44	-0.54	-0.65	-0.75	-0.79	-0.80	-0.86	-0.91	-0.93	-0.94

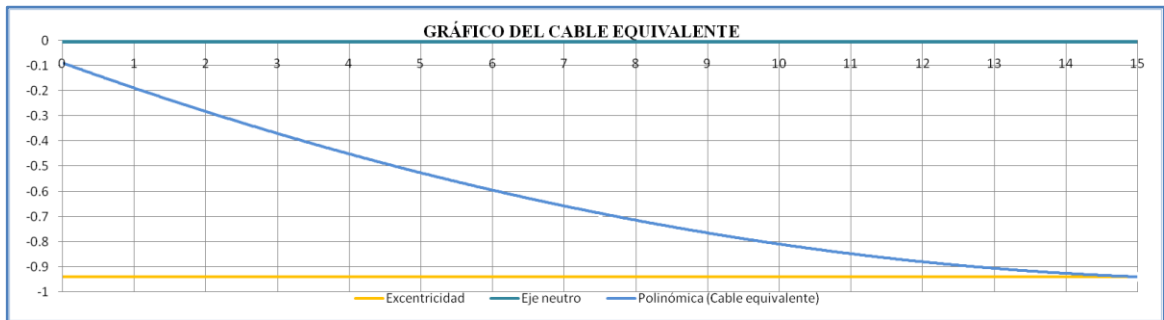


Variación longitudinal del cable equivalente

$$y = \frac{4 * e * X}{l^2} * (l - X)$$

Coordenada (m.)	x	0	7.50	15
Coordenada (m.)	y	-0.09	-0.69	-0.94
Excentricidad (m.)		-0.94	-0.94	-0.94
Eje neutro (m.)		0	0	0

$$y = 0.004 * x^2 - 0.118 * x - 0.009$$



Ver procedimiento de cálculo en anexo IV Sistema de preesforzado.

5.3.6. Análisis de pérdidas

Se desarrolló el análisis de las pérdidas instantáneas y diferidas en función a las recomendaciones de la Norma, de donde se resume lo siguiente:

Resumen de pérdidas	
Pérdidas Instantáneas	
1.- Pérdida por fricción	6,08%
2.- Pérdida por incrustación de anclaje	2,10%
3.- Pérdida por acortamiento elástico del hormigón	1,93%
Suma (α) =	10,11%
Pérdidas diferidas	
4.- Pérdida debido a la fluencia	6,77%
5.- Pérdida debido a la retracción	0,24%
6.- Pérdida por relajación del acero	3,40%
Suma (β) =	10,44%

Del análisis de pérdidas se determina los coeficientes de pérdida instantánea y diferida. Para dicho procedimiento ver Anexo IV Sistema de Preesforzado.

5.3.7. Zona de anclaje

La zona de anclaje queda definido como se detalla a continuación “referencia Arturh Nilson pág. 191”.

$P_i =$	490000 kg.	$X =$	10
Nº tendones =	3	$T =$	28573 kg.
$e =$	7 cm.	$A =$	17,008 cm ² .
$f_s =$	83,02 kg/cm ² .	$L =$	80 cm.
$f_i =$	131,49 kg/cm ² .	Usar 17 barras de Ø 12 mm C/9 cm	
$\delta_{adm} =$	1680 kg/cm ² .		

Ver procedimiento de cálculo de anexo IV Sistema de Preesforzado.

El Sistema de Preesforzado se resume a continuación:

Descripción	Simbología	Cantidad	Unidad
Longitud de la viga	L	30	m.
Altura de la viga	h	160	cm.
Número de vigas	N°	3	-----
Área de la viga en etapa de servicio	A	0,89	m. ²
Inercia de la sección en etapa de servicio	I	0,35	m. ⁴
Brazo en la zona comprimida	C ₁	72	cm.
Brazo en la zona traccionada	C ₂	108	cm.
Coefficiente de pérdidas instantáneas	α	0,90	-----
Coefficiente de pérdidas diferidas	β	0,89	-----
Excentricidad	e	94	cm.
Resistencia longitudinal del acero de preesfuerzo	f _p	18983	kg/cm ² .
Fuerza del pretensado	P	490000	kg.
Área nominal del cable	A _{nominal}	0,987	cm.
Área de un cable de 12 torones	A _{cable}	11,84	cm ² .
Número de torones	N° T	36	torones
Número de vainas	N° V	3	vainas
Resistencia longitudinal del acero	f _y	4200	kg/cm ² .
Resistencia característica del hormigón en vigas	f _c	350	kg/cm ² .
Resistencia característica del hormigón	f _c	210	kg/cm ² .
Peso específico del hormigón	$\gamma H^\circ A^\circ$	2500	kg/m ³ .
Mínimo módulo de sección en la parte superior	Z _{sup}	251001	cm ³ .
Mínimo módulo de sección en la parte inferior	Z _{inf}	181464	cm ³ .

5.4. Diseño al cortante y flexión de la viga

5.4.1. Armadura transversal

Cargas que actúan sobre la viga

$q_{DC} =$	16,64 kg/cm ² .	Peso propio de la viga
$q_{DW} =$	21,56 kg/cm ² .	Peso propio de los componentes estructurales
$q_{LL} =$	17,98 kg/cm ² .	Carga viva

Del estado de resistencia I

$$V_U = 119299,20 \text{ kg.}$$

Factor de deducción de resistencia al corte 0,85

Agrietamiento por Corte y Flexión (V_{ci})

$$V_{ci} = 586129,62 \text{ kg/cm}^2.$$

Agrietamiento por corte en el alma (V_c)

$$V_c = 111713,74 \text{ kg.}$$

Cálculo de armadura

$S = 20$ cm. separación entre estribos.

$$A = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Usar 1estribo de $\varnothing 12$ mm c/ 20 cm.

Ver procedimiento de cálculo en anexo V Diseño al corte y flexión en la viga.

5.4.2. Cálculo de armadura longitudinal

$M_{DC} =$	18720000 kg cm.
$M_{DW} =$	24255000 kg cm.
$M_{LL} =$	20227500 kg cm.

Cálculo de Momento Último

Estado de Resistencia I

$$M_U = 95180625 \text{ kg cm.}$$

$P_e = 490000$ kg. Fuerza total de preesfuerzo para una viga

$A_{ps} = 35,53$ cm². Área total de los 3 cables de 12 torones

$f_{pe} = 13611,11$ kg. Fuerza que se empleará a cada cable

Momento nominal

$M_n = 115176487,48$ kg cm.

Armadura de refuerzo longitudinal

Armadura pasiva

$A_s = 9.05$ cm².

8 barra de \varnothing 12 mm.

En la parte comprimida de la sección

Se colocara armadura mínima.

10 barra de \varnothing 8 mm.

5.4.3. Armadura de piel

Se colocara armadura mínima.

8 barra de \varnothing 8 mm.

Ver procedimiento de cálculo en anexo V Diseño al corte y flexión en la viga

5.5. Diseño de estribos

5.5.1. Diseño en la parte frontal del estribo

$\delta t = 2,26$ kg/cm². Capacidad portante del suelo (del estudio de suelos).

$\mu = 0.70$ Coeficiente de fricción entre el muro y el suelo.

Factor de seguridad a volteo ≥ 2

Factor de seguridad al deslizamiento ≥ 1.5

El dimensionamiento se realizó para todas las combinaciones de carga y factores de carga “según 3.4.1 y 11.6.1.2”.

DIMENSIONES DEFINIDAS PARA EL ESTRIBO			
DIMENSIÓN	CALCULADO	REDONDEADO	DESCRIPCIÓN
H	8,10 m.	8,10 m.	Altura total del estribo
h	3,20 m.	3,20 m.	Profundidad de fundación
B	4,86 m.	4,80 m.	Base total de la fundación
L3+L4	0,81 m.	1,00 m.	Altura de la zapata
t _{sup}	0,30 m.	0,30 m.	Ancho al final de la elevación del estribo
t _{inf}	0,81 m.	1,00 m.	Ancho al principio de la elevación del estribo
L1	1,62 m.	1,60 m.	Longitud en la punta de la zapata
e _{losa}	0,20 m.	0,20 m.	Espesor de la losa
h _{viga}	1,60 m.	1,60 m.	Altura de la viga de preesfuerzo
e _{neopreno}	0,10 m.	0,10 m.	Espesor del apoyo de neopreno
h _{parapeto}	1,90 m.	1,90 m.	Altura del parapeto
b _{parapeto}	0,30 m.	0,30 m.	Base del parapeto
e1	0,34 m.	0,34 m.	
e2	0,30 m.	0,30 m.	
b1	0,30 m.	0,30 m.	
b2	0,20 m.	0,20 m.	
s°	7,67°	7,67°	Inclinación de la parte frontal del estribo
N mínimo	0,25 m.	--	Según Norma
N	0,50 m.	0,50 m.	asiento del apoyo de neopreno - viga
h _a	1,50 m.	1,50 m.	Altura del tirante máximo
t _h	0,50 m.	0,50 m.	Ancho a altura de tirante máximo
H _{pant}	7,10 m.	7,10 m.	Altura a partir del espesor de la zapata

Ver procedimiento de diseño en anexo VI Cálculo de Estribos y detalle en planos

5.5.2. Diseño de las alas del estribo

$\delta t = 2,26 \text{ kg/cm}^2$. Capacidad portante del suelo (del estudio de suelos).

$\mu = 0.70$ Coeficiente de fricción entre el muro y el suelo.

Factor de seguridad a volteo ≥ 2

Factor de seguridad al deslizamiento ≥ 1.5

DIMENSIONES DEFINIDAS PARA EL ESTRIBO			
DIMENSIÓN	CALCULADO	REDONDEADO	DESCRIPCIÓN
H	8,10 m.	8,10 m.	Altura total del ala
h	3,20 m.	3,20 m.	Profundidad de fundación
B	4,86 m.	4,80 m.	Base total de la fundación
L3+L4	0,81 m.	1,00 m.	Altura de la zapata
t _{sup}	0,30 m.	0,30 m.	Ancho al final de la elevación del ala
t _{inf}	0,81 m.	1,00 m.	Ancho al principio de la elevación del ala
L1	1,62 m.	1,60 m.	Longitud en la punta de la zapata
s°	7,67°	7,67°	Inclinación de la parte frontal del estribo
h _a	1,50 m.	1,50 m.	Altura del tirante máximo

Ver procedimiento de diseño en anexo VI Cálculo de Estribos y detalle en planos.

5.6. Cálculo de gaviones

De los resultados de la topografía e hidrología se determino la necesidad de construir gaviones a ambos lados del puente para encausar el lecho de rio y garantizar la seguridad de la estructura. Se construirán 120 metros de longitud de gaviones.

Ver el procedimiento de cálculo para muros de gaviones en anexo VII Diseño de Gaviones.

5.7. Matriz de planificación

Ver anexo VIII Matriz de Planificación.

5.8. Cómputos métricos

Se realizo en función a todos los ítems que son necesarios para la construcción del puente. Ver anexo IX Cómputos Métricos.

5.9. Precios unitarios

En función a los cómputos métricos, los precios de materiales vigentes en el mercado, mano de obra, maquinaria y la Normativa Boliviana se determinó el precio por ítem, por módulo y general para la construcción del puente.

El parámetro de cálculo está en función a la Norma boliviana, tal como a continuación se desarrolla:

PARÁMETROS DE CÁLCULO			
	Parámetro	%	Fórmula
A	MATERIALES		*
B	MANO DE OBRA		*
C	EQUIPO, MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		*
D	TOTAL MATERIALES		A
E	SUBTOTAL MANO DE OBRA		B
F	Cargas Sociales	67.00	E
G	TOTAL MANO DE OBRA		E+F+O
H	Herramientas Menores	5.00	G
I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO		C+H
J	SUB TOTAL		D+G+I
K	Imprevistos		J
L	Gastos Generales y Administrativos	10.00	J
M	Utilidad	10.00	J+L
N	PARCIAL		J+L+M
O	Impuesto al Valor Agregado	14.94	E+F
P	Impuesto a las Transacciones	3.09	N
Q	TOTAL PRECIO UNITARIO		N+P

Ver anexo X Precios Unitarios.

5.10. Especificaciones técnicas

Describe la metodología para la realización de los diferentes ítems del proyecto.

Ver anexo XI especificaciones técnicas.

5.11. Cronograma de actividades

La construcción de la obra tendrá una duración de 137 días calendarios.

Revisar anexo XII Cronograma de Actividades.

5.12. Informe Fotográfico

Se realizó una inspección previa al lugar donde se quiere emplazar la estructura, para el informe ver anexo XIII Informe Fotográfico.

5.13. Planos

Para la representación esquemática del proyecto revisar anexo XIV Planos.

CAPÍTULO V: APLICACIÓN.....	51
5.1. Estudios previos	51
5.1.1. Topografía.....	51
5.1.2. Estudio de suelos.....	51
5.1.3. Hidrología e Hidráulica.....	52
5.2. Diseño de la superestructura.....	53
5.2.1. Cargas en el puente	53

5.2.2.	Ancho de calzada	54
5.2.3.	Barandado	54
5.2.4.	Acera	54
5.2.5.	Bordillo	54
5.2.6.	Capa de rodadura.....	54
5.2.7.	Drenaje de calzada	54
5.2.8.	Tablero	55
5.2.9.	Diafragma.....	55
5.2.10.	Longitud entre voladizos y separación de vigas maestras	55
5.3.	Diseño de vigas de hormigón preesforzado.....	55
5.3.1.	Propiedades geométricas de la sección	55
5.3.2.	Magnitudes preliminares.....	55
5.3.3.	Estimación de la excentricidad	56
5.3.4.	Cantidad de preesfuerzo.....	57
5.3.5.	Zona del cable	57
5.3.6.	Análisis de pérdidas	59
5.3.7.	Zona de anclaje	59
5.4.	Diseño al cortante y flexión de la viga.....	61
5.4.1.	Armadura transversal	61
5.4.2.	Cálculo de armadura longitudinal	61
5.4.3.	Armadura de piel.....	62
5.5.	Diseño de estribos	62
5.5.1.	Diseño en la parte frontal del estribo	62

5.5.2. Diseño de las alas del estribo	63
5.6. Cálculo de gaviones.....	64
5.7. Matriz de planificación.....	64
5.8. Cómputos métricos.....	64
5.9. Precios unitarios	64
5.10. Especificaciones técnicas.....	65
5.11. Cronograma de actividades.....	65
5.12. Informe Fotográfico.....	65
5.13. Planos.....	65
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	66
BIBLIOGRAFÍA	

ÍNDICE DE ANEXOS

I. TOPOGRAFÍA Y ESTUDIO DE SUELOS
II. ESTUDIO HIDROLÓGICO
III. CALCULO DE SUPERESTRUCTURA
IV. SISTEMA DE PREEFORZADO
V. DISEÑO AL CORTE Y FLEXIÓN EN LA VIGA
VI. CÁLCULO DE ESTRIBOS
VII. DISEÑO DE GAVIONES
VIII. MATRIZ DE PLANIFICACIÓN
IX. COMPUTOS MÉTRICOS
X. PRECIOS UNITARIOS
XI. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
XII. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES
XIII. INFORME FOTOGRÁFICO
XIV. PLANOS

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Después de concluir con el presente trabajo y puesto en consideración el proyecto intitulado Diseño Final de Ingeniería “Puente Vehicular Sobre el Río Canchasmayo” se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones descritas a continuación:

Conclusiones

- El Diseño de Ingeniería “Puente Vehicular Sobre el Río Canchasmayo” tiene una vida útil de 30 años.
- Para este diseño no fue tomado en cuenta el efecto que produce el viento debido a que en la zona de estudio no es considerado de gran magnitud.
- Al encontrarse en una zona relativamente estable y en conformidad con la Norma para puentes de un solo tramo el efecto que produce el sismo tampoco fue tomado en cuenta para el diseño de este proyecto.
- La longitud del puente es de 30 metros, se definió a partir de la topografía en el lugar de emplazamiento y del estudio hidrológico e hidráulico a la cuenca de aporte se determinó el caudal de máxima crecida que permitió definir dicha longitud.
- Tanto para la Superestructura y subestructura todas las hipótesis de cargas y coeficientes que se usaron se rigen a la Norma arriba mencionada.
- El ancho de vía y número de carriles fue adoptado de acuerdo a la cantidad y tipo de vehículos que transitan por dicha carretera tomando en cuenta las especificaciones que recomienda la Norma.
- Con la finalidad de cubrir la demanda de los usuarios y en conformidad a las recomendaciones de la Norma, el diseño fue realizado para un camión tipo HL -93 de 32500 kg. Lo que permite con seguridad el tránsito de vehículos livianos y pesados.
- El barandado, acera, bordillo, tablero y diafragmas fue diseñado con hormigón $f'c = 21$ MPa. que es el más recomendable y apto para esta parte de la estructura.

- Las vigas de hormigón preesforzado debido a la sollicitud que deben resistir son tratadas de manera especial con hormigón $f'c = 35$ MPa. con armadura de acero corrugado y la cantidad requerida.
- Los cables de pretensado son de alta resistencia que garantizan la fuerza solicitada, vale mencionar que no se realizó el estudio reológico por lo que las pérdidas que se encontraron están en base a datos estándares.
- La profundidad de la fundación de los estribos fue determinada en función al cálculo de socavación y tipo de suelo existente según el ensayo realizado.
- Se determino por conveniente la construcción de gaviones aguas arriba y aguas debajo del puente con la finalidad de realizar un encauce al río garantizando su estabilidad y seguridad al puente durante su vida útil.
- El presupuesto determinado corresponde a todos los ítems considerados, además del costo de supervisión, operación y mantenimiento necesario para la construcción y vida útil del proyecto respectivamente.
- El plazo total determinado para la construcción de la obra está en función a los ítems mencionados y la duración de cada uno de ellos, considerando que se trabajara de manera continua hasta su finalización y no existirá paralización o interrupción alguna durante la ejecución.
- Los planos constructivos que se presenta detalla los resultados obtenidos y materiales en general para la construcción del puente.

Recomendaciones

- Tanto al ingreso y salida del puente se debe construir terraplenes de acceso con los volúmenes calculados y paquete estructural tal como se muestra en anexo I y se rige la Norma.
- La resistencia característica del suelo obtenido es el resultado del ensayo de Capacidad Portante del Suelo (SPT), no se logró realizar a nivel de profundidad que se efectuará la fundación, por lo que se recomienda antes de la construcción realizar su verificación con un estudio de suelos adecuado (Estudio de Geotecnia).
- Se realizó un encause al río actual, con el fin de reducir la longitud del puente. El estudio de defensivos tiene como finalidad garantizar la seguridad de la estructura, por lo que queda abierta la posibilidad de la ubicación y sentido de los gaviones para cumplir su objetivo.
- Según se puede observar en dicho lecho existe una cantidad considerable de agregados, por lo que se recomienda realizar un estudio de los mismos, considerando la parte económica poder emplearlos en la construcción.

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO, Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transporte Oficial. Especificaciones estándar para puentes de carreteras, Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) – 2004.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-2005).

BELMONTE, HUGO E. Puentes. La Paz – Bolivia 1.990.

NILSON, ARTHUR H. Diseño de Estructuras de Concreto Editorial. Limusa, México 1.999.

M.K. HURTS Prestressed Concrete Design 1988.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Puentes. Análisis, Diseño y Construcción. Lima – Perú 1.994.

PEDRO JIMENEZ MONTOYA, Hormigón Armado 14^a Edición 2000.

ALFONSO BOTTEGA, Obras de Riego Para Zonas Montañosas 1^{ra} Edición Julio 2004.

LONGITUD DEL VOLADIZO Y SEPARACIÓN DE VIGAS MAESTRAS

$$f_e = f_i$$

f_e = Factor de carga exterior

f_i = Factor de carga interior

Factor de carga interior

Para puentes sobre vigas en I de hormigón prefabricado para dos o más fajas de tráfico.

$$f_i = 0.596 * S$$

Donde:

S = separación promedio entre ejes de vigas longitudinales.

Factor de carga exterior

Ancho de vía (L) = 7.30 m.

Numero de vigas = N

Si hacemos: $\sum M_B = 0$

$$f_e * S - 1 * (S + a - 0.85) - 1 * (S + a - 0.85 - 1.80) = 0 \quad (I)$$

$$Si \quad L = 2 * a + 2 * S - 0.50 \quad (II)$$

$$0.596 * S^2 = 2 * S + 2 * a - 3.50$$

Si:

$$f_e = f_i \quad \text{Igualando exterior con interior}$$

$$0.596 * S^2 - 4.2 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$S = 2.65 \text{ m.}$$

Reemplazando valores:

S = 2.70 m. Separación de las vigas

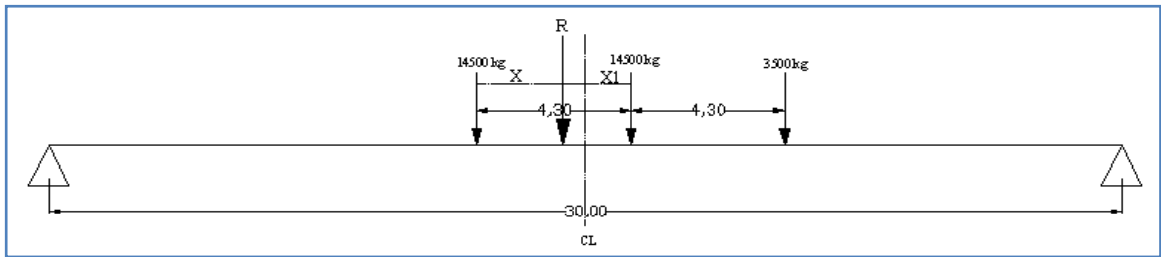
$f_i = 1.67$ para vigas interiores

$f_e = 1.67$ para vigas exteriores

$a = 0.95$ m. Longitud del volado

TEOREMA DE BARRÉ

Posición de la resultante:

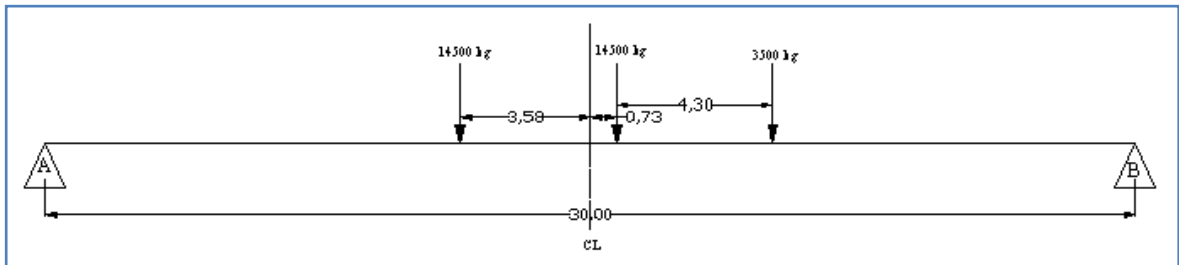


$$32500 * x = 14500 * 4.3 + 3500 * 8.6$$

$$x = 2.845 \text{ m.}$$

$$x_1 = \frac{4.30 - 2.845}{2} = 0.73 \text{ m.}$$

Determinación de la máxima sollicitación.



Resolviendo el sistema.

$$R_A = 17155.833 \text{ kg.}$$

$$R_B = 15344.167 \text{ kg.}$$

$$M_{CL} = 203781.25 \text{ kg m.}$$

$$M_{MAX} = 205623.656 \text{ kg m.}$$

CONSIDERACIÓN DE ESTADOS LÍMITES

Estados límites de servicio

Los estados límites de servicio se deben considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular, para ello se tienen los siguientes estados.

Servicio I – Combinación de cargas que presenta la operación normal del puente con un viento de 90 km/h. tomando todas las cargas y sus momentos nominales. También se relacionan con el control de las deflexiones y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para la investigación de taludes. *Fue considerado en el diseño por su importancia y adecuación al proyecto.*

Servicio II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico. *No corresponde.*

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.

Estado límite de fatiga y fractura.

La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente y se tiene el siguiente estado.

Fatiga – Combinación de carga de fatiga y fractura que se relaciona con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificado. *No fue considerado en el diseño, no se realizó un aforo y no se conoce la cantidad ni el tipo de vehículos que transitan por la carretera.*

Estados límites de resistencia.

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales pero se espera que la integridad estructural global se mantenga, este estado garantiza que se provee resistencia y estabilidad.

Resistencia I – Combinación de cargas básica que presenta el uso vehicular normal del puente sin viento. *Fue empleada en el diseño por considerar la mayoración y combinación de todas las cargas actuantes.*

Resistencia II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificado por el propietario, sin viento. *No corresponde.*

Resistencia III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h. *No se consideró velocidad de viento.*

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

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

Estados límites correspondiente a eventos extremos.

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

Evento extremo I – Combinación de cargas que incluye sismos. *No corresponde.*

Evento extremo II – Combinación que incluye colisión de vehículos y ciertos eventos hidráulicos con una sobre carga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT. *Fue empleado en el diseño por considerar la colisión del vehículo.*

Vista actual del paso del río



Vista aguas arriba del camino actual y defensivos existentes



Defensivos existentes en la ribera del río – lado Camacho



Vista aguas abajo del paso actual del río

