

1. ANTECEDENTES

1.1. El problema

Para las comunidades campesinas la construcción de puentes vehiculares se constituye en un medio muy importante para su desarrollo e integración, ya que permiten solucionar el problema de la interrupción del tránsito vehicular y peatonal en época de lluvias.

Desde ya hace bastante tiempo, las comunidades del distrito 11 de la primera sección de la Provincia Arce cuentan con caminos vecinales de tierra bastante precarios que no permiten una adecuada transitabilidad peatonal y mucho menos vehicular en época de lluvias; lo más crítico es que no cuentan con puentes vehiculares que permitan el paso de ríos y quebradas en época de lluvias, como es el caso de la comunidad de San Antonio.

Se tienen datos estadísticos de la existencia de 156 personas, 24 familias totalmente aisladas en época de lluvias hasta que pasan las crecidas, quienes no pueden sacar sus productos a los mercados próximos, lo cual ocasiona pérdidas económicas a los habitantes de esta comunidad, por lo que muchas personas principalmente jóvenes se ven en la necesidad de migrar hacia la Argentina y a la ciudad de Tarija en busca de mejores condiciones de vida.

Con la Construcción del Puente Vehicular sobre el río “Churumas” se dará solución a los problemas de la necesidad de integración de la comunidad de “San Antonio” con las comunidades vecinas y a la demanda de los agricultores de la zona de una vía de comunicación propicia, de este modo sus habitantes puedan comercializar sus productos en los mercados próximos, visitar comunidades y pueblos vecinos y viceversa permitiendo que exista comunicación entre pueblos y dando lugar al intercambio cultural, social y económico entre los mismos.

1.1.1. Planteamiento

Después de visitar la comunidad y conversar con algunos habitantes del lugar, se pudo observar la sentida necesidad de los mismos de salvar el acceso interrumpido, el mismo que impide el transporte de su producción al mercado en época de lluvias.

El río “Churumas” que cruza el camino de ingreso a la comunidad, impide el acceso de vehículos a la comunidad San Antonio en época de lluvias y después de las mismas ya que la socavación de este río deteriora el paso natural con el que cuenta el camino.

Los principales causales de este problema son las siguientes:

- Grandes crecidas del río en épocas de lluvia que llegan a una altura de 5.00 m.
- Existencia de un camino vecinal que cruza el cauce natural del río.

De mantenerse la situación actual, se puede generar reducción en la producción agrícola debido a la imposibilidad de su comercialización, problemas entre comunarios y el municipio y, finalmente, la migración de los comunarios e incluso pérdidas humanas. Por lo cual se requiere plantear una solución al presente problema de acuerdo a las siguientes alternativas:

- **Construcción de un puente vehicular.**
- Construcción de un puente peatonal.
- Construcción de un badén.

1.1.2. Formulación

En consecuencia con las alternativas de solución planteadas, será posible la construcción de ya sea el puente vehicular, un puente peatonal o de un badén.

1.1.3. Sistematización

Según lo observado en una visita a la comunidad y a la zona de estudio, la alternativa de construir un badén, si bien evitara que el río no se lleve el camino en una crecida, no soluciona el problema en su totalidad. Por otro lado, la construcción del puente peatonal solo resuelve el tráfico peatonal y no así el vehicular; por lo cual es necesaria la **construcción de un puente vehicular**, ya que de esta manera se soluciona todo el tráfico tanto peatonal como vehicular.

1.2. Objetivos

El proyecto de ingeniería civil tiene los siguientes objetivos:

1.2.1. General

- Realizar el diseño estructural de un puente vehicular en arco de sección variable con tablero intermedio de hormigón armado, en la comunidad de San Antonio sobre el río “Churumas”, para solucionar los problemas de interrupción del tránsito vehicular en época de lluvias.

1.2.2. Específicos.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Recopilar información de la zona para poder definir los parámetros geométricos iniciales del puente.
- Ejecutar el levantamiento topográfico del lugar de emplazamiento del puente, para generar planos en planta-perfil del lecho del río y accesos.
- Realizar el estudio hidrológico e hidráulico de la cuenca del río “Churumas”, mediante información proporcionada por el SENAMHI, para determinar el N.A.M.E.
- Efectuar el estudio de suelos y/o rocas, para determinar su capacidad portante.
- Realizar el análisis y diseño estructural de los elementos de la superestructura e infraestructura, mediante el uso del software SAP 2000 v.14 y requisitos de la norma AASHTO LRFD 2004, para determinar las dimensiones y armadura requerida para cada elemento.
- Elaborar los planos a detalle de la superestructura, infraestructura, para su posterior construcción.
- Desarrollar la estrategia para la ejecución del proyecto (Especificaciones técnicas, precios unitarios, cómputos métricos, presupuesto, planeamiento y cronograma), para determinar el costo y el tiempo requeridos para su construcción.

1.3. Justificación

Las razones que justifican la realización del proyecto son:

1.3.1. Académica.

El motivo que impulsa el presente proyecto es el profundizar y aportar conocimientos para el diseño del tipo de puente planteado. Razón que argumenta el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del proyecto.

1.3.2. Técnica.

Lo que se busca es emplazar en el lugar el tipo de puente que cumpla con las condiciones técnicas que respondan a la característica del suelo y/o roca, topografía, nivel máximo de crecidas y longitud.

Por las características observadas en el lugar, se puede emplazar cualquier tipo de puente que cumpla las condiciones económicas.

1.3.3. Social.

Una de las razones que justifican el estudio de un puente sobre el río “Churumas” radica básicamente en que los habitantes o familias requieren un camino vehicular transitable durante todo el año, en especial en épocas de crecidas, con el objeto de acceder a una mejor salud y condiciones económicas favorables, para poder comercializar sus productos principalmente agrícolas; además con estos mismos ingresos poder acceder a otros productos que no se producen en la zona y, de esta manera poder tener una alimentación más balanceada y equilibrada.

Así mismo, la construcción del puente sobre el río “Churumas”, facilitará a los comunarios trasladarse a los centros de atención médica, cuando se presenten emergencias, ya que la comunidad no cuenta con servicios de salud.

Por otro lado se puede evidenciar que la comunidad tiene una producción excedentaria que no es consumida por los productores, lo cual implica que este excedente de producción necesita ser comercializada. Para poder comercializar los productos agrícolas y pecuarios se requiere contar con accesos hacia los mercados de abasto tanto provinciales como departamentales.

1.4. Alcance del proyecto

1.4.1. Análisis de alternativas

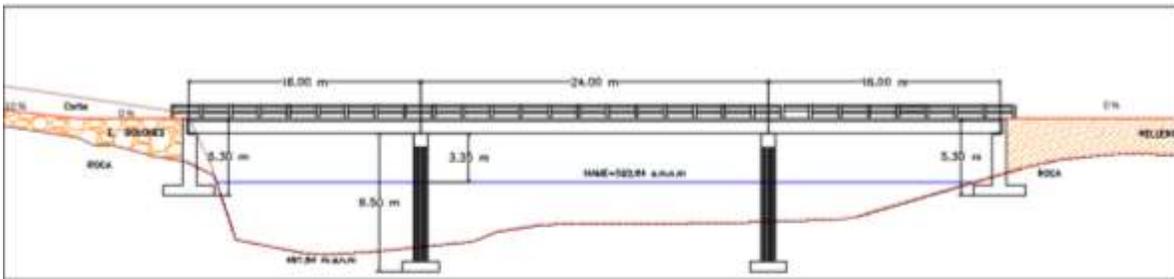
Con información secundaria y considerando principalmente el aspecto económico en el perfil de proyecto se han analizado las siguientes alternativas.

a) Diseño de un puente vehicular de vigas de Hormigón Armado. (Alternativa 1)

Un puente de este tipo tiene un costo aproximado de Bs. 49.431 por unidad de longitud¹.

Esta alternativa es viable económicamente, pero estéticamente es una obra tradicional y técnicamente no adecuada por requerir pilas intermedias para cubrir toda la longitud. Situación que dificultaría notablemente el paso de materiales en suspensión (palizadas y ramas de árboles).

FIGURA 1.1.
PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO



b) Diseño de un puente vehicular de vigas de hormigón preesforzado (Alternativa 2)

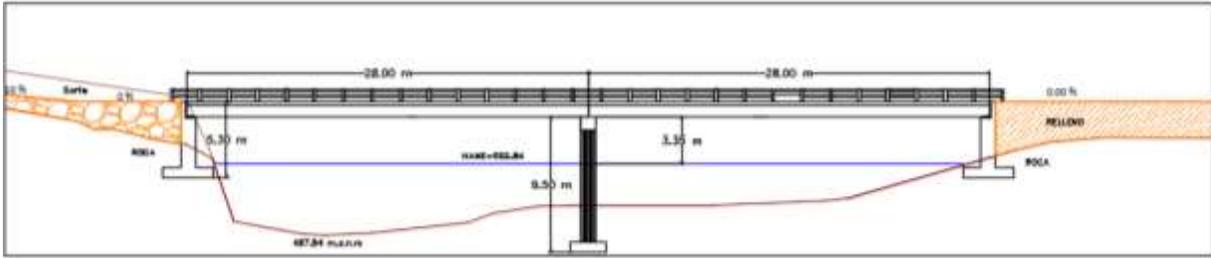
En este caso, se tiene un costo aproximado de Bs 83.520 por metro de longitud².

Esta alternativa tiene un costo elevado en relación a la anterior, por lo que podría no ser viable en términos financieros. Técnicamente, presenta una desventaja al igual que la anterior alternativa, ya que necesita de una pila central que dificulta el paso de materiales en suspensión

FIGURA 1.2.
PUENTE DE VIGAS DE HORMIGÓN PREESFORZADO.

¹ Dato extraído de la Tesis “Diseño final puente vehicular sobre el río sella” elaborado por la Ing. Jenny A. Romero Tolaba.

² Dato extraído del Trabajo dirigido “Comparación Estructural Puente en Arco de Hormigón Armado Vs Puente de Vigas de Hormigón Preesforzado” elaborado por el Ing. Adán B. Miranda Perales.



c) Diseño de un puente vehicular en arco (alternativa 3)

Técnicamente es viable por las condiciones de roca en sus extremos y por no necesitar pilas centrales, ya que permite el paso libre de los materiales en suspensión. Además, no altera el curso natural del río puesto que el puente se encuentra al ingreso de la reserva protegida de Tariquia.

Atendiendo este criterio es que vale la pena analizar más a detalle este tipo de puente.

Teóricamente si se trata de hormigón armado, la solución con cualquiera de los tipos de arco corresponde a la mejor, porque el arco viene a comportarse como un pretensado natural, que sigue la forma de la línea de presiones de las cargas por peso propio, lo cual permite aprovechar mejor los materiales, ya que el hormigón presenta una elevada resistencia a la compresión.³

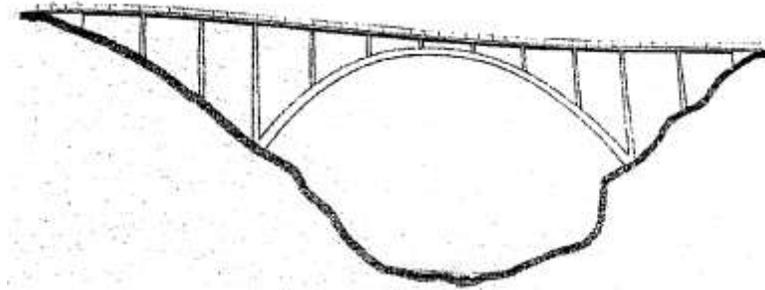
“De acuerdo a la ubicación del tablero con respecto al arco, se clasifican en:

- **Puente en arco de tablero superior**, se presta especialmente para los casos de cruces de valles en zonas montañosas de laderas empinadas y rocosas, en gargantas profundas, cuando se desea ganar galibo para permitir el paso de barcos en la entrada de puertos, ríos navegables o cuando las condiciones de ubicación y funcionalidad así lo permitan. En este caso, las péndolas trabajan a compresión al transmitir las cargas desde el tablero hasta el arco.

FIGURA 1.3.

PUENTE EN ARCO DE TABLERO SUPERIOR

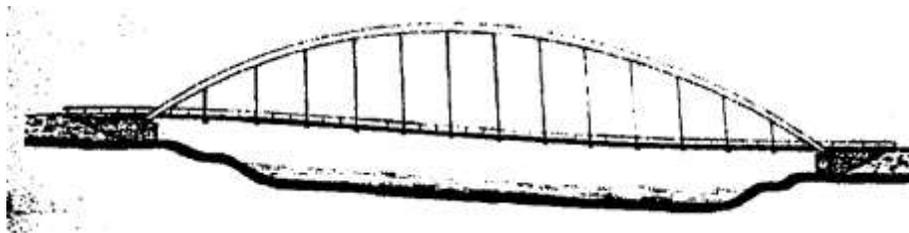
³ Belmonte G. Hugo; “Puentes”, Página 198



- **Puente en arco de tablero inferior**, se aplica cuando se trata de un puente cuyo acceso o rasante es muy baja y, por razones de estética, se desea construir un puente en arco, en la cual todas las péndolas trabajan a tracción”⁴

FIGURA 1.4.

PUENTE EN ARCO DE TABLERO INFERIOR

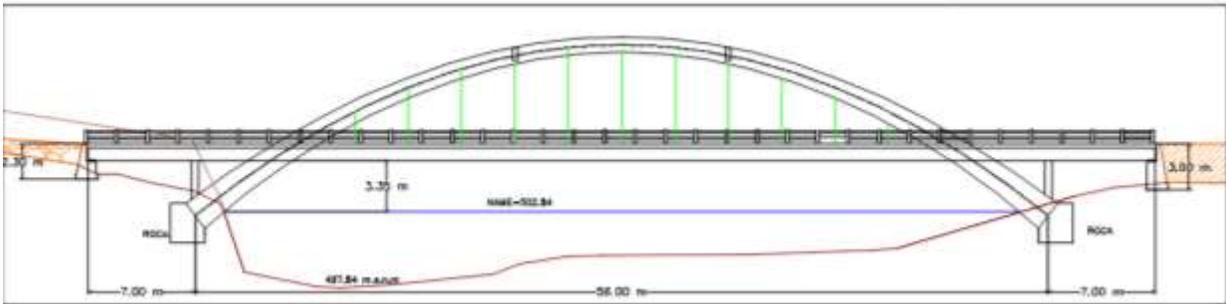


- **Puente en arco de tablero intermedio**, lleva el tablero en la parte intermedia y presenta un buen aspecto arquitectónico. Se lo emplea en ríos o quebradas no muy profundas o en pasos superiores por que el galibo que se consigue es suficiente para el paso vehicular. En esta solución las cargas del tablero se transmiten al arco mediante las péndolas a compresión en los extremos del puente y en la parte central trabajan a tracción. Esta solución se adecúa muy bien a las características del lugar del proyecto.

FIGURA 1.5.

PUENTE EN ARCO DE TABLERO INTERMEDIO

⁴ Belmonte G. Hugo; “Puentes”, Página 199



Desde el punto de vista de su aplicación, se determina que el tipo de puente que se ajusta a las características de nuestro proyecto (presencia de roca, nivel de máxima crecida y niveles de rasante) es el puente en arco con tablero intermedio.

Este tipo de puente tiene un costo aproximado de Bs.100.249 por metro de longitud⁵.

Esta alternativa de proyecto tiene un costo ligeramente mayor al anterior, pero si se toma en cuenta que este importe se debe al elevado costo de su infraestructura al ser datos de un puente sin presencia de roca en sus extremos como se menciona en las conclusiones del trabajo dirigido del ing. Miranda; se puede aprovechar que en el presente proyecto se cuenta con roca en sus extremos por lo que se reducirían costos, logrando, de esta manera hacer de esta alternativa la mejor para el puente en estudio.

En consecuencia con el análisis de alternativas realizado en el perfil de proyecto y considerando que se trata de un diseño académico, se estableció que la alternativa de proyecto viable es el diseño estructural de un puente en arco de sección variable con tablero intermedio de hormigón armado.

1.4.2. Resultados a Lograr.

En el desarrollo de la propuesta “Diseño estructural de un puente vehicular en arco de sección variable con tablero intermedio”, se pretende alcanzar los siguientes resultados:

- Recopilación, análisis y procesamiento de la información técnica disponible en el municipio de Padcaya, Instituto Geográfico Militar, internet, libros de puentes y suelos e información proporcionada por los docentes expertos en la materia.

⁵ Dato extraído del Trabajo dirigido “Comparación Estructural Puente en Arco de Hormigón Armado Vs Puente de Vigas de Hormigón Preesforzado” elaborado por el ing. Adán B. Miranda Perales.

- Visitas a la comunidad de San Antonio, para verificar la información recopilada, de manera que se pueda validar los datos proporcionados por otras fuentes.
- Levantamientos topográficos: planimetría a escalas recomendadas y curvas de nivel a cada metro.
- Estudio hidrológico e hidráulico; con el cual se determinarán los caudales de diseño y nivel de máxima crecida, que aseguren las obras tanto a nivel funcional como la de brindar seguridad a las mismas.
- Estudio geológico y de suelos que permita determinar la capacidad portante del suelo de fundación.
- Análisis y diseño estructural del puente vehicular en arco de sección variable con tablero intermedio: superestructura e infraestructura.
- Elaboración de planos a detalle para: la superestructura e infraestructura.
- Estrategia para la ejecución del proyecto: especificaciones técnicas, precios unitarios, cómputos métricos, presupuesto, planeamiento y cronograma.

1.4.3. Aporte académico del estudiante

El aporte académico es, en sí, el diseño estructural, de un puente en arco de sección variable con tablero intermedio de hormigón armado. Este es un diseño no convencional en nuestro medio y no desarrollado en la asignatura puentes.

Se pretende que este proyecto sirva para futuras generaciones como una guía para una adecuada elección y diseño de este tipo de puentes.

1.5. Localización.

El puente vehicular se localiza en la Comunidad de San Antonio sobre el río “Churumas”, Distrito 11 del Municipio de Padcaya, Primera Sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija, Estado Plurinacional de Bolivia. Se ubica aproximadamente a 1.2 Km de distancia del puente del Rio Tarija, sobre el camino de tierra hacia esa comunidad, exactamente en las coordenadas: 22°20'02.35" latitud sur y 64°08'10.85" longitud oeste.

FIGURA 1.6.
LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO ÁMBITO NACIONAL



FIGURA 1.7.

LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO ÁMBITO DEPARTAMENTAL



FIGURA 1.8.

LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO ÁMBITO PROVINCIAL



LO



Imagen satelital tomada de google earth, muestra la ubicación del puente en estudio respecto a la ubicación del puente del río Tarija.

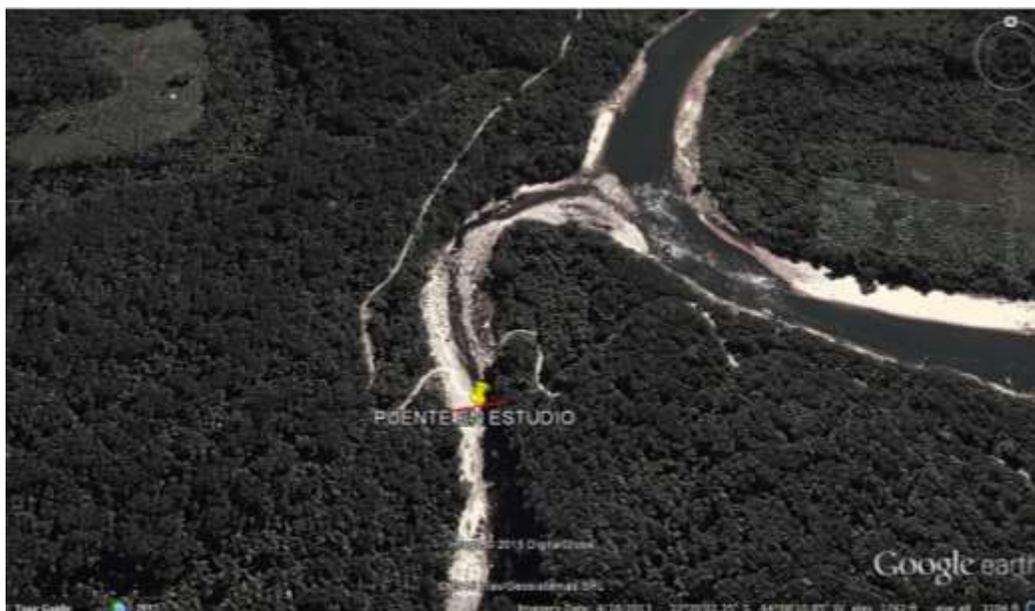


Imagen satelital tomada de google earth, muestra una ubicación más precisa del puente en estudio respecto al camino existente.

1.5.1. Información socioeconómica relativa al proyecto.

1.5.1.1. Aspectos demográficos

Población del área de influencia.

El Proyecto comprende la construcción de un Puente vehicular sobre el río “Churumas” en la Comunidad de San Antonio, el cual beneficiará a todos los comunarios de la zona. Por lo tanto, es de suma importancia conocer las principales características tanto demográficas, socio-culturales y productivas de la comunidad.

La población de esta comunidad asciende aproximadamente a 156 habitantes, de los cuales el 53% son hombres y el 47% mujeres. Tal como se observa en la tabla 1.1

TABLA 1.1
POBLACIÓN SEGÚN SEXO (COMUNIDAD BENEFICIADA CON EL PROYECTO)

COMUNIDAD	SEXO		TOTAL
	HOMBRES	MUJERES	
San Antonio	82	74	156

TOTAL	82	74	156
Peso Relativo	53%	47%	100%

Fuente: Proyección al Año 2014 – Base Censo 2001

Estabilidad poblacional

La migración junto con las tasas de natalidad y mortalidad son las variables que determinan el crecimiento y la estructura de la población.

Según los datos del censo de Población y Vivienda, indican que el municipio de Padcaya (lugar donde se encuentran ubicada la Comunidad Beneficiaria) tiene una tasa de crecimiento intercensal de 1,13%, baja en comparación con otros Municipios, como Cercado, Bermejo, Yacuiba y Villa Montes.

A continuación se presenta un análisis del tipo de migración que se da en el área de influencia del proyecto:

a) Emigración

a.1) Emigración temporal

La emigración temporal se da mayormente en los hombres mayores de 20 años de edad, como se observa en la tabla 1.2, en tanto que las mujeres menores de 20 años son las que migran en menor proporción.

TABLA 1.2

EMIGRACIÓN TEMPORAL SEGÚN EDAD, SEXO, ÉPOCA Y OCUPACIÓN

COMUNIDAD	Nº DE FAMILIAS	HOMBRES		MUJERES		LUGAR DE EMIGRACIÓN	RAZONES	OCUPACIÓN	ÉPOCA	INGRESO (Bs)
		15 a 20	21 a Mas	15 a 20	21 a Mas					
San Antonio	24	2	3	1	2	Argentina, Tarija y Bermejo	Trabajo y Estudio	Jornalero y Estudiante	Febrero - Diciembre	80 - 90 Bs/día
TOTAL	24	2	3	1	2					

La proporción de emigrantes temporales en el último año fue de 5,13% del total de la población que habita en esta comunidad. Las causas centrales para la emigración son: La inexistencia de empleo en la comunidad y ausencia de mejores servicios educativos.

Los lugares más preferidos por los emigrantes temporales en orden de importancia-son: Argentina, Tarija y Bermejo. El periodo de tiempo que emigran oscila entre 8 a 10 meses durante el año.

La ocupación que tienen los temporeros consiste en su mayoría labores culturales agrícolas, construcción de infraestructura de viviendas, zafra, labores de hogar y estudios secundario y universitario.

a.2) Emigración definitiva

Los riesgos climáticos en la producción agropecuaria, la falta de acceso a los centros de consumo para comercializar sus productos, los ingresos monetarios bajos, la inexistencia de servicios básicos (salud, educación, vivienda), entre otros, motivan que los habitantes sientan la atracción por los bienes y servicios que ofrecen los centros urbanos, otros lugares geográficos con mejores recursos naturales que en definitiva ocasionan que las familias abandonen su comunidad y los pequeños centros poblados; aumentando de esta forma la migración campo – ciudad.

TABLA 1.3

EMIGRACIÓN DEFINITIVA SEGÚN EDAD, SEXO, RAZONES Y OCUPACIÓN

COMUNIDAD	Nº DE FAMILIAS	HOMBRES		MUJERES		LUGAR DE EMIGRACIÓN	RAZONES	OCUPACIÓN
		15 a 20	21 a Mas	15 a 20	21 a Mas			
San Antonio	24	0	0	0	0	---	---	---
TOTAL	24	0	0	0	0			

Fuente: Plan de Desarrollo Municipal de Padcaya

Elaboración: Propia

b) Inmigración

El flujo migratorio hacia la provincia Arce, en especial a la zona de influencia del proyecto no registra movimientos significativos, las pocas personas que llegan son campesinos que proceden fundamentalmente del Valle Central de Tarija, que durante la temporada agrícola se trasladan a diversas Comunidades de la Provincia a realizar diferentes actividades agropecuarias, fundamentalmente en aquellas Comunidades que cuentan con mejores condiciones para la producción.

En relación al área de influencia del Proyecto, según la información obtenida, se conoce que en los últimos años, no han llegado personas procedentes de otros lugares; por lo que esta situación no se presenta en la zona.

Número aproximado y tamaño promedio de las familias

El número aproximado de familias directamente beneficiarias con el proyecto son 24, mientras que el tamaño promedio por familia es de 6,4 miembros por familia, tal como se puede ver en el siguiente cuadro.

TABLA 1.4
NÚMERO APROXIMADO Y TAMAÑO PROMEDIO DE LAS FAMILIAS

COMUNIDAD	POBLACIÓN TOTAL	NÚMERO DE FAMILIAS	TAMAÑO PROMEDIO
San Antonio	156	24	6,4
TOTAL	156	24	6

Fuente: Proyección al Año 2014 – Base Censo 2001

Elaboración: Propia

1.5.1.2. Aspectos económicos

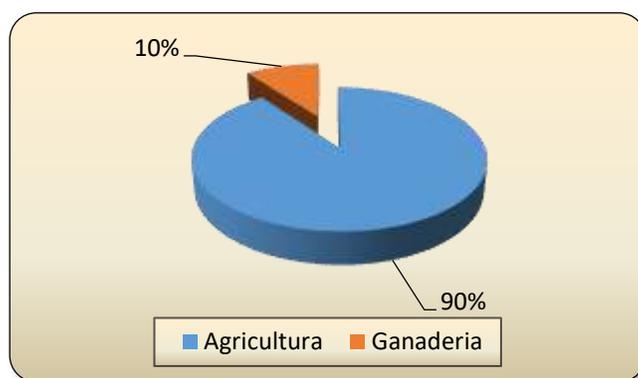
Principales actividades económicas

Las principales actividades que se desarrollan y de las cuales dependen las familias beneficiarias con el proyecto, son en su mayoría la agricultura y ganadería.

En el gráfico siguiente, se observa que la actividad agrícola es practicada por el 90% de las familias beneficiarias con el proyecto, mientras que el 10% de las familias se dedica a la actividad ganadera.

Pese a la descripción anterior, es de hacer notar que la mayoría de las familias practican simultáneamente dos actividades, e incluso hasta tres o cuatro. Sin embargo, la actividad más importante desde el punto de vista económico es la Agricultura y la Ganadería, ya que su destino es tanto el autoconsumo como la comercialización.

FIGURA 1.10.
PRINCIPALES ACTIVIDADES ECONÓMICAS



Fuente: Diagnóstico Municipal de Padcaya.

Elaboración: Propia

Entre los principales productos que se cultivan en la zona se tiene: el maíz, maní, caña de azúcar, papa y cítricos. Por otra parte, entre los principales tipos de ganado que se produce en el área de influencia del proyecto, se tiene: vacuno, porcino y aves.

La producción tanto agrícola como ganadera en el área de influencia del proyecto se detalla a continuación:

TABLA 1.5
SUPERFICIE Y RENDIMIENTOS DE LA PRODUCCIÓN AGRÍCOLA

PRODUCTO	SUPERFICIE	RENDIMIENTO	PRECIO

	HAS	TN/HAS.	\$US.
Maíz	61	15	255,00
Maní	20	2	276,00
Caña de Azúcar	110	40	420,00
Papa	23	10	283,00
Cítricos	8	4	424,00
TOTAL HAS.	222,00		

Fuente: Diagnóstico Municipal de Padcaya

Elaboración: Propia

TABLA 1.6
CANTIDAD Y PRECIOS DE LAS PRINCIPALES ESPECIES GANADERAS

GANADO	CANTIDAD/CABEZAS	PRECIO VIVO EN FINCA
		\$US.
Vacuno	100	210
Porcino	180	25
Aves	250	8

Fuente: Diagnóstico Municipal de Padcaya

Elaboración: Propia

1.5.2. Servicios básicos existentes

Los servicios con que debe contar la población son el agua potable, energía eléctrica, salud, educación y otros. En este apartado se analiza si la comunidad del área de influencia del proyecto cuenta con los servicios anteriormente citados.

1.5.2.1. Agua potable

El servicio de agua potable en el área de influencia del Proyecto es regular, ya que del total de 24 familias beneficiarias, 22 cuentan con este servicio, considerando la instalación tanto dentro como fuera del domicilio. La cobertura del servicio en la comunidad beneficiaria es superior al 91%.

Todas las familias que no cuentan con el servicio de agua potable, se ven obligadas a consumir agua de ríos, quebradas y vertientes, que se encuentran cercanos a la Comunidad.

TABLA 1.7
CANTIDAD DE FAMILIAS CON Y SIN AGUA POTABLE POR CAÑERÍA

COMUNIDAD	NUMERO DE FAMILIAS	N° DE FAMILIAS	
		CON AGUA POTABLE	SIN AGUA POTABLE
San Antonio	24	22	2
TOTAL	24	22	2

Fuente: Diagnóstico Municipal de Padcaya

Elaboración: Propia

1.5.2.2. Alcantarillado

En la comunidad beneficiaria no existe el servicio de alcantarillado por red de drenaje, por lo que una proporción de las familias cuenta con letrinas (16 familias), (ver tabla 1.8).

En esta tabla, también se observa que existen Familias que no cuentan con ningún tipo de servicios para eliminar excretas, siendo 8 familias de las 24 que habitan la comunidad beneficiaria con el proyecto.

Todas estas familias que no tienen la oportunidad de contar con un sistema de eliminación de excretas, se ven obligadas a hacer sus necesidades en el campo abierto, lo que se convierte en foco de contaminación y, por tanto, a una mayor exposición de enfermedades y parásitos poniendo en riesgo la sanidad de las mismas familias, de los animales domésticos y el medio ambiente (agua de los ríos y aire).

TABLA 1.8

COBERTURA Y MEDIOS PARA LA ELIMINACIÓN DE EXCRETAS

COMUNIDAD	NÚMERO DE FAMILIAS	N° DE FAMILIAS			
		ALCANTARI LLADO	POZO CIEGO	CON LETRINA	NINGUNA
San Antonio	24	0	0	16	8
TOTAL	24	0	0	16	8

Fuente: Diagnóstico Municipal de Padcaya

Elaboración: Propia

1.5.2.3. Electricidad

La Comunidad beneficiaria con el proyecto cuenta con el servicio de energía eléctrica, 23 familias de las 24 tienen el servicio, mientras que 1 no lo tiene.

TABLA 1.9
SERVICIOS DE ELECTRICIDAD

COMUNIDAD	NÚMERO DE FAMILIAS	N° DE FAMILIAS	
		CON ENERGIA ELECTRICA	SIN ENERGIA ELECTRICA
San Antonio	24	23	1
TOTAL	24	23	1

Fuente: Diagnóstico Municipal de Padcaya

Elaboración: Propia

1.5.2.4. Educación

El sector educativo dentro de la Provincia está bajo la jurisdicción de la Dirección Distrital de Educación, que es un ente dependiente de la Dirección Departamental de Educación y la Secretaría Departamental de Desarrollo Humano.

Esta dirección, tiene a su cargo la responsabilidad administrativa y técnica de las distintas unidades centrales y sub-centrales, los que a su vez se encargan de las escuelas seccionales de cada comunidad.

Con relación a la Comunidad Beneficiaria con el proyecto, cuenta con una Unidad Educativa que solo tiene el nivel inicial y primario, ya que los estudiantes para continuar sus estudios en el nivel secundario deben asistir a otros centros poblados que tienen este tipo de establecimientos.

El número de alumnos que son atendidos en la Unidad Educativa de la comunidad beneficiaria es de 22 alumnos, tal como se puede observar en el cuadro que sigue:

TABLA 1.10
SERVICIOS DE EDUCACIÓN

UNIDAD EDUCATIVA	TOTAL NIVEL			TOTAL U.E.
	INICIAL	PRIMARIA	SECUNDARIA	

San Antonio Río Tarija	5	17	0	22
TOTAL	5	17	0	22

Fuente: Diagnóstico Municipal de Padcaya

Elaboración: Propia

1.5.2.5. Salud

El municipio de Padcaya cuenta con 19 establecimientos de salud, 1 hospital de área ubicado en la capital del municipio, 1 centro de salud localizado en La Mamora y 16 puestos sanitarios en diferentes comunidades.

En cuanto a los servicios de salud en el área de influencia del proyecto, la Comunidad de San Antonio no cuenta con el servicio de salud, es así que, los comunarios para ser atendidos se trasladan hasta la comunidad más cercana donde haya este servicio, como a San Ramón o Tremontinal donde son atendidos y cuando los casos son de mucha importancia son derivados a Padcaya y a la Ciudad de Tarija.

Entre las principales enfermedades presentadas en el área de influencia del proyecto, se tiene: resfrío, infecciones respiratorias agudas, diarrea, dolor de cabeza y otras.

1.5.2.6. Recolección y disposición de residuos sólidos

Los sistemas de recolección y tratamiento de basuras y residuos sólidos, no existe en ninguna de las Comunidades del área Rural, por lo que, en la mayoría de los casos la basura es quemada, enterrada en los terrenos, sirve de alimento a los animales o lo tiran al aire libre.

2. MARCO TEÓRICO

Para la realización del “Diseño estructural del Puente Vehicular en Arco de sección variable con Tablero Intermedio” se debe tener conocimiento de la topografía del lugar, el suelo de fundación, el nivel de máxima crecida mediante el análisis hidrológico e hidráulico, idealizar y definir la superestructura e infraestructura, definir los materiales a emplear, las secciones más convenientes y finalmente hacer los diseños correspondientes.

2.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se ejecutó con una estación total “Sokkia 610”, la misma que registra la información (coordenadas) en libretas electrónicas que posteriormente se descargan en forma directa a la computadora, eliminando así los errores de transcripción y un navegador GPS para obtener las coordenadas de los puntos de referencia.

Se realizó el levantamiento del eje longitudinal del puente, y de secciones transversales del río cada 20 metros, 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo del eje destinado para el emplazamiento del puente; asimismo se han levantado secciones transversales del camino cada 20 metros, con un ancho de franja de 40 metros, dichas secciones se han levantado en una longitud aproximada de 300 metros en la margen derecha y de 120 metros en la margen izquierda, logrando cubrir toda la extensión requerida para obtener detalle en el diseño del puente y accesos.

Con los datos de campo se elaboró el trabajo de gabinete, plasmando la información en planos planta-perfil.

Los planos en planta incluyen curvas de nivel a cada metro y la dirección del curso de agua. En los de perfil se indican las cotas de los puntos referenciales así como los niveles de aguas máximas.

2.2. Estudio de suelos.

El estudio de suelos tiene como objetivo principal: determinar la estratigrafía, las propiedades físicas y mecánicas del suelo y/o roca de fundación, con el fin de obtener su capacidad portante, para poder proporcionar las recomendaciones necesarias para elegir el tipo de cimentación más adecuado al proceso de ejecución del puente.

2.2.1. Ubicación

El denominado “Puente Vehicular San Antonio” se ubica en la progresiva 0+293.55 del nuevo trazo de acceso al puente (como se indica en el plano correspondiente), sobre el camino de ingreso a la comunidad de San Antonio Distrito 11 de la primera sección de la Provincia Arce.

Como parte de los estudios para el proyecto constructivo de dicho puente, se realizó la visita al lugar, para determinar las condiciones actuales del cruce en estudio.

Del procesamiento de la información topográfica, se definió, que la alternativa de solución es un puente en arco de un solo claro, con dos apoyos y una longitud de 56 m.

Una vez encontrada la alternativa de solución, se procedió a ubicar en campo la estructura de proyecto, así como los sitios de los sondeos “SM” de exploración para efectuar el estudio de mecánica de suelos, los cuales se ubicaron en las siguientes progresivas:

SM-1.- KM 0+293.55

SM-2.- KM 0+349.55

2.2.2. Suelos

“Los suelos que caracterizan a la geografía del territorio Municipal de la Primera Sección de la Provincia Arce, se han clasificado según la leyenda mundial de suelos de la FAO (1990). 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.

De acuerdo a la clasificación propuesta por la FAO y de acuerdo a estudios y trabajos realizados por el municipio de Padcaya; los suelos de la comunidad de San Antonio corresponden a la Asociación Fluvisol-Cambisol.”⁶

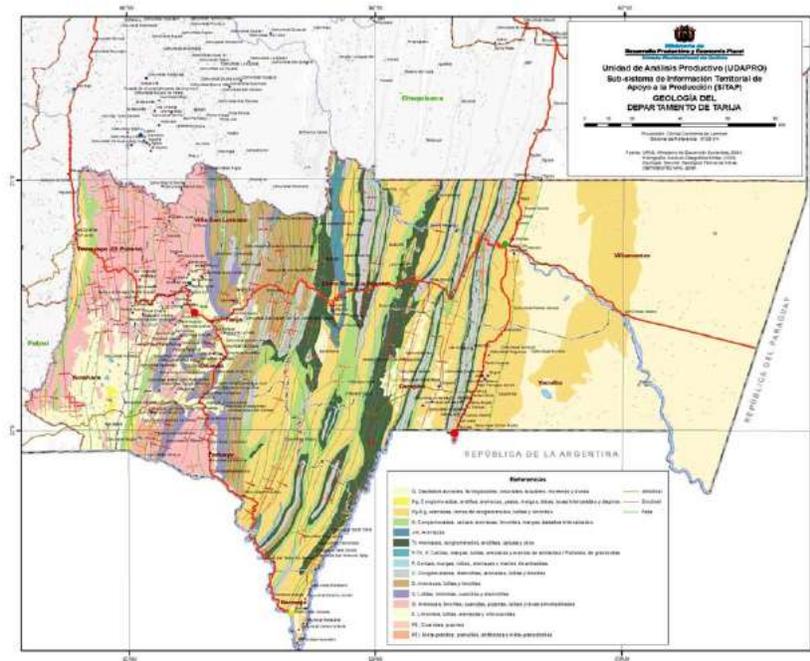
2.2.3. Geología

El área de estudio está ubicado sobre el flanco oriental de los Andes, en el sur-oeste de Bolivia, al límite entre las provincias morfotectónicas de la cordillera oriental (W) y de la zona subandina (SE). La edad de las formaciones estudiadas abarca desde el proterozoico superior hasta el neógeno y el cuaternario. La región ha sido afectada por varios eventos

⁶ Fuente: PDM Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya.

tectónicos, definiendo dominios estructurales, cada uno con su estratigrafía propia, limitados por fallas inversas.

FIGURA 2.1
MAPA GEOLÓGICO DEL DEPARTAMENTO DE TARIJA⁷



De acuerdo al mapa, en la zona del proyecto se observa la existencia de rocas del periodo tricalcico; se tienen intercalaciones de calizas, margas, lutitas y areniscas, existiendo también rocas ígneas representadas por plutones y basaltos.

2.2.4. Trabajos de campo

Para efectuar el estudio de mecánica de suelos del puente de referencia, se llevó a cabo la exploración del subsuelo en el sitio, en base a las características estratigráficas del mismo, en ese sentido se realizaron dos sondeos ubicados sobre el eje del trazo de la variante propuesta para el camino en cuestión, y localizados en los sitios de apoyos del arco del puente.

Los trabajos de campo consistieron en la exploración y muestreo del subsuelo mediante dos sondeos, ambos con equipo de laboratorio (esclerómetro), denominados SM-1, SM-2

⁷ Fuente: Atlas de Potencialidades Productivas del Estado Plurinacional de Bolivia.

respectivamente, correspondientes a las coordenadas de ubicación de los arranques del arco cuyas progresivas se mencionaron anteriormente.

En SM-1 (margen derecha) se encuentra roca, que aflora a nivel superficial, misma que se encuentra debajo de un estrato de “bolones”, y pudo ser ensayada con el esclerómetro para determinar su resistencia a la compresión.

En SM-2 (margen izquierda), la roca se encuentra a nivel superficial, y pudo ser ensayada directamente con el esclerómetro.

Determinación de la resistencia a compresión simple

Al tratarse de una roca frágil y laminada, se propone realizar una prueba no destructiva de la resistencia de la roca usando un esclerómetro.

FIGURA 2.2 MARTILLO DE SCHMIDT (ESCLERÓMETRO).⁸

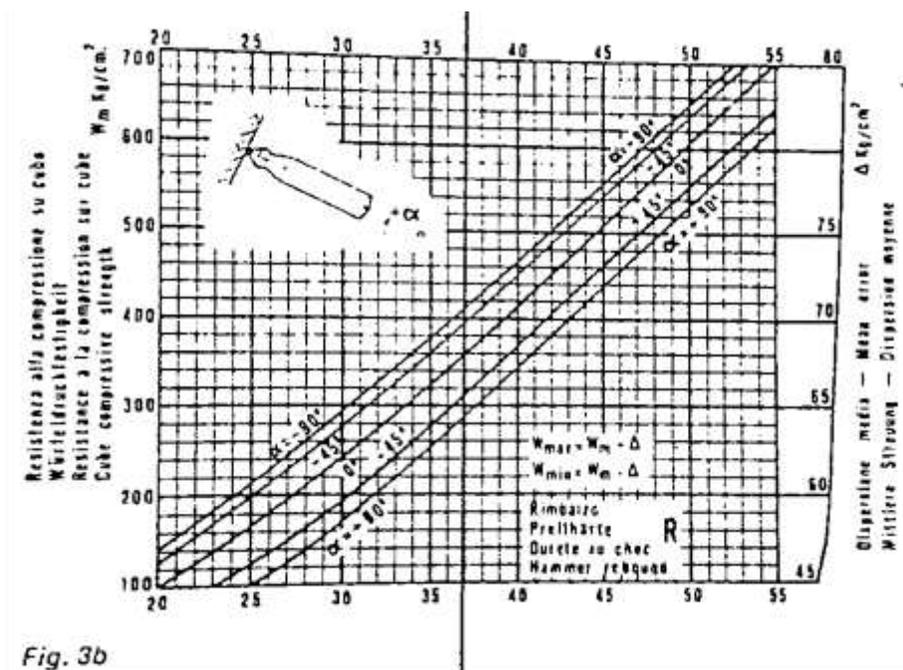
⁸ Fuente: Mecánica de rocas: Fundamentos e ingeniería de taludes. PEDRO RAMIREZ O. LEANDRO ALEJANO M. página 179



Su funcionamiento consiste en una pesa tensada por un muelle. Dicha pesa tensada es lanzada contra la roca y se mide su rebote (R), con este valor se ingresa a curvas (dadas por el fabricante) que permiten determinar la resistencia a la compresión simple de la roca.

FIGURA 2.3

CURVAS PARA LA DETERMINACION DE RESISTENCIA A LA COMPRESION⁹



2.2.5. Estratigrafía y propiedades

⁹Extraída del manual de instrucciones del esclerómetro 58-C081/N

Se determinan las profundidades de cada uno de los estratos, en este caso estrato 1 “bolones” y estrato 2 “roca”.

En base a la tabla 2.1. se especifica el tipo de roca considerando la resistencia antes determinada por el método del esclerómetro, las características de la misma (color, susceptibilidad de desintegración).

TABLA 2.1
CLASIFICACIÓN DE ROCAS A PARTIR DE SU RESISTENCIA A
COMPRESIÓN SIMPLE¹⁰

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (MPa)	ISRM (1981)	GEOLOGICAL SOCIETY OF LONDON (1970)	BIENIAWS KI (1973)	EJEMPLOS
<1	Suelos			
1-5	Muy blanda	Blanda >1.25	Muy baja	Sal, lutita, limonita, marga, carbón.
5-12.5	blanda	Moderadamente blanda		
12.5-25		Moderadamente		
25-50	Moderadamente dura	dura	baja	Esquisto, pizarra
50-100	Dura	dura	media	Rocas metamórficas, esquistosas, mármol, granito, gneiss, arenisca, caliza porosa.
100-200	Muy dura	Muy dura	alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada, caliza, dolomía.
>200				
>250	Extremadamente dura	Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto.

¹⁰ Fuente: tabla propuesta por Gonzales Vallejos

2.2.6. Análisis de la cimentación

De acuerdo a las características de las cargas provenientes del análisis estructural, a las características resistentes de la roca, y a los perfiles estratigráficos, se realiza la recomendación y selección del tipo de fundación más indicado para este proyecto (ver capítulo 3).

2.3. Estudio hidrológico e hidráulico

El estudio hidrológico e hidráulico permitirá establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias, además los factores hidráulicos que conlleven a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río, lo cual permitirá definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica posibilitan establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de aguas extraordinarias (NAME) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendado para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

2.3.1. Características generales de la cuenca

La cuenca del río “Churumas” se encuentra en las Serranías de San Telmo, donde la vegetación natural de la zona es abundante y está conformada principalmente por lapacho rosado y blanco; matorrales y pastizales.

El área donde se localiza el proyecto se caracteriza por un clima cálido, con precipitaciones medias anuales del orden de 2103.7 mm¹¹.

La estimación de las crecidas, se basa en el estudio de las precipitaciones máximas de corta duración y gran intensidad, definidas en función de los datos de precipitaciones máximas diarias de la estación climatológica de Emborozú.

Las características que determinan el cálculo de crecidas son las siguientes:

- Área de la cuenca.
- Altitud máxima de la cuenca.
- Altitud mínima de la cuenca.
- Altitud media de la cuenca.
- Longitud media del río principal.
- Pendiente media del río principal.

2.3.2. Recopilación de la información

Los registros pluviométricos obtenidos por el SENAMHI, son la principal fuente de información, a partir de la cual se elabora el estudio hidrológico.

2.3.3. Precipitaciones máximas

Las lluvias máximas registradas en una estación de acuerdo a la experiencia, se distribuyen de acuerdo a una ley cuyo mejor ajuste se obtiene con la ley de Gumbell.

Altura de lluvia máxima diaria:

¹¹ Fuente SENAMHI (Estación Climatológica de Emborozú)

$$H_{dt} = Ed_p * (1 + kd_p * \log T)$$

Dónde:

Hdt: Altura de lluvia máxima diaria.

Ed_p: Moda ponderada.

Kd_p: Característica ponderada.

T: Periodo de retorno.

Altura de lluvia máxima horaria:

Para el cálculo de las lluvias, en períodos de tiempo diferentes a las diarias, se usa la ley de regresión de valores modales dentro de la cual se conoce un punto, el valor modal de la lluvia diaria.

$$H_{tt} = Ed_p * \left(\frac{D}{\alpha}\right)^\beta (1 + kd_p * \log T)$$

La expresión anterior es válida para valores de “t” mayores o iguales a 2 horas.

Dónde:

H_{tt}= Altura de lluvia máxima horaria.

E_{dp} = Moda ponderada.

T_c = Tiempo de concentración de la cuenca.

α = Equivalente de la lluvia diaria, posee un valor igual a 2 para cuencas menores o iguales a 10 km² y 12 para cuencas mayores a 10 km².

β = coeficiente angular que varía entre 0.2 y 0.3 (depende de la región). Se adopta 0.2 para nuestra zona.

K_{dp} = Característica ponderada.

T= Período de retorno.

2.3.4. Estudio de crecidas

La estimación de crecidas en la cuenca del río “Churumas” se efectúa mediante la aplicación de métodos semiempíricos, basados en el modelo de precipitación- escorrentía, en donde se asume que la duración de la lluvia será igual a la duración del tiempo de concentración expresado en horas. Se consideran las precipitaciones máximas calculadas anteriormente.

Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una gota de agua, situada en el punto más alejado (desde el punto de vista hidráulico), en alcanzar el punto de desagüe de la cuenca. Constituye uno de los parámetros más importantes en los modelos de precipitación- escorrentía, pues la duración de la tormenta de diseño se define en base a él.

Existen numerosas expresiones para determinar el tiempo de concentración, algunas expresiones empíricas que se usan para el cálculo del tiempo de concentración se presentan a continuación:

- Chereke

$$T_c = \left[0.871 * \frac{(L)^3}{H} \right]^{0.385}$$

- Giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + (1.5 * L)}{25.3 * j * L}$$

- California.

$$T_c = 0.066 * \left[\frac{L}{j^{0.5}} \right]^{0.77}$$

- Ventura-Heras.

$$T_c = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{j}}$$

- Kirpich.

$$T_c = 0.06626 * \left[\frac{L^2}{j} \right]^{0.385}$$

- Temez

Donde:

$$T_c = 0.3 * \left[\frac{L}{j^{0.25}} \right]^{0.76}$$

T_c= tiempo de concentración (hrs)

L= Longitud del río principal (km).

J= Pendiente media (m/m)

A= Superficie (km²)

H= Desnivel (m/m)

2.3.4.1. Método racional.

$$Q_{max} = \frac{C * i * A}{3.6}$$

Dónde:

C = Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

i = Intensidad máxima (mm/hr)

A = Área de la cuenca (Km²)

Intensidad máxima:

$$i_{max} = \frac{H_{tt}}{T_c}$$

2.3.4.2. Fórmula de Passenti.

$$Q = C * h * \frac{A}{L}$$

Dónde:

Q= Caudal máximo (m³/s)

C= coeficiente que varía entre 700-800

A= Área de la cuenca (km²)

H= altura de lluvia máxima en 24 hrs (m)

L= Longitud del río principal (km)

2.3.4.3. Formula del P.E.A.

En base al estudio de crecidas en varios ríos de las cuencas que fluyen hacia el valle de Tarija y otros ríos del sistema grande de Tarija-Bermejo, el PEA ha encontrado una relación entre el área de las cuencas y el caudal específico de crecida.

$$q = 20.5 * A^{-0,3748}$$

Dónde:

Q= caudal específico en m³/s/km²

A= Área de la cuenca en km².

Los valores calculados con esta relación representan los caudales de crecida para periodos de retorno entre 50 y 100 años.

2.3.4.4. Ecuaciones empíricas para determinar caudales máximos

También se toman en cuenta algunas fórmulas empíricas para determinar el caudal máximo entre las cuales se tienen las siguientes:

- Ecuación de Chov

$$Q = 107,57. A^{0,5}$$

- Ecuación de Scimemi

$$Q = \left(\frac{600}{A + 10} + 1 \right) A$$

- Ecuación de Pagliand

$$Q = \left(\frac{2900}{A + 90} \right) \cdot A$$

- Ecuación de Forti

$$Q = 3,25 \left(\frac{500}{A + 125} + 0,5 \right) \cdot A$$

- Ecuación de Fanning

$$Q = 2,5 \cdot A^{\frac{5}{6}}$$

- Ecuación de Dickens

$$Q = 6,9 \cdot A^{\frac{3}{4}}$$

- Ecuación de Ganguillet

$$Q = \frac{25 \cdot A}{5 + \sqrt{A}}$$

- Ecuación de Kuichling

$$Q = A \cdot \left[\frac{1246}{A + 440} + 0,22 \right]$$

- Ecuación de Gonzales Guijarro

$$Q = 17 \cdot A^{2/3}$$

- Ecuación de Valentini

$$Q = 27 \cdot \sqrt{A}$$

2.3.5. Caudal de diseño

Del análisis de los resultados de los métodos anteriores se selecciona el valor de caudal máximo que representa a la máxima crecida, por tanto a partir de él se obtendrá el tirante máximo de diseño.

2.3.6. Tirante máximo de circulación

El tirante máximo de circulación del río “Churumas” se lo determina mediante la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} * S^{\frac{1}{2}} * R^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

Q= caudal máximo de diseño (m³/s)

n= coeficiente de escorrentia.

S= pendiente del lecho del río (m/m)

R= radio hidráulico de la seccion transversal (m²/m).

$$R = \frac{A}{P}$$

A= área de la seccion transversal (m²)

P= Perímetro de la seccion transversal (m)

El área y el perímetro están en función al tirante máximo de circulación (Y_{max}), por lo que por iteración se obtiene Y_{max}.

2.3.7. Profundidades de socavación

La socavación es muy peligrosa porque puede provocar el colapso de la estructura, por ello cuando se va a fundar, se debe fijar la cota de fundación por debajo de la profundidad de socavación.

Sin embargo, al existir roca en ambos extremos, y al estar los arranques fuera del cauce del río aun cuando éste presenta su crecida máxima, en el presente proyecto no se considera los efectos de socavación.

2.4. Idealización de las estructuras

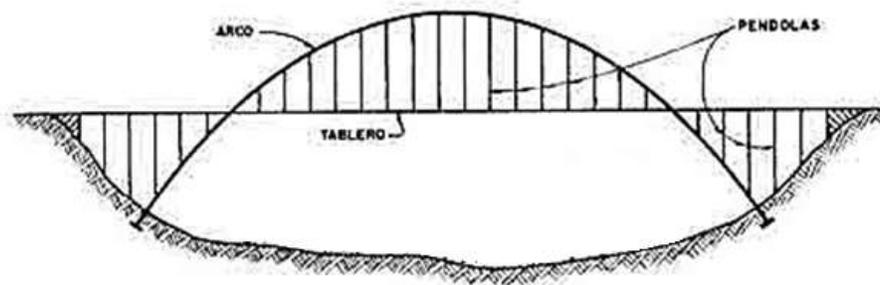
Para una correcta idealización de los componentes de la estructura, es necesario conocer mínimamente algunas definiciones sobre puentes en arco con tablero intermedio, especialmente sus componentes y funcionamiento, las mismas que se mencionan brevemente a continuación.

2.4.1. Superestructura

Son tres las partes principales que constituyen la superestructura de un puente en arco con tablero intermedio: el arco propiamente dicho, que puede ser parte de un segmento circular o de forma parabólica; las péndolas que son las que transmiten las cargas al arco y el sistema de tablero que se apoya o cuelga de las péndolas. Cuando el tablero se apoya sobre las péndolas estas trabajan como columnas.

Nuestro puente consta de dos arcos gemelos, desde los que cuelga el tablero hasta un nivel intermedio. Los arcos se enlazan entre sí mediante una viga de arriostramiento, superior y además, a nivel del plano del tablero

FIGURA 2.4
PARTES CONSTITUTIVAS DE UN PUENTE EN ARCO CON TABLERO
INTERMEDIO



2.4.1.1. Arco

Desde el punto de vista arquitectónico o ingenieril, el arco es un elemento de directriz curva o poligonal de carácter lineal que salva un vano o espacio abierto, trabajando

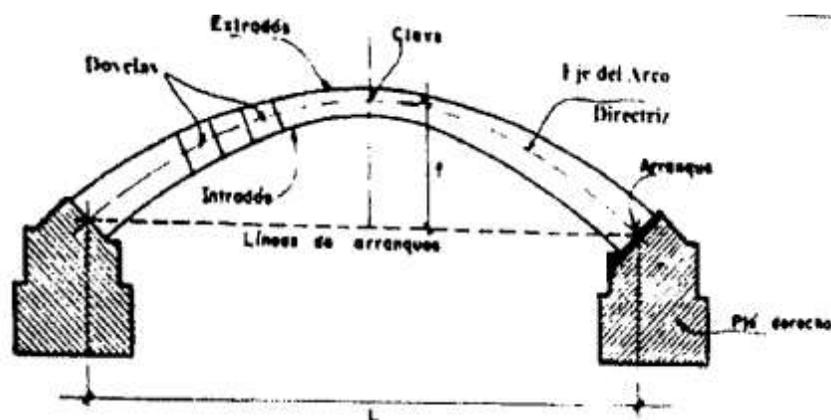
fundamentalmente a compresión. La carga se transmite hacia los apoyos generando una reacción.

Las partes constituyentes del arco son:

- a. **Clave**, es la sección perpendicular al arco (directriz), en el punto más alto de su directriz.
- b. **Directriz**, es la línea que une los centros de gravedad de las diferentes secciones transversales del arco, es el eje del arco.
- c. **Arranque**, es la sección perpendicular al eje del arco en su punto más bajo, siendo una sección común al estribo y al arco.
- d. **Dovela**, es la porción del arco comprendida entre el extradós y el intradós, limitado por dos secciones transversales del arco.
- e. **Extradós**, es la superficie exterior del arco.
- f. **Intradós**, es la superficie interior del arco.
- g. **Tímpano**, son los espacios comprendidos entre el arco y el tablero a ambos lados de la clave; es un volumen.

FIGURA 2.5

PARTES CONSTITUYENTES DEL ARCO



En busca de la directriz óptima

Al contrario que en las estructuras reticulares, cuya morfología queda determinada por las condiciones funcionales, en el arco imperan las condiciones estructurales, hasta tal punto que muchas veces la estructura ha de complementarse por exigencias de la función a que está destinada. Por consiguiente como toda estructura lineal con libertad mecánica, el arco tiene la pretensión de ser una configuración de esfuerzos, es decir el anti funicular de las cargas aplicadas. El grado mayor o menor en que esto se logra define la perfección de la estructura. La adecuación total se consigue en muy pocos casos, pues casi siempre lo impide el carácter variable de la sobrecarga¹².

Además de las cargas permanentes, las estructuras han de soportar otras cargas variables y/o móviles, por lo que solo es posible hacer coincidir el eje del arco con el anti funicular de una determinada posición de la carga exterior, por consiguiente, no se puede evitar la aparición de momentos flectores en cuanto se modifique la hipótesis de carga¹³.

Morsch propuso en 1906 que la directriz de los arcos coincidiera con el funicular de los pesos permanentes. El problema estriba en que para adaptarse a esta curva es necesario conocer a priori la forma y dimensiones de la estructura, por lo que solo mediante aproximaciones sucesivas se alcanza la solución apropiada.

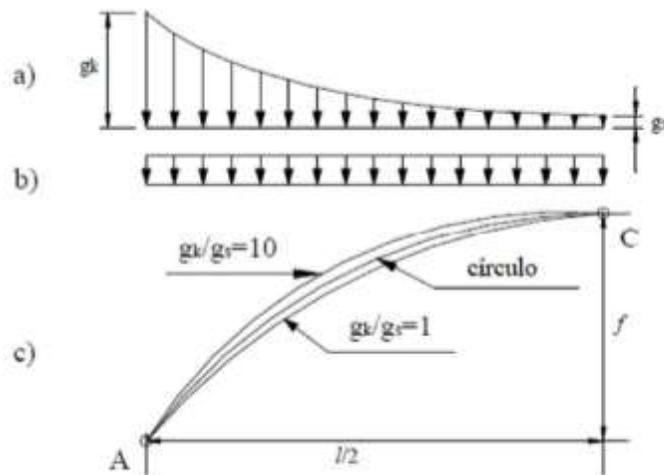
Para pesos propios del arco solamente y con espesor constante, el funicular es la catenaria. Para carga uniformemente repartida a lo largo de la cuerda, la directriz teórica es la parábola de segundo grado. En la práctica de puentes, con el peso del tablero, tímpanos más o menos aligerados y arcos de espesor variable, encajan las parábolas de cuarto o mejor de sexto grado, ya que se aproximan lo suficiente a la ley teórica en coseno hiperbólico según **Strassner**. Cuando la sobrecarga móvil es fuerte respecto al peso propio, la forma de la directriz pierde importancia y lo que se puede hacer es tantear los funiculares y leyes de tensiones máximas para elegir una directriz apropiada¹⁴.

¹² Fernández Casado, 1955.

¹³ Arguelles, 1981

¹⁴ (Torroja, 1996)

FIGURA 2.6
ELECCIÓN DE LA DIRECTRIZ DEL ARCO



El peso por metro lineal que carga sobre los arcos aumenta desde la clave a los estribos (figura 2.6. a) y por ello la curvatura de los arcos debería aumentar de forma análoga para ajustarse a la curva funicular.

Si el peso fuese constante, la directriz que se ajustaría al funicular será una parábola cuadrada.

Si se designa por g_k , al peso por metro lineal en el estribo, y por g_s al peso por metro lineal en la clave, se puede comprobar que cuanto mayor es g_k con respecto a g_s , la curva anti funicular se levanta. Así para un arco de luz l y flecha f en la (figura 2.6. c) se representan las dos directrices que corresponden a una carga uniformemente repartida (figura 2.6.b) y a una carga en que la relación entre g_k y g_s es igual a 10 (figura 2.6.a), caso que en la práctica constituye un valor extremo. El arco circular se sitúa entre ambas directrices.

Para efectuar los tanteos en la elección del eje del arco se comienza eligiendo como directriz una curva comprendida entre la parábola y el círculo y se calculan los pesos permanentes de los diversos tramos en que queda dividido el arco, trazándose a continuación el funicular que pase por los puntos A y C (figura 2.6.c). Elegido este funicular como nuevo eje del arco, se vuelven a calcular los pesos correspondientes y el funicular que les corresponde. En la mayor

parte de los casos, este segundo funicular se admite como eje de arco, ya que nuevos tanteos no dan lugar a diferencias apreciables¹⁵.

Rebajamiento del arco

En un arco cualquiera se denomina línea de arranque a la línea que une los puntos de apoyo del arco, luz (l) a la distancia horizontal entre los apoyos y flecha (f) a la máxima distancia vertical desde la línea de arranque a la directriz. Si el arco es simétrico, la flecha será la distancia entre el punto más alto de la directriz, la clave, y la línea de arranque.

Con respecto a este parámetro fundamental en el diseño del arco, el rebajamiento determina la relación entre la flecha del arco y su luz. Estas dos últimas magnitudes se dejan al criterio del proyectista en función a la estética y el valor del empuje sobre los estribos.

Diseño del arco

En lo que se refiere al diseño, para determinar una relación entre la flecha y la luz en los arcos que sirva como tanteo inicial, existe concordancia entre los diversos autores. En primera instancia se consideró un intervalo comprendido entre $1/5$ y $1/7$ ¹⁶. A partir de este criterio se propone una relación de $1/8$ como la más satisfactoria visualmente, y **$1/5$ como la más eficaz**¹⁷.

Por debajo de un rebajamiento de $1/10$, los efectos diferidos y accidentales de segundo orden (retracción, fluencia, temperatura, asientos, etc.) aumentan considerablemente, sobre todo en arcos empotrados y relativamente rígidos. Si el proyectista se mueve en el rango adecuado, dichos efectos no parecen que planteen problemas dignos de consideración.

En fin, el rebajamiento no puede aumentarse excesivamente, no sólo por el excesivo aumento de los empujes horizontales, sino porque se llegaría a un fenómeno de flexión excesiva, e incluso de pandeo ayudado por el acortamiento de la directriz, fenómeno que puede agravarse en los puentes de hormigón, por efecto de la deformación lenta. Fueron precisamente los

¹⁵ arguelles, 1986

¹⁶ Torroja (1996)

¹⁷ Regalado (1999)

movimientos de este género en un arco muy rebajado los que condujeron a Freyssinet a inventar su maniobra de apertura de clave¹⁸.

Por el contrario, al disminuir el rebajamiento más allá de $1/4$, el empuje va disminuyendo más lentamente que aquél y pierde interés el peraltado frente a los inconvenientes que lleva consigo (pandeo lateral, etc). Por ello, no se adoptan normalmente estos peraltes sin otras razones que induzcan a ello: forma del valle, aspecto estético, etc.¹⁹

Empuje sobre los estribos

Si la directriz del arco siguiese exactamente el funicular de las cargas, la resultante sobre el arranque del arco seguiría la tangente a la directriz; por tanto, en el arranque resulta más tendida y, al mismo tiempo, el empuje es mayor cuanto más rebajado es el arco²⁰

Por consiguiente, el valor del empuje en el arco queda acotado entre un mínimo correspondiente a la línea de presiones más peraltada y un máximo estable asociado a la más rebajada²¹

El empuje es proporcional a la carga y al cuadrado de la luz, e inversamente proporcional a la altura del arco. Para obtener el empuje mínimo con una determinada luz a cubrir, el arco debe ser lo más liviano posible y su altura, la mayor económicamente factible²²

Como aproximación rápida se puede obtener un orden de magnitud del empuje horizontal, como el valor de la carga vertical total del arco por el octavo del rebajamiento, o cociente de la luz por la sagita del arco²³

Por tanto, la existencia de empujes reduce los momentos flectores del arco con respecto a los que existirían en la viga de igual luz, creando en aquél un régimen predominante de compresiones, mucho más favorable que el de flexión simple típico de las vigas²⁴

¹⁸ Torroja, 1996

¹⁹ Torroja, 1996

²⁰ Torroja, 1996

²¹ Regalado, 1999

²² Salvadori y Heller, 1998

²³ Torroja, 1996

²⁴ García de Arangoá, 1971

Sección transversal del arco

La sección transversal del arco puede ser; llena (maciza), alveolar o tricelular. En este caso usaremos la **sección alveolar**.

Para la fijación de espesores en la clave y arranques, datos que definen la sección transversal del arco, se considera una relación de espesores **arranque-clave** comprendida entre 1.5 y **2**.

“El espesor en la clave (h) varía de 1/40 a 1/60 de la luz, en caso de sección maciza”²⁵. **2.4.1.2.**

Péndolas.

De acuerdo a su funcionamiento dentro de la estructura, se pueden clasificar en dos, estas son:

2.4.1.2.1. Péndolas como elementos a tracción (péndolas)

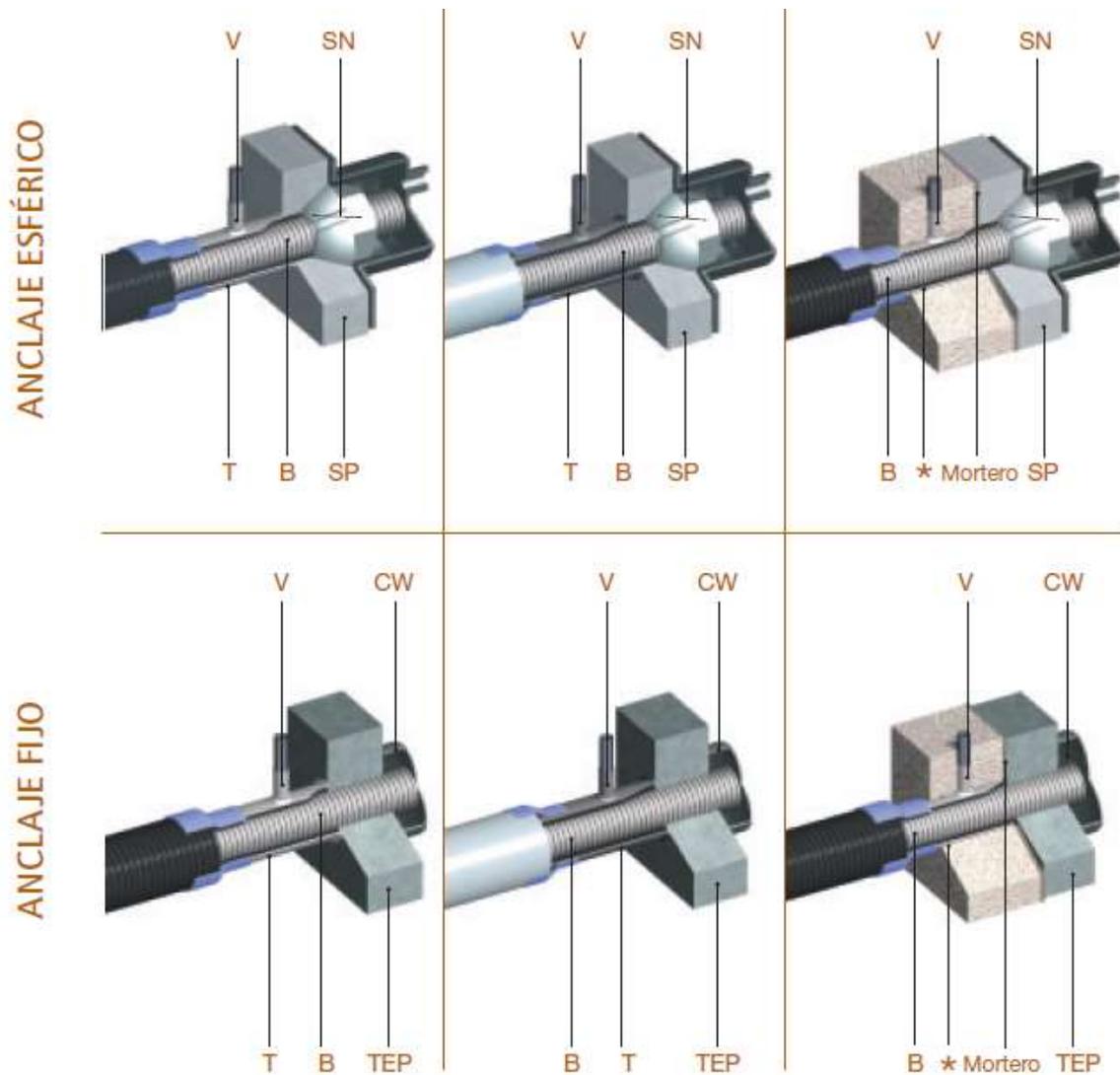
Se usaran barras a de pretensado, “Freyssibar o similar”, con anclajes tipo rosca, ya que son los indicados para este tipo de estructuras.

Se colocará un anclaje pasivo en las vigas. Mientras que en el arco se usara un anclaje activo (esférico).

La finalidad del anclaje activo esférico es la de absorber los esfuerzos a flexión en las péndolas.

²⁵ FORMULARIO PARA PROYECTOS DE PUENTES DE ARCO, Tomo I; Fernández Casado Carlos (Página 56).

FIGURA 2.7
ANCLAJE ACTIVO Y PASIVO



Ver referencias en la tabla anterior.

** T no está soldado a la placa.*

Fuente: Catalogo de barras de pretensado freyssibar, FREYSSINET.

TABLA 2.2.
TIPOS DE ANCLAJE - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Familias	Artículos	Características	Unidades	Diámetro Nominal de las Barras (mm)					Plano ref.
				26.5	32	36	40	50	
Barras		Código Artículo		B26.5	B32	B36	B40	B50	B
		Clase de Acero	MPa	1030	1030	1030	1030	1030	
		Área sección transversal	mm ²	552	804	1018	1257	1964	
		Peso por metro	kg/m	4.56	6.66	8.46	10.41	16.02	
		Carga de rotura característica	KN	568	826	1048	1295	2022	
		Límite elástico convencional al 0,1%	KN	461	672	850	1048	1640	
		Fuerza de tesado al 70% de la rotura	KN	298	580	734	906	1416	
		Paso de rosca	mm	6	6	6	6	6	
		Módulo Elástico	GPa	170	170	170	170	170	
Anclaje Estándar	Tuerca	Código Artículo		N26.5	N32	N36	N40	N50	N
		Espesor	mm	39	42	47	52	72	
		Largo	mm	50	56	62	65	90	
	Arandela	Código Artículo		W26.5	W32	W36	W40	W50	W
		Diámetro exterior	mm	65	70	75	80	105	
		Espesor	mm	6	6	6	6	6	
	Placa estándar	Código Artículo		FP26.5	FP32	FP36	FP40	FP50	FP
		Dimensiones**	mm	110	125	140	150	195	
		Espesor	mm	30	35	40	40	45	
		Opcional: Con ranura de inyección (ancho x profundidad)	mm ²	10x10	10x10	10x10	10x10	12x10	
Anclaje Esférico	Tuerca	Código Artículo		SN26.5	SN32	SN36	SN40	SN50	SN
		Longitud	mm	45	51	56	60	71	
		Ancho sobre placas	mm	50	56	62	65	90	
	Placa esférica	Código Artículo		SP26.5	SP32	SP36	SP40	B50	SP
		Dimensiones**	mm	110	125	140	150	195	
Anclaje Fijo	Placa cuadrada taladrada	Código Artículo		TEP26.5	TEP32	TEP36	TEP40	TEP50	TEP
		Dimensiones**	mm	110	125	140	150	195	
		Espesor	mm	40	50	50	60	70	
		Opcional: Con capot soldado /long.	mm	15	20	20	25	25	
Opciones	Tubo de encofrado	Longitud	mm	200	200	200	250	250	T
		Diámetro exterior	mm	42.9	48.5	50.8	57.2	70	
		Espesor	mm	2	2	2	2	2	
		Roscado	-	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	
	Agujeros fijación capot	Roscado	-	M8	M8	M8	M8	M8	V

Fuente: Catalogo de barras de pretensado freyssibar, FREYSSINET

En la tabla anterior se muestran, las características geométricas de los anclajes y las resistencias a tracción de las barras de pretensado.

2.4.1.2. 2.Péndolas como elementos a compresión (columnas)

Se usarán columnas de sección rectangular de hormigón armado.

2.4.1.3. Tablero o sistema de tablero

El tablero o sistema de tablero constituye un puente de tramos rectos con vigas longitudinales primarias, entre las cuales pueden disponerse vigas transversales. También son parte del sistema de tablero, la losa de tablero, barrera vehicular, acera para peatones y baranda peatonal.

a. Baranda peatonal

Se asumirá una baranda peatonal **tipo P-3** propuesta por el Servicio Nacional de Caminos (S.N.C.) actual Administradora Boliviana de Carreteras (A.B.C.).

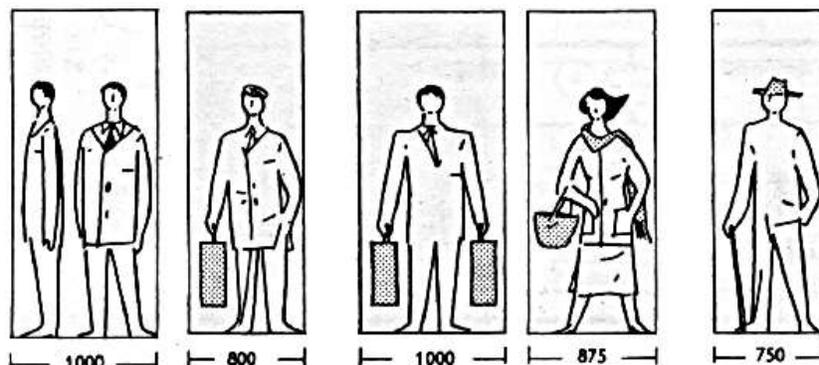
Acera peatonal

El ancho de la misma estará definido de acuerdo a las necesidades de tráfico peatonal (ver figura 2.8).

Se realiza el análisis de las dimensiones y espacios necesarios, mismos que son los casos probables que ocurran en el puente:

FIGURA 2.8²⁶

DIMENSIONES Y ESPACIO NECESARIO PARA ACERAS



Para la selección de la profundidad de la acera se recurre a la tabla 2.3.

TABLA 2.3²⁷

ALTURAS O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREEFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES.

Elementos	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.				
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

NOTAS:

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal ($w_c = 2\,400\text{ kg/m}^3$) y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

(a) Para concreto liviano estructural de peso unitario w_c dentro del rango de 1 500 a 2 000 kg/m^3 , los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003w_c)$, pero no menos de 1.09.

(b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

²⁶ Figura extraída del libro EL ARTE DE PROYECTAR EN ARQUITECTURA; NEUFERT Ernst (página 27)

²⁷ Tabla extraída de la norma A.C.I. 318-05 (tabla 9.5 a).

b. Barrera vehicular (de concreto)

Para el proyecto se selecciona una barrera de concreto (tipo New Jersey) probada experimentalmente, sin embargo cabe mencionar que podrían usarse otros tipos de barandas combinadas metal- hormigón, estas últimas deberían “*demostrar que son adecuadas mediante ensayos de choque utilizando el nivel de ensayo deseado*”²⁸

El propósito de una barrera de concreto en el caso de una colisión vehicular es redirigir el vehículo de una manera controlada. La barrera debe ser adecuada para resistir el impacto inicial de la colisión y seguir siendo eficaz en la reorientación del vehículo, debiendo por ello cumplir requisitos de resistencia y geometría.

A lo largo de los años se han desarrollado secciones de barreras junto a cuantías de acero que pueden controlar las colisiones y se ha demostrado su eficacia por pruebas de choque.

Los requisitos de resistencia dependen del volumen de camiones y la velocidad del tráfico previsto. Las fuerzas de diseño y su ubicación en relación con la losa de puente están dadas en seis niveles según la Tabla AASHTO A13.2-1.

Cabe destacar que un sistema de barreras y su conexión a la cubierta sólo se autoriza después de demostrar que es satisfactorio, a través de pruebas de choque en barreras a escala natural para el nivel de prueba deseado²⁹.

Si se realizan modificaciones menores a modelos ya probados, que no afectan su resistencia, pueden utilizarse sin las pruebas de impacto requeridas. Así mismo es importante detallar el acero que se extiende de la barrera a la losa y analizar la del voladizo para la transferencia de la carga de choque.

Perfil geométrico

El perfil de la barrera New Jersey, que se aprecia en la figura 2.9, está compuesto por tres tramos, cada uno de los cuales tiene una función específica en su comportamiento.

²⁸ AASHTO 13.7.3.2

²⁹ AASHTO LRFD 13.7.3.1

El tramo inferior: Es un plano vertical con una altura de 75 ± 10 mm, medidos a partir del nivel de la rasante (pavimento).

Posteriormente a la colocación de una sobrecapa en la vía, este tramo inferior puede incrementarse hasta una altura de 150 mm, sin que por ello modifique el comportamiento de los vehículos que chocan contra la barrera.

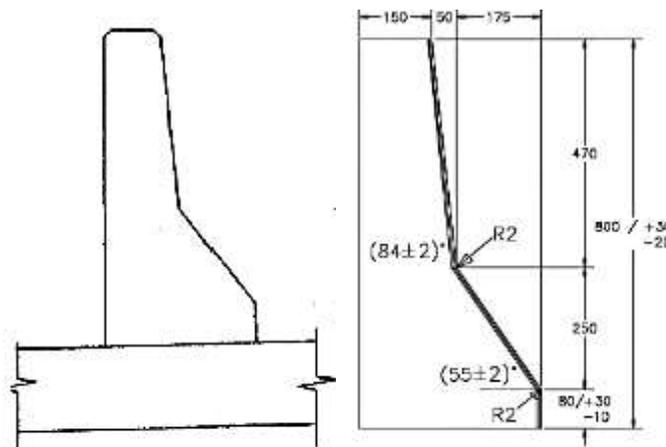
Sin embargo, hay que tener en cuenta que cualquier reducción de la altura de este tramo por debajo de 65 mm puede alterar negativamente su comportamiento.

Tramo intermedio: Es un plano de transición localizado inmediatamente sobre el tramo vertical. Tiene una inclinación de 55° con respecto a la horizontal, y unas proyecciones de 250 mm sobre la vertical y de 175 mm sobre la horizontal. Es conveniente que esté unido al tramo interior mediante una transición circular de 200 mm de radio.

Tramo superior: Es un plano que tiene una inclinación de 84° con respecto a la horizontal y se prolonga hasta completar los 800 mm de altura de la barrera sobre el nivel de la rasante. También resulta conveniente que esté unido al anterior mediante una transición circular de 200 mm de radio.

FIGURA 2.9

PERFIL GEOMÉTRICO DE LA BARRERA TIPO NEW JERSEY.



Comportamiento de las barreras New Jersey

Al momento del choque, la rueda frontal del vehículo se pone en contacto con la parte vertical de 7.5 cm de altura, que tiende a frenar y enderezar el vehículo.

La rueda asciende por la cara inclinada 55° , y una o ambas ruedas y el costado del vehículo son levantados hasta 26 cm por encima de la calzada.

Esta elevación absorbe la energía del impacto y, equilibra el momento de vuelco mediante la compresión de la suspensión del vehículo. Con pequeños ángulos de impacto, esto sucede sin que la carrocería golpee la barrera.

Si la velocidad del vehículo y el ángulo de impacto son suficientemente altos, la rueda continúa ascendiendo por encima del talud de 55° y se pone en contacto con la parte superior casi vertical de la barrera. Esto completa el frenado y el encauzamiento del vehículo, redirigiéndolo al carril contiguo a la barrera, paralela a ésta.

De acuerdo con el esquema de interacción vehículo-barrera, una barrera con perfil New Jersey que sea adecuada en términos estructurales absorberá la energía producida durante el impacto y, posteriormente, encauzará el vehículo. Sin embargo, para que esto se realice de manera satisfactoria, los parámetros de la trayectoria del vehículo y la disipación de energía deben estar dentro de los límites permisibles para sus ocupantes.

c. Losa de tablero

Es la estructura que soporta en forma directa las cargas del tránsito y a la capa de rodadura, transmitiéndolas a las vigas de tablero.

Se adopta un tablero de **un carrile de diseño**, mismo que se ajusta a los requerimientos del proyecto ya que se trata de una zona rural con un tráfico bajo en relación a las ciudades y carreteras principales.

La altura de la losa del tablero de sección constante a lo largo de toda la longitud del puente será determinada por la relación **L/20** y por la tabla 2.4; además que, “excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá, ser mayor o igual que 175 mm”³⁰.

³⁰ AASHTO LRFD 9.7.1.1

TABLA 2.4
PROFUNDIDADES MÍNIMAS UTILIZADAS TRADICIONALMENTE PARA
SUPERESTRUCTURAS DE PROFUNDIDAD CONSTANTE³¹

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

d. Vigas principales

Reciben esta denominación por ser los elementos portantes que permiten salvar el vano. Se idealizan como vigas continuas cuya longitud entre tramos es igual al espaciamiento entre péndolas “a”. Además, se consideran como vigas T de un ala, también denominadas “L” ya que trabajarán conjuntamente con la losa del tablero.

La norma AASHTO LRFD recomienda que, “para poder colocar y compactar el hormigón adecuadamente, se requiere un **espesor de alma** como mínimo de 200 mm en el caso de almas sin vainas de pretensado; **300 mm** para almas que sólo tienen **vainas** longitudinales o **verticales**; y 380 mm para almas con vainas tanto longitudinales como verticales”³²

Con respecto a la altura de la viga se considerara aproximadamente igual al doble de la base de la viga.

e. Vigas secundarias (diafragmas)

³¹ Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD

³² AASHTOLRFD C5.14.1.3.1c

Son vigas transversales a las principales que sirven para su arriostramiento, evitando que en sección transversal, las vigas principales se abran en abanico y flexen la losa.

Se deberá verificar que el alma del diafragma (b_w) sea como mínimo a 0.15 metros, de acuerdo a los requisitos para corte, torsión, recubrimiento de hormigón y colocación del hormigón que exige la norma A.C.I.318.

El alma de las vigas diafragma oscila entre los 200 y 300 mm de ancho

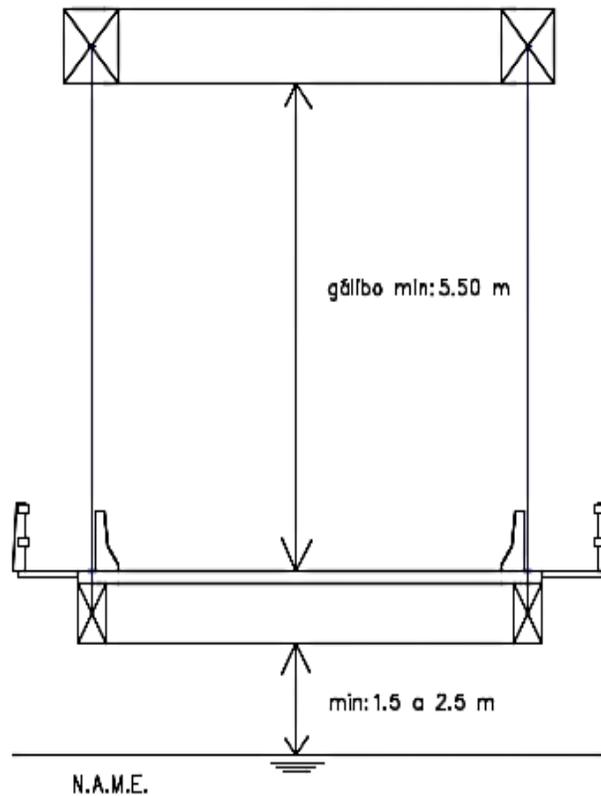
2.4.1.4. Viga de arriostramiento

Los arcos se arriostran a partir de la altura que permite el galibo del tráfico que ha de circular sobre el puente.

“El **galibo vertical** para zonas rurales no será menor que **5.50 m**. En puentes sobre cursos de agua, se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.5 a 2.5 metros sobre el nivel máximo de las aguas”³³.

FIGURA 2.10 GALIBOS

³³ Puentes y Obras de Arte ;Rodríguez Serquén Arturo (página 1-6)



El enlace se hace con vigas transversales en los planos de las péndolas, en nuestro caso han de ser necesarias dos vigas de arriostramiento. Además que es posible usar el sistema de tablero como arriostramiento de los arcos a media altura de los mismos.

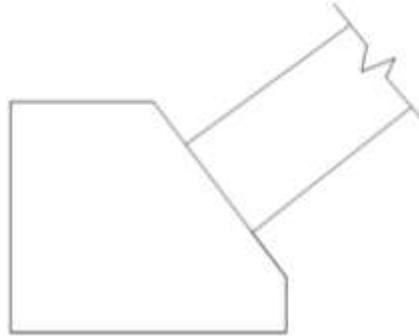
Las dimensiones de la viga de arriostramiento, son determinadas de acuerdo a obras ya construidas, en nuestro caso se toman las **dimensiones** de las vigas de arriostramiento **del puente Bicentenario** de Tarija, como una primera aproximación.

2.4.1. Infraestructura

2.4.2.1. Arranques de los arcos

De acuerdo las características del proyecto se requieren el uso de arranques de hormigón masivo estructural. Sus dimensiones serán adoptadas en función a la capacidad portante de la roca. (Ver figura 2.11)

FIGURA 2.11
ARRANQUE DE HORMIGON MASIVO ESTRUCTURAL



2.4.2. 2. Apoyos extremos o estribos

Los estribos transfieren la carga de la superestructura a la cimentación y sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente.

a. Partes que conforman un estribo

Por lo general, en el cuerpo de un estribo se pueden identificar algunas partes con funciones específicas como las siguientes:

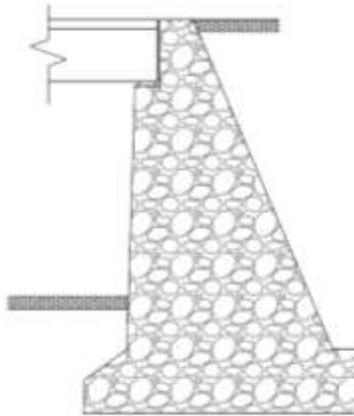
- **El cabezal** o espaldar, sirve de muro de contención del suelo del relleno, que se halla por encima de la superficie de asiento del puente e impide que este relleno actúe directamente sobre la superestructura,
- **La losa de aproximación** de la calzada es un elemento que no siempre es necesario, cuando se requiere en muchas ocasiones se diseña para que se apoye en el cabezal,
- Sobre la **viga de asiento** se colocan los aparatos de apoyo los cuales reciben directamente las cargas desde la superestructura y las transmiten al cuerpo del estribo,
- El **cuerpo o pantalla**, confina el suelo de relleno y por tanto su principal función es la de resistir el empuje del suelo de relleno situado en la parte posterior del estribo.

Como elemento secundario se tiene, **sistema de drenaje**, que sirve para evacuar el agua lluvia que se infiltra en el suelo de relleno.

b. Estribos de gravedad

Son estribos de mampostería de piedra u hormigón ciclópeo, por lo que, presentan una gran masa con la cual resisten a los empujes (fig.2.12). Se recomienda que el cabezal sea de hormigón armado por efecto de las cargas.

FIGURA 2.12
ESTRIBO DE GRAVEDAD



2.5. Análisis estructural

Para el diseño estructural del puente en arco con tablero intermedio es necesario conocer la normativa aplicable y su filosofía de diseño

2.5.1. Normativa aplicable

Actualmente en Bolivia no existe una Norma para el diseño de puentes, razón por la cual se opta por seguir los lineamientos de otros países adoptando sus normas, usualmente la norma AASHTO (Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transporte Oficial) de los Estados Unidos de Norte América.

A continuación se realiza una descripción de su filosofía, prescripciones y recomendaciones más sobresalientes para el diseño de puentes de vías camineras.

2.5.2. Filosofía de diseño

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética.

Estados límites

Requisitos generales

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación (1) para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los estados límites.

$$Q \leq \varphi R_n = R_r \quad (1)$$

Dónde:

Q = solicitación mayorada total.

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

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada: φR_n

Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia. Los estados límites que se deben considerar son:

a. Estado Límite de Resistencia

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

Bajo este estado límite se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

Se pueden distinguir los siguientes estado límites de resistencia:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

b. Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

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

Se considera que los estados límites extremos son ocurrencias únicas cuyo período de recurrencia puede ser significativamente mayor que el período de diseño del puente.

Se pueden distinguir los siguientes estados límites correspondientes a eventos extremos:

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

c. Estado Límite de Servicio

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

Este estado límite proporciona requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia.

Se pueden distinguir los siguientes estados límites de servicio:

- **SERVICIO I** – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

- **SERVICIO II** – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- **SERVICIO III** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- **SERVICIO IV** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

d. Estado Límite de Fatiga y Fractura

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

La intención de este estado límite es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de vida del puente.

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

Se puede distinguir el siguiente estado límite de fatiga.

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

2.5.3. Factores de carga y combinaciones de carga.

La sollicitación mayorada total se tomará como:

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

Dónde:

η_i = factor de modificación de las cargas

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las sollicitaciones. Especificado en las tablas 2. y 2.5

Q_i = sollicitaciones de las cargas que actúan sobre el puente, especificadas más adelante.

2.5.3.1. Factor de modificación de las cargas (n_i).- está relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

- **Ductilidad**³⁴

Para el estado límite de resistencia:

- $n_D \geq 1.05$, para elementos y conexiones no dúctiles
- $n_D = 1.00$, Para diseños y detalles convencionales.
- $n_D \geq 0.95$, para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas las especificaciones AASHTO LRFD.

Para todos los demás estados límites:

- $n_D = 1.00$

³⁴ AASHTO LRFD (1.3.3)

➤ **Redundancia.**³⁵

Para el estado límite de resistencia:

- $n_R \geq 1.05$, para elementos no redundantes
- $n_R = 1.00$ Para niveles convencionales de redundancia
- $n_R \geq 0.95$, para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites:

- $n_R = 1.00$

➤ **Importancia operativa.**³⁶

Para el estado límite de resistencia:

- $n_I \geq 1.05$, para puentes importantes
- $n_I = 1.00$ Para puentes típicos
- $n_I \geq 0.95$, para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:

- $n_I = 1.00$

El cálculo del factor de modificación de cargas (n_i), está en función al factor de carga (γ_i):

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

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95$$

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

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.00$$

Dónde:

³⁵ AASHTO LRFD (1.3.4)

³⁶ AASHTO LRFD (1.3.5)

n_D = factor relacionado con la ductilidad.

n_R = factor relacionado con la redundancia.

n_I = factor relacionado con la importancia operativa.

2.5.3.2. Factor de carga (γ_i)

En la Tabla 2.5 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. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es relevante para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado más adelante, si corresponde. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ecuación (1) y multiplicar por los modificadores de las cargas especificados. Los factores se deberán seleccionar de manera que produzcan la solicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitación reduce otra solicitación, a la carga que reduce la solicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 2.6 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU , CR y SH se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.

La evaluación de la estabilidad global de los rellenos retenidos, así como de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación poco o muy profunda, se debería realizar utilizando la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I y un factor de

resistencia adecuado, según lo especificado en los Artículos 10.5.2 y 11.5.6 de la norma AASHTO LRFD.

TABLA 2.5.³⁷
COMBINACIONES DE CARGAS Y FACTORES DE CARGA

³⁷ Tabla extraída de la norma AASHTO LRFD (Tabla 3.4.1-1, página 3-16)

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

TABLA 2.6.³⁸FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (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

2.5.4. Cargas de diseño (Q)

³⁸ Tabla extraída de la norma AASHTO LRFD (Tabla 3.4.1-2, página 3-16)

Las solicitaciones de las cargas, que se considera que actúan sobre la estructura del puente en arco de sección variable con tablero intermedio, son: las cargas permanentes, las sobrecargas vivas y las solicitaciones producidas por las deformaciones superpuestas.

2.5.4.1. Cargas permanentes

Las cargas permanentes incluyen:

2.5.4.1.1. Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC)

Los elementos estructurales son los que son parte del sistema de resistencia. Los elementos no estructurales unidos se refieren a parapetos, barreras, señales, etc. En caso de no contar con las especificaciones técnicas o manuales que den información precisa del peso, se pueden usar los pesos unitarios de AASHTO presentados en la tabla 2.7.

2.5.4.1.2. Carga muerta de superficie de revestimiento y accesorios (DW).

La carga muerta de la superficie de revestimiento (DW) puede ser estimada tomando el peso unitario para un espesor de superficie.

TABLA 2.7³⁹

³⁹ Tabla extraída de la norma AASHTO LRFD (Tabla 3.5.1-1, página 3-18)

DENSIDADES DE DIFERENTES MATERIALES

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

2.5.4.1.3. Empuje lateral del suelo

Se asumirá como:

$$P = K * \gamma_s * g * z * (10^{-6})$$

Dónde:

p = empuje lateral del suelo (MPa)

k = coeficiente de empuje lateral, tomado como k_0 para muros que no se deforman ni se mueven, k_a para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición

mínima activa, o k_p para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = densidad del suelo (kg/m^3)

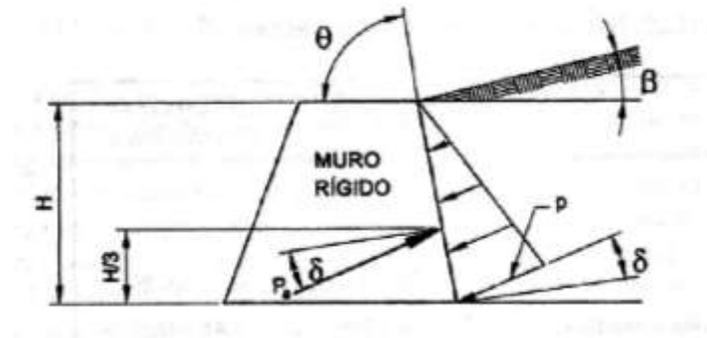
z = profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

Se asumirá que la carga del suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro.

Coefficiente de Empuje Lateral Activo, k_a

FIGURA 2.13
COEFICIENTE DE EMPUJE LATERAL ACTIVO



$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta + \theta_f)}{\Gamma [\text{sen}^2\theta \cdot \text{sen}(\theta - \delta)]}$$

Dónde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\theta_f + \delta)\text{sen}(\theta_f - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro.

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

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

θ_f = ángulo efectivo de fricción interna

Notar que para $\delta = \beta = 0$, $\theta = 90^\circ$, el valor k_a de las expresiones anteriores (teoría de Coulumb) es:

$$k_a = tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

TABLA 2.8

ÁNGULO DE FRICCIÓN ENTRE DIFERENTES MATERIALES

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

Fuente: U.S. department of the navy 1982

2.5.4.2. Cargas transitorias.

Las cargas que se presentan a continuación comprenden las cargas del tráfico vehicular, del tráfico peatonal, de fluidos (viento).

2.5.4.2.1. Cargas de vehículos (LL)

Los efectos del tráfico vehicular comparados con los efectos del tráfico de camiones son despreciables. Debido a esto el diseño de cargas de AASHTO ha desarrollado modelos de tráfico de camiones que son muy variables, dinámicos, y pueden ser combinados con otras cargas de camiones.

Esos efectos incluyen fuerzas de impacto (efectos dinámicos), fuerzas de frenos, fuerzas centrífugas, y efectos de otros camiones simultáneos.

- **Cargas debidas al peso de los vehículos.**

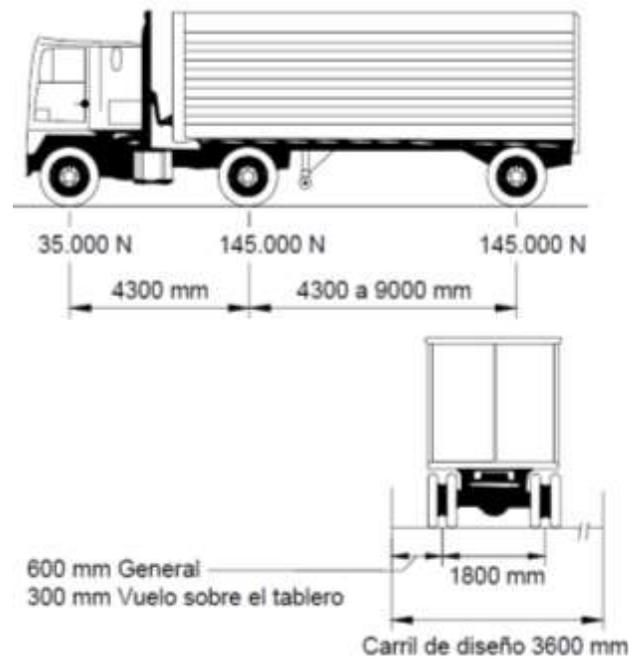
En 1992, Kulicki ajustó un estudio de *Transportation Research Board* (TRB, 1990) a las cargas de camiones presentes y desarrolló un nuevo modelo. Este modelo consiste en tres cargas diferentes:

- Camión de diseño.
- Camión tandem de diseño.

- Línea de diseño o carril de diseño.

El camión de diseño es el típico semitrailer: el eje frontal es de 35kN seguido a 4.3 m de un eje de 145kN y finalmente un eje posterior de 145kN que está ubicado a una distancia variable de 4.3 m a 9.0 m.

FIGURA 2.14
CAMION DE DISEÑO



La segunda configuración es el camión tandem de diseño. Consiste en dos ejes de 110kN espaciados a 1.2 m.

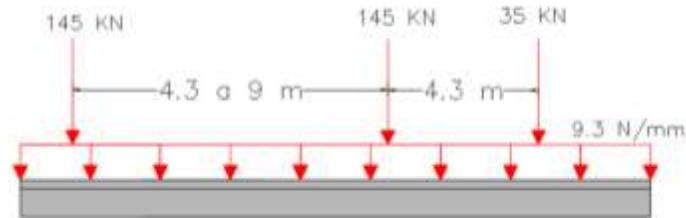
La tercera carga es la línea de diseño que consiste en una carga distribuida de 9.3 N/mm y se asume que ocupa una región de 3.0 m transversalmente. Esta carga es similar a la línea de carga usada por AASHTO durante muchos años, excepto que esta no necesita cargas concentradas.

Los efectos (momentos, cortantes, etc) de las cargas del camión de diseño y del tandem de diseño deben ser superpuestos con los efectos de la línea de diseño (ver Fig. 2.15). Se escoge de la Fig. 2.15 entre “a” y “b” la combinación que produzca los efectos más desfavorables, mientras que la alternativa c es utilizada para calcular el momento interior negativo en los apoyos.

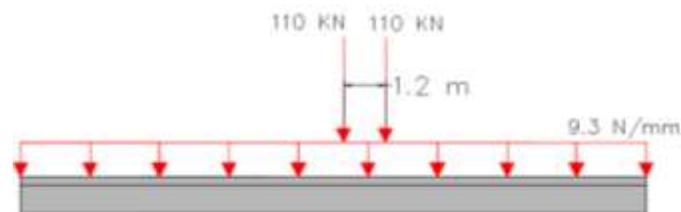
Estas nuevas combinaciones como son descritas en AASHTO (1994) LRFD *Bridge Specifications* son designadas como HL-93 para cargas en carreteras aceptadas en 1993.

FIGURA 2.15
CARGAS DE DISEÑO DE LA AASHTO

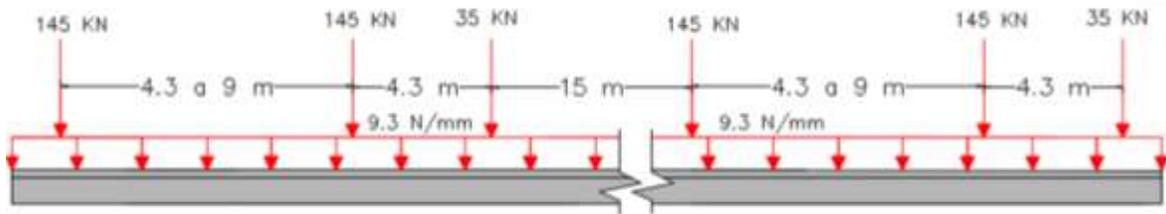
a)



b)



c)



Esta combinación de cargas distribuidas y puntuales da una desviación mayor a los antiguos requerimientos de *AASHTO Standard Specifications*, donde las cargas eran consideradas separadamente. Es importante entender que estas cargas no son diseñadas para un vehículo o combinación de vehículos, sino que reflejan el espectro de cargas y sus efectos asociados. En resumen, los tres tipos de carga de diseño deben ser considerados: Camión de diseño, Tandem de diseño, y carril de diseño. Como se mostró en la Fig. 2.15, estas cargas son superpuestas de tres maneras. Los factores de carga de estos casos son ilustrados en la tabla 2.9.

TABLA 2.9
FACTORES DE CARGA VIVA.

COMBINACIÓN DE CARGA	CAMIÓN DE DISEÑO	CAMIÓN TÁNDEM DE DISEÑO	CAMIONES DE DISEÑO SEPARADOS 15 m	CARRIL DE DISEÑO
a	1.00			1.00
b		1.00		1.00
c			0.90	0.90

Fuente: Adaptado del acápite 3.6.1.3 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño AASHTO LRFD 2004

- **Línea de diseño o carril de diseño**

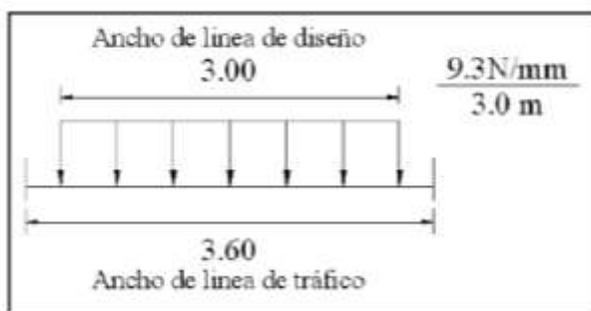
A continuación aclararemos el concepto de línea de diseño usado en el modelo AASHTO HL-93. Para esto es necesario conocer también el concepto de línea de tráfico.

La línea de tráfico es el número de líneas o rutas que se planea usar para cruzar el puente.

El ancho típico de una línea de tráfico es 3.6 m. En cambio, la línea de diseño es aquella que ocupa la carga dentro de la línea de tráfico.

Aquí, AASHTO usa un ancho de 3.0 m para la línea de diseño y el vehículo se ubica en la posición más desfavorable de la línea de tráfico (3.6 m) para los efectos extremos (ver fig. 2.16).

FIGURA 2.16
CARRIL DE DISEÑO



El número de líneas de diseño es la parte entera de dividir el ancho libre de la vía entre 3.6 m. En casos donde el ancho de la línea de tráfico es menor de 3.6 m, el número de líneas de diseño es igual al número de líneas de tráfico y el ancho de línea de tráfico sería el ancho de

la línea de diseño. También debe tenerse en cuenta los planes de desvíos, ya que estos suelen alterar los patrones de tránsito.

- **Presencia múltiple**

Los camiones podrían presentarse en líneas adyacentes sobre las carreteras con múltiples líneas de diseño, pero es poco probable que tres líneas adyacentes sean simultáneamente cargadas con grandes pesos. Para este efecto AASHTO provee un factor de ajuste de múltiple presencia que se muestra en la tabla 2.10.

Estos factores no se aplicarán en casos donde los factores ya hayan sido implícitamente incluidos, tampoco se deben utilizar en casos de estado límite de fatiga. Adicionalmente, estos factores se deben aplicar a las fuerzas de frenado en el diseño de apoyos y estribos.

TABLA 2.10
FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE

NÚMERO DE CARRILES CARGADOS	FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Tabla 3.6.1.1.2-1 AASHTO LRFD 2004

- **Cargas en la losa**

La losa debe ser diseñada para los efectos de carga debido al camión de diseño y el tándem de diseño, cualquiera que cree los máximos efectos.

- **Efectos Dinámicos (IM)**

Como la superficie de rodadura no es uniforme, la suspensión de los vehículos reacciona a compresión y tensión. Esta oscilación crea fuerzas que exceden el peso estático cuando el vehículo está en movimiento.

Las especificaciones de AASHTO usan una simple aproximación para definir el IM como se muestra en la tabla 2.11.

TABLA 2.11
FACTORES DE IMPACTO

COMPONENTE	IM
Juntas del tablero-Todos los estados limites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás estados limites	33%

Fuente: Adaptada de Tabla 3.6.2.1-1 AASHTO LRFD 2004

En otros componentes se refiere a vigas, columnas y apoyos (excepto apoyos de elastómeros). Estos factores son aplicados a las cargas estáticas de la siguiente manera:

$$UL+1 = UL(1+IM)$$

Dónde UL+1 es el efecto adicional de carga viva y UL es la carga viva sin considerar el impacto.

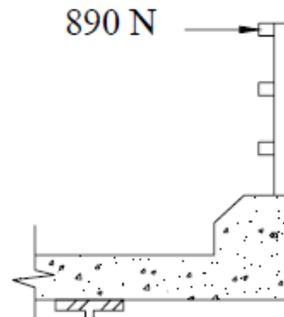
2.5.4.2.2. Cargas de Peatones (PL)

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

Las barandas para peatones y/o bicicletas deben ser diseñadas para cargas 0.73 N/mm, transversal y verticalmente en cada elemento longitudinal en el sistema de barandas.

Además, como se muestra en la figura 2.17, las barandas deben ser diseñadas para una fuerza concentrada de 890 N aplicada en cualquier lugar y en cualquier dirección.

FIGURA 2.17
CARGAS EN BARANDAS PEATONALES

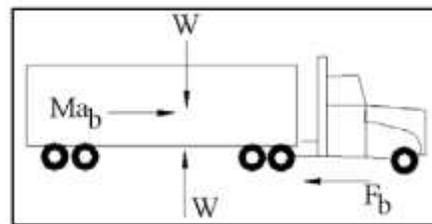


2.5.4.2.3. Fuerza de Frenado: BR

Como el camión tiene una masa relativamente grande para su potencia disponible, no puede aumentar su velocidad lo suficiente para causar fuerzas importantes en el puente.

Contrariamente, la desaceleración debida a los frenos (*braking*) puede crear fuerzas importantes en el puente, en la dirección del camión de diseño (ver Fig. 2.18). Los factores de presencia múltiple también se aplican ya que es poco probable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente.

FIGURA 2.18
DIAGRAMA DE LAS FUERZAS DE FRENADO



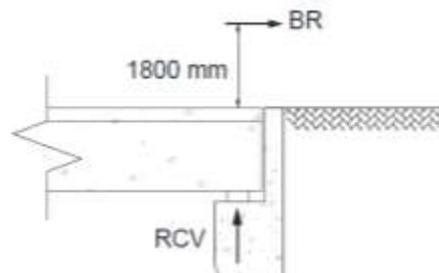
La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

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

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

FIGURA 2.19

FUERZA DE FRENADO



Se aplican los coeficientes de vías cargadas simultáneamente (m) pero NO se aplican los factores del efecto dinámico (IM):

$$BR = m * (N\%) * Pcv$$

Dónde:

$N\%$ = Porcentaje establecido por las especificaciones, y

Pcv = Peso de la carga vehicular.

2.5.4.2.4. Fuerza de Fricción o Rozamiento FR

Las fuerzas debidas a la fricción se deben establecer en base a los valores extremos del coeficiente de fricción entre las superficies deslizantes. Cuando corresponda, se debe considerar la influencia sobre el coeficiente de fricción de la humedad y la posible degradación o contaminación de las superficies de deslizamiento o rotación.

$$FR = \mu * R_{VA}$$

Dónde:

R_{VA} = Reacción vertical en cada apoyo debido a carga viva más carga muerta,

μ = Coeficiente de fricción estática.

FIGURA 2.20

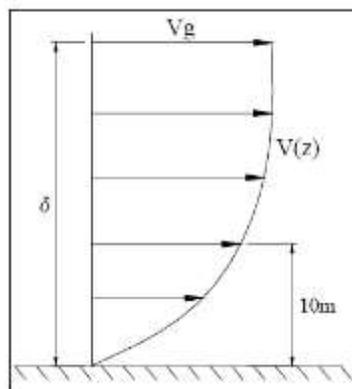
FUERZA DE FRICCIÓN O ROZAMIENTO



2.5.4.2.5. Carga de viento: WL y WS

La velocidad del viento varía con la altura y la rugosidad del terreno que recorre. La velocidad aumenta con la altura como se muestra en la figura 2.21. El parámetro V_g es la velocidad límite de efectos independientemente de cualquier superficie, δ es el espesor de la capa y V_{10} es la velocidad referencial a 10m.

FIGURA 2.21
PERFIL DE VELOCIDAD



Para puentes a alturas menores a 10m se usará la velocidad V_{10} (a 10 m), para alturas Mayores se usarán la ecuación de AASHTO para el perfil de velocidad:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

V_{DZ} es la velocidad de diseño esperada en Km/h a una altura Z . V_B es la velocidad base del viento a 160 Km/h y V_0 (velocidad de fricción) y Z_0 (longitud de fricción) se obtienen de la tabla 2.12. La constante 2.5 es la inversa de 0.4 de la constante de Karman. V_{10} es la velocidad a 10m, si no se conoce 160 Km/h es un buen criterio.

TABLA 2.12
VALORES DE V_0 Y Z_0 PARA DIFERENTES CONDICIONES DE LA SUPERFICIE CONTRA EL VIENTO

CONDICIÓN	TERRENO	ÁREA	ÁREA

	ABIERTO	SUBURBANA	URBANA
Vo (km/h)	13.2	17.6	19.3
Zo (mm)	70	1000	2500

La presión sobre la estructura es relacionada con la velocidad base del viento $V_B = 160$ km/h de la siguiente manera:

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

Las presiones para la velocidad base de viento son dadas en la tabla 2.13. Adicionalmente la carga lineal producto de la presión del viento no puede ser menor que 4.4N/mm en el barlovento y sotavento para puentes tipo viga. Estas cargas deben considerarse en todas las direcciones y se debe usar los valores extremos para el diseño. También deben considerarse el ajuste de dirección, donde la presión es separada en dos componentes perpendiculares entre sí como función del ángulo de ataque.

TABLA 2.13

PRESIONES BÁSICAS, P_B , CORRESPONDIENTES A $V_B = 160$ km/h

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO, MPa	CARGA A SOTAVENTO, MPa
Reticulados, columnas y arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Grandes superficies planas	0.0019	NA

Sobre los vehículos también debe considerarse una carga de viento de 1.46 N/mm aplicada a 1.8 m sobre la superficie de rodadura.

Sin embargo, en el presente proyecto no se consideran los efectos del viento ya que de acuerdo a datos del SENAMHI las velocidades de viento en estaciones próximas al lugar del proyecto (Bermejo y Yacuiba) están muy por debajo de los 90 km/h.

En Bermejo la velocidad máxima histórica es de 10.5 km/h y en Yacuiba es de 14 km/h.

2.5.4.2.5. Sobrecarga Viva (LS)

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

TABLA 2.14

**ALTURA DE SUELO EQUIVALENTE PARA CARGA VEHICULAR SOBRE
ESTRIBOS PERPENDICULARES AL TRÁFICO**

ALTURA DEL ESTRIBO (m)	h_{eq} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

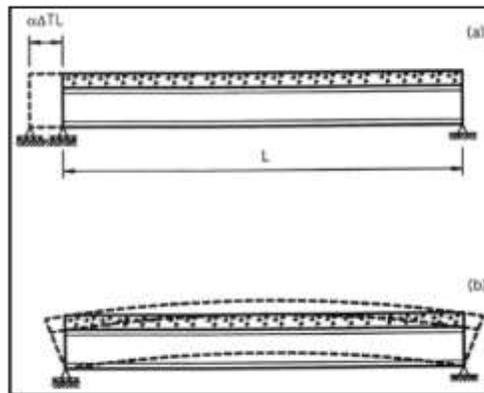
2.5.4.3. Solicitaciones provocadas por deformaciones superpuestas:

2.5.4.3.1. Temperatura

Dos tipos de temperatura deben ser considerados en el análisis de la estructura. El primer tipo es el cambio de temperatura uniforme. Este tipo de cambio de temperatura afecta puentes largos y cortos, y si los apoyos están restringidos ocasionará fuerzas en los estribos del puente. Este tipo de deformación se muestra en la figura 2.22 (a). El segundo tipo de cambio de temperatura es un gradiente no uniforme de calentamiento o enfriamiento como se muestra en la figura 2.22 (b).

FIGURA 2.22

(A) TEMPERATURA QUE INDUCE LA DILATACIÓN Y (B) TEMPERATURA QUE INDUCE LA CURVATURA



Expuesta a los rayos del sol, la plataforma del puente se calienta más que las vigas debajo de la plataforma, lo que hace que las vigas intenten curvarse hacia arriba. Si es restringido por soportes internos o por no intencionales restricciones se producirán fuerzas internas. Si es completamente libre se producirán esfuerzos internos debidos a la distribución lineal de temperatura, como en el caso de vigas simplemente apoyadas.

Sin embargo, al no existir datos de gradiente de temperatura para nuestro medio, en este proyecto solo se realiza un análisis por temperatura uniforme.

- **Temperatura uniforme TU**

En estructuras hiperestáticas y, principalmente, en arcos se deben considerar los efectos térmicos, para tal efecto se considera un coeficiente de dilatación térmica del hormigón armado igual a $0.000016 \text{ m/m } ^\circ\text{C}$ y para elementos de acero $0.0000117 \text{ m/m } ^\circ\text{C}$.

La variación de temperatura será determinada por la diferencia entre las temperaturas extremas y la media anual.

$$\text{Máxima extrema: } \Delta T = T_{max} - T_{media}$$

$$\text{Mínima extrema: } \Delta T = T_{media} - T_{min}$$

2.5.4.3.2. Contracción y Fluencia Lenta: SH y CR

Los efectos del creep y del shrinkage en el concreto producen esfuerzos sobre la estructura, la fatiga y la serviciabilidad. Estos efectos tienen especial importancia en el concreto preesforzado y en superestructuras con grandes volúmenes de concreto.

Si no hay datos disponibles específicos para la mezcla, la contracción y la fluencia lenta se pueden estimar utilizando los requisitos de ACI 209.⁴⁰

Por lo cual, se adoptan criterios que responden a la ACI. Según G. Winter, A.H. Nilson en el libro “Proyecto de Estructuras de Hormigón”, un factor que tiende al acortamiento del arco es la inevitable retracción del hormigón, cuyo efecto desfavorable queda amortiguado por la fluencia lenta que el hormigón experimenta durante su vida útil, y que permite a las estructuras adaptarse por sí mismas a los esfuerzos producidos por estos fenómenos mencionados, este efecto amortiguado de la retracción, se puede tomar en cuenta considerándolo equivalente a una disminución de temperatura en 9°C, que deberá añadirse a la disminución real de la temperatura. En este caso será:

$$T = \Delta T + 9^{\circ}\text{C}$$

2.5.5. Análisis estructural.

Se hace uso del programa SAP 2000 v.14, que utiliza el análisis de elementos finitos integrado, cuyo método corresponde al de los desplazamientos o de la rigidez, que se usan ampliamente debido a que pueden programarse con mayor facilidad y pueden aplicarse a cualquier tipo de estructura. Este método considera a los desplazamientos de los nudos, (traslaciones y rotaciones) como las incógnitas inmediatas, se escriben las ecuaciones de equilibrio en cada nudo de la estructura en términos de: (1) las cargas aplicadas, (2) las propiedades de los elementos y (3) los desplazamientos desconocidos de los nudos. De esta manera, se tiene un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales que pueden resolverse simultáneamente para encontrar los desplazamientos de los nudos, los cuales se usan luego para determinar las fuerzas internas (o momentos) en los elementos, así como las acciones en los apoyos. Además, si la estructura es inestable, no puede determinarse ninguna solución, quedando el proyectista prevenido.

Consideraciones para el análisis estructural de arcos.

⁴⁰ AASTHO LRFD (artículo 5.4.2)

El cálculo se llevará con rigor, considerando la verdadera forma de la directriz obtenida en expresión analítica o representación gráfica, y se tendrá en cuenta la verdadera variación de los momentos de inercia de las secciones.

Para la determinación de luces y alturas se consideraran los ejes de los elementos correspondientes.

La luz teórica de los arcos quedará definida por los ejes de los aparatos de articulación cuando se trate de arcos articulados en sus extremos. En caso contrario, se estimará como sección de empotramiento, la del arranque del arco desde un macizo, siempre que la sección inmediata, dentro de este, tenga un momento de inercia de por lo menos cinco veces mayor que el de aquella.

Las secciones transversales se tomarán perpendiculares a la directriz, y esta será el eje geométrico de la sección longitudinal del arco.

Lo esencial en un arco es la determinación de las reacciones de sustentación (acciones virtuales contra el arco) si las fuerzas están contenidas en el plano de la directriz (casos principales), en ese mismo plano estarán las reacciones. Pueden considerarse como fuerzas descentradas actuando en las secciones extremas, o descompuestas en sus dos componentes ortogonales y un par (momento) relativo al centro de la sección.

Cuando las fuerzas no están contenidas en el plano de la directriz, por actuar perpendicularmente (empuje del viento), o en planos paralelos, intervienen nuevos elementos de cálculo en el arco, que son los momentos de torsión y las fuerzas de corte de dirección horizontal. En las reacciones de sustentación tenemos que añadir un par de torsión con eje, según la tangente de la directriz; y un par de flexión perpendicular al de flexión principal, y además, una componente perpendicular al plano, en caso de fuerzas transversales.

2.5. Dimensionamiento y diseño estructural

En el presente proyecto se efectuará la verificación en estado límite de resistencia I y estado límite de servicio I.

2.6.1. Superestructura

2.6.1.1. Tablero o sistema de tablero

2.6.1.1.1. Baranda peatonal.

No se realiza el diseño de la baranda peatonal tipo P-3, se asumirán las cuantías de acero necesarias por flexión y corte en pasamanos y postes.

2.6.1.1.2. Baranda vehicular

Debido a que se considera el uso de la barrera tipo NEW JERSEY, probada experimentalmente, se asumiran las cuantías de acero requeridas para resistir las sollicitaciones que actúan encima de la misma.

2.6.1.1.3. Acera peatonal

Se ejecutara el análisis estructural como una losa en voladizo, sujeta a esfuerzos de flexión, por lo que se calculara las cuantías de acero mediante el método de la A.C.I.-318 que basa el caculo a flexión a una distribución rectangular de tensiones.

2.6.1.1.4. Losa

Se considera a la losa armada longitudinalmente (por la dimensión más corta entre apoyos), es decir en dirección del tráfico.

Para efectos del diseño es necesario calcular el ancho de faja equivalente.

Ancho de faja equivalente

Al ser el diseño del tablero el mismo que se realiza para puentes de tramos rectos, para el análisis se usará el **método de las fajas equivalentes** que es un método de análisis aproximado en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo

“Si se utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De

manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo”⁴¹.

Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores (E)

Este método se aplica para puentes de losa y losas de hormigón de menos de 4600 mm⁴²

“El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 2.15.

TABLA 2.15.
ANCHO DE FAJAS EQUIVALENTES

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ • Colado in situ con encofrados perdidos • Prefabricado, postesado 	Vuelo	$1140 + 0,833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$

⁴¹ AASHTO LRFD 4.6.2.1.1

⁴² AASHTO LRFD 4.6.2.1.2

Dónde:

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

h = altura del tablero (mm)

L = longitud de tramo del tablero (mm)

P = carga de eje (N)

$+M$ = momento positivo

$-M$ = momento negativo

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

Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, se divide la carga total en un único carril de diseño por el ancho de faja calculado⁴³

“Las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si las fajas primarias son longitudinales – las fajas longitudinales se deberán diseñar para todas las cargas especificadas en el acápite “sobrecarga vehicular de diseño”, incluyendo la carga del carril.

Se deberá asumir que las cargas de las ruedas de un eje son iguales; para el diseño de tableros no será necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debida a las fuerzas centrífugas y de frenado⁴⁴.

Distribución de las Cargas de Rueda

“Si la separación de los componentes de apoyo en la dirección secundaria es mayor que 1,5 veces la separación en la dirección primaria, se deberá considerar que todas las cargas de rueda están aplicadas en la faja primaria⁴⁵, y en la dirección secundaria se colocará armadura de distribución

Cálculo de Solicitaciones⁴⁶

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

⁴³ AASHTO LRFD 4.6.2.1.3

⁴⁴ AASHTO LRFD 3.6.1.3.3

⁴⁵ AASHTO LRFD 4.6.2.1.5

⁴⁶ AASHTO LRFD 4.6.2.1.6

Las cargas de rueda se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual a la longitud del “área de contacto de los neumáticos”⁴⁷, más la profundidad del tablero. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

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

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

Armadura principal a flexión

Se aplicara el método de la A.C.I.-318 que basa el caculo a flexión a una distribución rectangular de tensiones, como se indica en el cálculo para vigas 2.6.1.1.5.

Armadura de Distribución⁴⁸

Para losas, en su parte inferior se deberá disponer de una armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

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

Dónde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva (mm)

“Para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas: distancia entre cara y cara”⁴⁹

⁴⁷ AASHTO LRFD 3.6.1.2.5

⁴⁸ AASHTO LRFD (9.7.3.2)

⁴⁹ AASHTO LRFD 9.7.2.3

2.6.1.1.5. Vigas

El cálculo de las cuantías de acero requeridas para flexión, corte y torsión se las efectúa en el estado límite de resistencia I como se indica en los incisos a), b), c)

Las verificaciones por fisuración y flecha admisible se las realiza para el estado límite de servicio I, como se indica en d).

a) Armadura por flexión

Para el diseño a flexión se aplicará el método A.C.I.-318 por tratarse de un método más sencillo y que comparte la misma filosofía de la AASHTO LRFD respecto al diseño a flexión. Las dos normativas basan el cálculo a flexión a una **distribución rectangular de tensiones**, por lo que al calcular con A.C.I.-318 no implica que se esté fuera de norma.

La resistencia a la flexión mayorada M_u se deberá tomar como:

$$M_u \leq \phi M_n$$

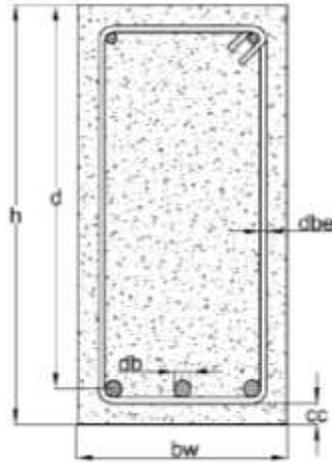
Dónde:

M_n = resistencia nominal (N·mm)

ϕ = factor de resistencia = 0.9

CASO 1. Secciones rectangulares

FIGURA 2.23
SECCIÓN RECTANGULAR



Método del bloque rectangular de compresiones. ACI 318-05

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * (Mu * 100)}{(0.85 * f'_c) * \phi * b * d^2}} \right]$$

Área de acero necesaria:

$$A_s = \frac{(0.85 * f'_c) * b * a}{f_y}$$

Dónde:

a = profundidad del bloque de compresiones (cm)

d = canto útil = h – recubrimiento (cm)

b = base de la viga. (cm)

$(0.85 * f'_c)$ = máxima resistencia a la compresión del hormigón armado en obra (kg/cm²)

f'_c : Resistencia característica del hormigón en laboratorio a los 28 días (kg/cm²)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

A_s = Área de la armadura de refuerzo (cm²)

Cuantía:

La cuantía relaciona el área de acero con el área de hormigón.

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

Cuantía mínima:

Con una cantidad muy pequeña de refuerzo en tracción, el momento resistente calculado como sección de concreto reforzado, usando un análisis de sección fisurada, resulta menor que el correspondiente al de una sección de concreto simple, calculada a partir de su módulo de rotura. La falla en este caso puede ser repentina.

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo, MPa

Cuantía balanceada.

Se producirá cuando la deformación en el hormigón sea $\varepsilon_u = 0.003$ y $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * (0.85 * f'_c)}{f_y} * \left[\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} \right]$$

Cuantía máxima.

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

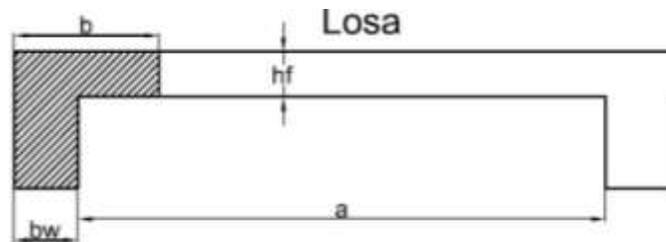
$$A_{s-max} = [0.75 * \rho_b] * b * d$$

Para un óptimo diseño se deberá verificar:

$$A_{s-min} \leq A_{s-nec} \leq A_{s-max}$$

CASO 2. Vigas T o L

FIGURA 2.24
SECCIÓN L



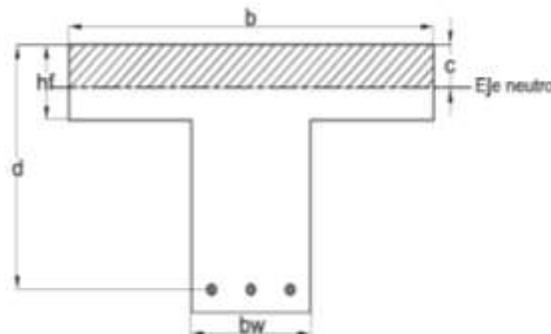
Para el cálculo de la resistencia en estos tipos de secciones, debe tenerse en cuenta la situación del eje neutro en las mismas, con el fin de ver si la zona comprimida afecta solo al ala o si afecta además a parte del alma de la sección.

- **Eje neutro dentro del ala**

En este caso la viga se analiza como una sección rectangular de ancho “b”, o sea el ancho efectivo del ala. Esto debido a que las zonas vacías, estén o no hormigonadas, no aportan resistencia a flexión ya que se encuentran en zonas de tracción y, por lo tanto, fisuradas.

Esto implica que una viga con sección T de ancho efectivo “b” tiene la misma resistencia a flexión que una viga de sección rectangular maciza de ancho “b”.

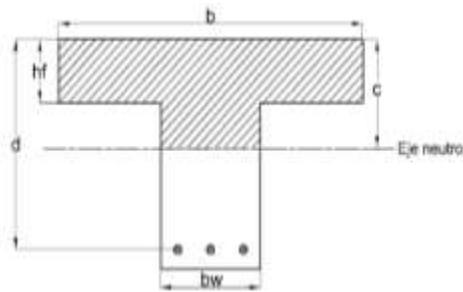
FIGURA 2.25
EJE NEUTRO EN EL ALA



- **Eje neutro en el alma $c \leq hf$**

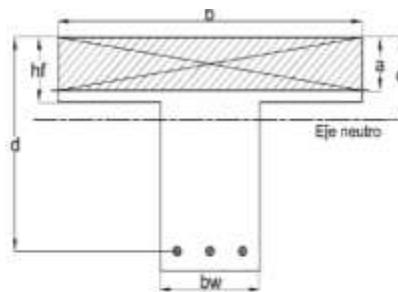
En este caso la zona de compresión afecta tanto al ala como al alma de la sección

FIGURA 2.26
EJE NEUTRO EN EL ALMA



Pueden darse dos situaciones:

- La altura del bloque de compresiones es menor o igual que h_f . Entonces: $a = \beta \cdot c \leq h_f$

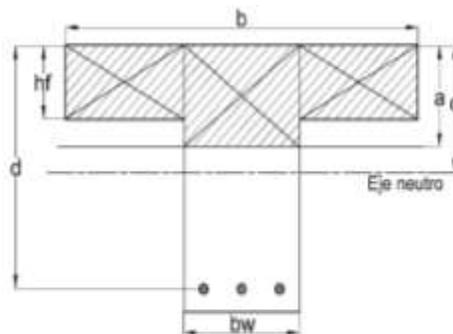


Se puede calcular como sección rectangular de ancho “b”, ya que en este caso la resultante de compresión será igual a la de dicha suposición.

$$c = (0.85 * f'_c) * b * a$$

En este caso, puede procederse como en el caso anterior.

- La altura del bloque de compresiones es mayor que h_f . Entonces: $a = \beta \cdot c > h_f$



Debe efectuarse un análisis para establecer el equilibrio y luego determinar la resistencia de la sección, se considera una composición de dos resultantes de compresión: una correspondiente al bloque equivalente de compresión de dimensiones “a” y “bw” llamada “C_{alma}” y otra correspondiente a los bloques restantes o sea los ubicados en las alas de la sección, llamada “C_{ala}”.

Área de acero necesaria:

Momento que resisten las alas

$$M_{n1} = 0.85 * f_c' * (b - b_w) * h_f * \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

El área de acero necesario para para balancear el momento resistido por las alas es:

$$A_{sf} = \frac{0.85 * f_c' * (b - b_w) * h_f}{f_y}$$

Momento que resiste el alma:

$$M_{n2} = M_{n1} + M_n$$

Área de acero necesaria para balancear la compresión resistida por el alma

$$A_{s-a} = \frac{(0.85 * f_c') * b_w * a}{f_y}$$

Finalmente, el área de acero necesaria será la suma de ambas:

$$A_s = A_{sf} + A_{s-a}$$

Cuantía balanceada:

Será la suma de la cuantía mínima para el alma y la del ala.

$$\rho_{wb} = \rho_b + \rho_f$$

La cuantía mínima requerida para balancear la resistencia del alma es:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * (0.85 * f'_c)}{f_y} * \left[\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} \right]$$

La cuantía mínima requerida para balancear la resistencia del ala es:

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w * d}$$

Entonces, la cuantía balanceada será:

$$\rho_{wb} = \frac{\beta_1 * (0.85 * f'_c)}{f_y} * \left[\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} \right] + \frac{A_{sf}}{b_w * d}$$

A partir de esta se obtiene la cuanta máxima:

$$\rho_{wb-max} = 0.75 * \rho_{wb}$$

Cuantía mínima:

La cuantía mínima se calculara, con la expresión:

$$A_{sw-min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b_w * d$$

La misma deberá ser no menor a:

$$A_{sw-min} = \frac{1.4 * b_w * d}{f_y}$$

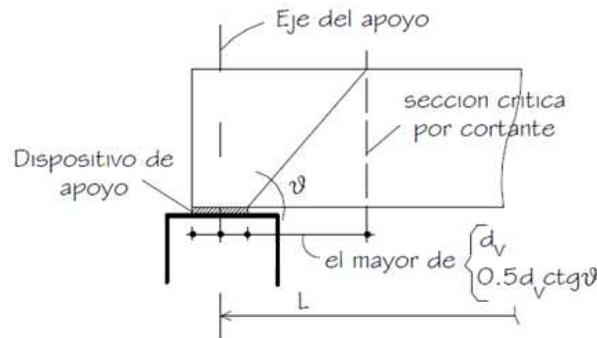
b) Armadura transversal⁵⁰

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

⁵⁰ AASHTO LRFD (5.8.)

De acuerdo al Art. 5.8.3.2, cuando la reacción en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza con el mayor valor de $0.5d_v \cot \theta$ o d_v , desde la cara interna del apoyo.

FIGURA 2.27
SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTE



$\theta = 45^\circ$ (procedimiento simplificado, Art. 5.8.3.4)

d_v = Peralte de corte efectivo:

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

No menor que el mayor valor de $0.9d$ y $0.72h$

Requisitos generales

La resistencia al corte mayorada, V_r , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n$$

Dónde:

V_n = resistencia nominal al corte (N)

ϕ = factor de Resistencia para un hormigón de densidad normal = 0,90

Modelo de diseño por secciones.

Resistencia nominal al corte.

La resistencia nominal al corte, V_n , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.25 * f_c' * b_v * d_v$$

El cortante resistido por el hormigón será:

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

Dónde:

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v (mm)

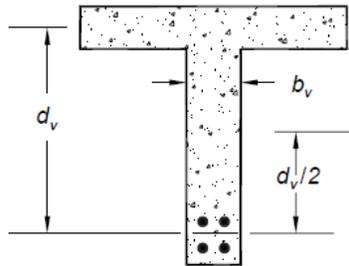
d_v = altura de corte efectiva (mm)

β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción. $\beta = 2.0$

Finalmente, el cortante resistido por el hormigón será:

$$V_c = 1.66 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$$

FIGURA 2.28
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN DE CORTE



Regiones que Requieren Armadura Transversal⁵¹

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

$$V_u > 0.5\phi V_c$$

Siendo:

V_u = fuerza de corte mayorada (N)

V_c = resistencia nominal al corte del hormigón (N)

ϕ = factor de Resistencia=0, 90

⁵¹ AASHTO LRFD 5.8.2.4

Tensión de Corte en el Hormigón⁵²

La tensión de corte en el hormigón se deberá determinar como:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v}$$

Dónde:

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión (mm)

d_v = altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión. Esta altura no deberá ser menor que el mayor valor entre $0,9d_e$ ó $0,72h$ (mm)

$$d_v = \frac{M_n}{A_s * f_y}$$

ϕ = factor de resistencia para corte=0.9

Máxima Separación de la Armadura Transversal⁵³

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible, s_{max} , determinada de la siguiente manera:

- Si $v_u < 0,125 f'_c$: entonces $s_{max} = 0,8 d_v \leq 600$ mm
- Si $v_u \geq 0,125 f'_c$: entonces $s_{max} = 0,4 d_v \leq 300$ mm

Dónde:

v_u = tensión de corte en el hormigón (MPa)

d_v = altura de corte efectiva en el hormigón (MPa)

Armadura transversal necesaria

$$A_v = \frac{s * V_s}{f_y * d_v}$$

De la ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

⁵² AASHTO LRFD 5.8.2.9

⁵³ AASHTO LRFD 5.8.2.7

Se obtiene el cortante resistido por el acero.

$$V_s = V_n - V_c$$

Dónde:

V_n = esfuerzo cortante nominal

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

Por tanto:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Siendo V_u = cortante último.

Mínima Armadura Transversal⁵⁴

Si se requiere armadura transversal, el área de acero deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_s = \frac{0.083 * \sqrt{f_c} * b_v * s}{f_y}$$

Dónde:

A_v = área de la armadura transversal en una distancia s (mm²)

b_v = ancho de alma (mm)

s = separación de la armadura transversal (mm)

f_y = tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa)

c) Armadura por torsión

La resistencia a la torsión mayorada, T_r , se deberá tomar como:⁵⁵

$$T_r = \phi T_n$$

Dónde:

T_n = resistencia nominal a la torsión⁵⁶ (N·mm)

ϕ = factor de Resistencia = 0.9

⁵⁴ AASHTO LRFD 5.8.2.5

⁵⁵ AASHTO LRFD 5.8.2.1

⁵⁶ AASHTO LRFD 5.8.3.6

Para el hormigón de densidad normal, los efectos torsionales se deberán investigar cuando:

$$T_u \geq 0.25 * \phi * T_{cr}$$

siendo:

$$T_{cr} = 0.328 * \sqrt{f'_c} * \frac{A_{cp}^2}{P_c}$$

Dónde:

T_u = momento torsor mayorado (N·mm)

T_{cr} = momento de fisuración por torsión (N·mm)

A_{cp} = área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón (mm²)

p_c = longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón (mm)

ϕ = factor de resistencia =0.9

Resistencia a la Torsión⁵⁷

La resistencia nominal a la torsión se deberá tomar como:

$$T_n = \frac{2 * A_o * A_t * f_y * \cot\theta}{s}$$

Dónde:

A_o = área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera (mm²)

A_t = área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada (mm²)

θ = ángulo de fisuración. Según ACI varía entre 30 y 60°. Tomar 45° (Nilson 1985)

A partir de esta ecuación se obtiene el área de una rama de la armadura requerida por torsión.

$$A_t = \frac{T_u * s}{2 * \phi * A_o * f_y * \cot\theta}$$

Secciones Solicitadas a Combinaciones de Corte y Torsión

⁵⁷ AASHTO LRFD 5.8.3.6.2

Armadura Transversal⁵⁸

“La armadura transversal no deberá ser menos que la sumatoria de la armadura requerida para corte, según lo especificado en el Artículo 5.8.3.3, más la armadura requerida para la torsión concurrente, según lo especificado en los Artículos 5.8.2.1 y 5.8.3.6.2”

El refuerzo proporcionado para la torsión debe combinarse con el suministrado para la cortante⁵⁹.

Con base en estribos típicos de dos ramas, esto puede expresarse como:

$$A_{v+t} = A_v + 2A_t$$

d) Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura⁶⁰

Todos los elementos de hormigón, excepto losas de tablero diseñadas de acuerdo con el Art. 9.7.2 de la AASHTO LRFD, deben dimensionarse de manera que, en estado límite de servicio, la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que f_{sa} :

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

(5.7.3.4-1)

Dónde:

d_c = altura de hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines del cálculo, el espesor del recubrimiento libre utilizado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50 mm

A = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2); a los fines del cálculo el espesor del recubrimiento libre de hormigón utilizado para calcular A no se deberá tomar mayor que 50 mm

⁵⁸AASHTO LRFD 5.8.3.6.1

⁵⁹ Nilson 1985

⁶⁰AASHTO LRFD 5.7.3.4

Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)

El parámetro Z deberá ser menor o igual que 30.000 N/mm para elementos en condiciones de exposición moderada.

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_s * c}{I} * n$$

Donde

M_s = momento en estado límite de servicio

c = distancia medida del eje neutro a baricentro del acero de refuerzo

I = Inercia respecto del eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st} * c^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

n = relación modular = E_s/E_c

Flecha admisible

“Cargas vehiculares y/o peatonales..... Longitud/1000”⁶¹.

2.6.1.1.6. Diafragmas

El análisis y diseño de los diafragmas se los realizará de acuerdo a los requisitos establecidos para vigas.

2.6.1.2. Péndolas

2.6.1.2.1. Péndolas a tracción

Para el dimensionamiento de las barras de pretensado que sustentan el tablero, se toma como valor de diseño de los barras de acero de pretensado, el especificado por el fabricante.

⁶¹AASHTO LRFD 2.5.2.6.2

Se verificara que:

$$N_u \leq T_{max}$$

Donde:

Nu= Esfuerzo ultimo de tracción en las péndolas.

Tmax= Tensión o tracción máxima que puede soportar el cable en el momento de tesado.

2.6.1.2.2. Columnas

Se diseñarán de acuerdo a los requisitos establecidos en el diseño de elementos a compresión (inciso e) y se verificará a flexión biaxial (inciso f).

e) Armadura por compresión⁶²

Los elementos comprimidos se deberán analizar considerando los efectos de:

- La excentricidad,
- Las cargas axiales,
- Los momentos de inercia variables,
- El grado de fijación de los extremos,
- Las flechas,
- La duración de las cargas

Resistencia axial de diseño ⁶³

La resistencia axial mayorada de los elementos comprimidos de hormigón armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

⁶² AASHTO LRFD 5.7.4

⁶³ AASHTO LRFD (5.7.4.4.)

$$P_r = \phi P_n$$

$$P_n = \frac{P_r}{\phi}$$

$$P_n = 0.80[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Los valores 0,85 y 0,80 imponen límites superiores a la resistencia utilizable de las columnas con el objetivo de tomar en cuenta las excentricidades no intencionales.

Dónde:

P_r = resistencia axial mayorada, con o sin flexión (N)

P_n = resistencia axial nominal, con o sin flexión (N)

f'_c = resistencia especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

A_g = área bruta de la sección (mm²)

A_{st} = área total de la armadura longitudinal (mm²)

f_y = tensión de fluencia especificada de la armadura (MPa)

ϕ = factor de resistencia a compresión=0, 75

Límites de armadura⁶⁴

La máxima sección de armadura longitudinal para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s}{A_g} \leq 0.08$$

La mínima sección de armadura longitudinal para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s * f_y}{A_g * f'_c} \geq 0.135$$

Dónde:

A_s = área del acero de tracción (mm²)

A_g = área bruta de la sección (mm²)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

⁶⁴ AASHTO LRFD 5.7.4.2

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón (MPa)

El número mínimo de barras de armadura longitudinal en el cuerpo de una columna deberá ser seis para disposiciones circulares y cuatro para disposiciones rectangulares. El tamaño mínimo de barra será No. 16.

f).Flexión Biaxial

En vez de realizar un análisis en base a condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para flexión biaxial, los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se pueden dimensionar utilizando las siguientes expresiones aproximadas:

- Si la carga axial mayorada es mayor o igual que $0,10\phi f'_c A_g$:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

Siendo:

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_u) + A_u f_y$$

- Si la carga axial mayorada es menor que $0,10\phi f'_c A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0$$

Dónde:

ϕ = factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial

P_{rxy} = resistencia axial mayorada en flexión biaxial (N)

P_{rx} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_y es la única presente (N)

P_{ry} = resistencia axial mayorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_x es la única presente (N)

P_u = fuerza axial mayorada aplicada (N)

M_{ux} = momento mayorado aplicado respecto del eje X (N·mm)

M_{uy} = momento mayorado aplicado respecto del eje Y (N·mm)

e_x = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección X, es decir = M_{uy}/P_u (mm)

e_y = excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección Y, es decir = M_{ux}/P_u (mm)

La resistencia axial mayorada P_{rx} y P_{ry} no deberá ser mayor que el producto entre el factor de resistencia, ϕ , y la máxima resistencia nominal a la compresión.

El procedimiento para calcular los correspondientes valores de M_{rx} y P_{rx} o M_{ry} y P_{ry} se puede consultar en la mayoría de los textos sobre diseño de hormigón armado.

Armadura transversal para elementos sometidos a compresión

La armadura transversal de los elementos comprimidos estará constituida por estribos cerrados:

Estribos cerrados⁶⁵.- Estarán constituidos por:

- Barras N°10 para Barras N° 32 o menores,
- Barras N° 13 para Barras N° 36 o mayores, y
- Barras N° 13 para paquetes de barras.

La separación de los estribos cerrados no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó 30 cm. Si hay dos o más barras mayores que una barra N° 32 dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó 15 cm.

Cada barra longitudinal de esquina tendrá un apoyo lateral provisto por la esquina de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135°. Ninguna barra deberá estar a una distancia mayor de 61 cm de una de estas barras con apoyo lateral. Si el diseño de la columna se basa en la capacidad de rotulación plástica, ninguna barra longitudinal estará a una distancia mayor de 15 cm de una de estas barras con apoyo lateral.

La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado no deberán ser menores que la mitad de la separación entre estribos.

2.6.1.3. Arco

⁶⁵ AASHTO LRFD 5.10.6

En el arco, el cálculo de las armaduras se lo efectuará por tramos, en las secciones donde se presenten los máximos esfuerzos a flexión y compresión principalmente.

El diseño inicial se lo realizará a compresión (inciso e) y se verificarán las armaduras para los efectos de la flexión mediante el método del diagrama de interacción

2.6.1.4. Viga de arriostramiento

En el diseño de las vigas de arriostramiento se aplicarán los criterios empleados para vigas.

2.6.2. Infraestructura

2.6.2.1. Aparatos de apoyo

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

Para su diseño se puede seguir el siguiente procedimiento:

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

En consecuencia para iniciar el tanteo se toma como fatiga de contacto con el hormigón $\beta_{nm} < 10 \text{ Mpa}$.

$$\beta_{nm} = \frac{N}{A} \leq 10 \text{ MPa}$$

Y si la máxima carga vertical en estado de servicio es N el área de tanteo será:

$$A \geq \frac{N}{10 \text{ MPa}}$$

Un primer valor de la menor dimensión estará dada por:

$$a = \sqrt{A}$$

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

$$12 < \frac{a}{e} < 22$$

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

$$\beta_n = 0.6 * \frac{a}{e} < \beta_{nm} = 13.2 \text{ MPa}$$

Dónde:

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

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

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

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

E= espesor de una de las placas que constituyen el neopreno.

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

El área requerida será:

$$A_{req} = \frac{N}{\beta_n}$$

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

Cuidando que se cumpla $a \leq b$

$$b = \frac{A_{req}}{a}$$

La fatiga media en el aparato de apoyo será:

$$\beta_m = \frac{N}{a * b}$$

Se calcula la distorsión debida al frenado con la expresión:

$$\mu = \frac{BR}{a * b * G} < 1.2$$

Y que puede requerir un cálculo de las dimensiones a y b.

En esta expresión:

BR=H= fuerza horizontal

G= Modulo de elasticidad transversal del neopreno, que varía entre 0.8 a 1 MPa.

μ = distorsión debido a retracción, deformación lenta, frenado, viento, etc.

Por distorsión se deben cumplir las siguientes limitaciones:

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

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

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

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T$$

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

$$h = \frac{\Delta L}{\mu}$$

Debiéndose redondear para que se cumpla:

$$0.1a \leq h \leq 0.2a$$

En estas condiciones la rotación de la placa es:

$$\Omega = 3.33 * \left(\frac{e}{a}\right)^3 * \beta_n$$

Siendo la rotación máxima para todo el apoyo de: $n * \Omega$

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

$$\frac{H}{N} \leq 0.4$$

Dónde:

N= reacción vertical

H= fuerza horizontal.

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

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

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

$$\beta_a = 0.75 * \frac{e}{s} * \beta_m$$

Dónde:

s= espesor de una de las placas de acero.

β_m =fatiga media de la compresión en el neopreno en MPa.

β_a =fatiga de tracción en la placa de acero en MPa.

2.6.2.2. Arranques de los arcos

Se realizará el armado de los mismos con armadura de distribución, de acuerdo a los requisitos establecidos en AASHTO LRFD 5.10.8.3

2.6.2.3. Apoyos extremos o estribos

De acuerdo a la normativa LRFD se deben tener cuidado en los siguientes estados límites de servicio y resistencia.

En el estado límite de servicio:

- Seguridad a desplazamiento vertical excesivo.
- Seguridad al desplazamiento lateral excesivo.
- Estabilidad global.

En el estado límite de Resistencia:

- Falla por capacidad de carga.
- Resbalamiento lateral.
- Perdida excesiva de contacto con la base.
- Falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo.
- Falla estructural.

De una manera general se debe cuidar la:

- Seguridad al deslizamiento
- Seguridad al vuelco
- Seguridad respecto a las presiones en el suelo.
- Seguridad frente al deslizamiento profundo.
- Seguridad estructural.

Consideraciones para la estabilidad

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera que asegure su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base (11.6.3.1).

Vuelco – Estado Límite de Resistencia

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

Para el estado límite de Resistencia, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B / 4$) excepto el caso de suelo rocoso en que se mantiene en los $3/4$ centrales ($e \leq 3B / 8$) establecido en las Especificaciones AASHTO LRFD en el (Art. 11.6.3.3).

Deslizamiento: Estado Límite de Resistencia

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\phi_T Q_T$) que actúa a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ($\phi_{ep} Q_{ep}$) que actúa en la cara vertical correspondiente. Esto es:

$$Q_R = \phi_T Q_T + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Dónde:

$$Q_T = V \tan \delta$$

δ = Ángulo de fricción entre lavase del cimiento y el suelo.

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para hormigón vaciado directamente al suelo.

V = fuerza vertical total sobre el cimiento en KN,

ϕ_f = Ángulo de fricción interna del suelo.

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

Presiones en la base: Estado Límite de Resistencia

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

Método de Meyerhof:

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

$$e = \frac{\sum Mfa}{\sum Vfa}$$

Dónde:

Mfa = Momentos factorados actuantes en kN-m,

$\sum Vfa$ = Fuerzas verticales factoradas actuantes en kN.

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

Basados en una distribución de presión uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de q es:

$$q = \frac{\sum Vfa/L}{B - 2e}$$

Dónde:

B = Ancho del cimiento en m,

L = Unidad de longitud en m.

Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular:

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

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

Dónde:

Vu = Suma de las fuerzas verticales factoradas en kN.

3. Comparar q o $\max q$, que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicado por el factor de resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado:

$$q_R \leq \phi_b * q_n$$

Dónde:

$q_n = q_u$ Capacidad portante última no factorada para el estado limite apropiado en MPa,

ϕ_b = factor de resistencia

TABLA 2.16.
FACTORES DE RESISTENCIA EN CIMIENTOS SUPERFICIALES, ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Tipo de Resistencia		Método/Suelo/Condición	Factor de Resistencia
Resistencia de apoyo	ϕ_b	Método Teórico (Munfakh, 2001), arcilla	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando CPT	0.50
		Método Teórico (Munfakh, 2001), arena, usando SPT	0.45
		Método Semi-empírico (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Cimiento sobre roca	0.45
		Prueba de carga en placas	0.55
Deslizamiento	ϕ_s	Concreto pre-moldeado sobre arena	0.90
		Concreto vaciado en el lugar sobre arena	0.80
		Concreto pre-moldeado o vaciado en el lugar, sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_w	Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.50

2.7. Estrategia para la ejecución del proyecto

2.7.1. Especificaciones técnicas

Son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias, y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras.

Estas forman parte integral del proyecto y complementan lo indicado en los planos respectivos y en el contrato. Son muy importantes para definir la calidad de los trabajos en general y de los cavados en particular. Cubren como mínimo los siguientes ítems:

- *Definición*, donde se describe en forma concisa a que ítem de la obra o estructura se refiere.
- *Materiales y herramientas*, utilizados para ejecutar una tarea específica.
- *Procedimiento de ejecución*, donde se describe la forma que debe ejecutarse este rubro en la obra.
- *Medición*; donde se describe con precisión cómo se efectuará la medición de este rubro, una vez ejecutado para proceder al pago correspondiente.
- *Forma de pago*, donde se detalla cómo será pagado y que se comprende exactamente dicho pago.

2.7.2. Precios Unitarios

Es el costo total por unidad de medida de cada concepto de obra incluyendo indirectos, utilidades y financiamiento.

2.7.3. Cómputos métricos

Es la determinación de la cantidad de obras realizadas o por efectuar en cada uno de los ítems del proyecto expresados en las unidades correspondientes. Computar significa medir: superficies, longitudes y volúmenes en los que solo se requiere el uso de fórmulas geométricas sencillas para obtener valores de longitud, superficie y volumen como también numeración, para conocer la cantidad de piezas⁶⁶.

2.7.4. Presupuesto

Es el valor tentativo de una construcción, constituyendo por lo tanto, el programa de trabajo de la misma expresado en valores económicos.

Por lo expuesto anteriormente, es un plan administrativo que cubre todas las etapas de operación durante el periodo de ejecución de la obra.

2.7.4. Planeamiento y cronograma

⁶⁶ Reinaldo Zabaleta Jordán, 2007

Se ejecutara de acuerdo al tiempo estimado en el presente proyecto, y podrá ser reajustado por la institución. (Subgobernación prov. Arce)

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Análisis del levantamiento topográfico

De los planos desarrollados a partir del levantamiento topográfico se establecen los siguientes aspectos:

- Sección transversal del río.
- pendiente del lecho del río (1%)

- Perfil longitudinal del terreno natural donde se ubicará el puente y los accesos.
- Ubicación precisa del puente y dimensiones de los elementos que componen la estructura.
- Establecimiento de puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Ver planos adjuntos en el anexo A.8.

3.2. Análisis del estudio de suelos

Se realizaron dos sondeos denominados SM-1 y SM-2 correspondientes a las márgenes derecha e izquierda del río respectivamente, en las coordenadas donde se emplazará los arranques del arco. En ambas márgenes del río se encontró roca.

A partir de los ensayos realizados se determina lo siguiente:

- Tipo de ensayo : Esclerómetro
- Designación de la roca: Lutita
- Color: Gris
- Estructura: laminada
- Resistencia a la compresión simple **142 kg/cm²**

De acuerdo a las características de las cargas provenientes del análisis estructural, a las características resistentes de la roca, y a los perfiles estratigráficos, se plantea la construcción de *arranques de hormigón masivo estructural* para los arcos (para garantizar la condición de empotramiento y una mejor transmisión de cargas a la roca) y dos *estribos de gravedad de hormigón ciclópeo* para ambos extremos del tablero del puente.(Ver anexo A.2. Estudio de suelos)

Se hace notar que debido a factores económicos no se efectuó un estudio de suelos a mayor profundidad, por lo que se recomienda que, en caso de ser construido VERIFICAR LA RESISTENCIA DE LA ROCA, y realizar estudios más especializados.

3.3. Análisis del estudio hidrológico e hidráulico.

Del estudio realizado se obtuvieron los parámetros hidrológicos e hidráulicos necesarios para el diseño del puente, mismos que se detallan a continuación:

- Caudal máximo de diseño: 860 m³/s.
- Ancho del espejo de agua: 54.14 m
- Tirante de máximo: 5.00 m
- Nivel más bajo del lecho del río: 497.84 m.s.n.m.
- Nivel de aguas extraordinarias máximas: 502.84 m.s.n.m.

Un cálculo más detallado de cada uno de estos parámetros se puede ver en el anexo A.3. Estudio hidrológico.

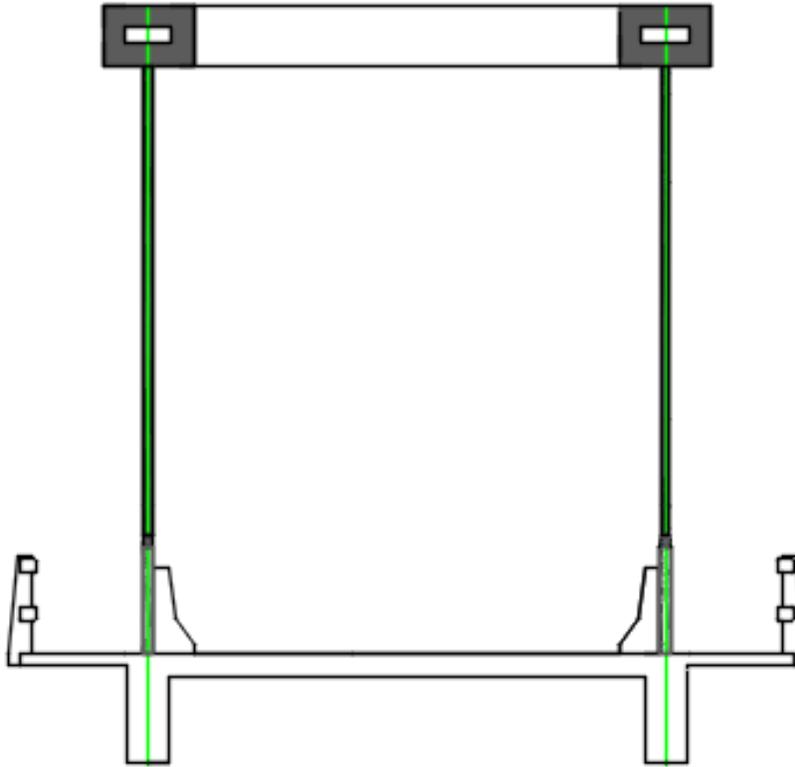
3.4. Planteamiento estructural (rasante -vinculación)

La configuración transversal y longitudinal del puente es:

a) Configuración transversal

En la configuración transversal se tienen dos arcos paralelos (de sección variable) separados por el ancho de calzada que es de 4.00 m; dos barreras vehiculares tipo New Jersey separados por el mismo ancho de calzada; dos vigas longitudinales separadas 4.45 m, se toma una acera de 1.00 m de volado, y un barandado P3. (Ver detalles de la sección transversal en el anexo A.8.Planos estructurales).

FIGURA 3.1
SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE



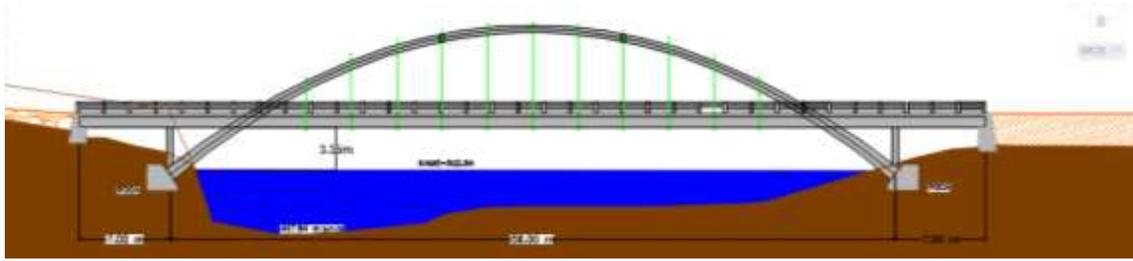
Fuente: Elaboración propia.

b) Configuración longitudinal

En esta configuración se define la separación de las vigas transversales (diafragmas), misma que es de 3.50 m., de igual modo la separación de las péndolas será la misma.

Se tendrá una luz de arco de 56.00 m y un tablero intermedio de 70.00 m; además de dos vigas de arriostramiento ubicadas a cada lado de la clave, a una distancia de 7.00 m de la misma. Ver detalles de perfil longitudinal en el anexo A.8. Planos estructurales.

FIGURA 3.2
PERFIL LONGITUDINAL DEL PUENTE



Fuente: Elaboración propia.

Resumen geométrico del puente.

- Dos arcos de sección variable bi-empotrados, de 56.00 m de luz; de sección alveolar de un ancho de 0.85 m y un peralte variable de 1.00 m en arranques a 0.50 m. en la clave.
- Un tablero intermedio de 70 m de longitud.
- Losa de tablero de 0.22 m de espesor y 4.00 m de ancho de tráfico.
- Acera peatonal de 1.00 m de ancho a nivel del tablero separada de la losa de tablero por una barrera vehicular New Jersey.
- Baranda peatonal tipo P3 con postes de hormigón armado espaciados a cada 2.00 m.
- Dos estribos extremos de hormigón ciclópeo de pequeñas dimensiones.

Los detalles de estimación de las dimensiones previas de los elementos del puente ver anexo A.5. Planteo estructural.

3.5. Análisis estructural

Para un mejor análisis estructural, se divide la estructura en 3 partes:

- **parte 1** corresponde a la acera peatonal y a todos los componentes de la baranda peatonal, su análisis es del tipo manual.
- **parte 2** corresponde al conjunto de los elementos que componen la superestructura casi en su totalidad, es decir todos los elementos que para su análisis conviene que se calculen en conjunto, hablamos de la losa de tablero, diafragmas, vigas, péndolas (cables, columnas), arcos, y vigas de arriostramiento, cuyo análisis se realiza en el programa SAP 2000 v14.

- **Parte 3** corresponde a los apoyos extremos (estribos, aparatos de apoyo) cuyo análisis se realiza de forma manual.

Lo descrito anteriormente se resume en la tabla siguiente:

TABLA 3.1
TIPO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS COMPONENTES DEL PUENTE

PARTE N°	COMPONENTE	TIPO DE ANÁLISIS
1	Acera	Manual
2	Superestructura	En SAP 2000 v-14
3	Apoyos extremos (estribos)	Manual

Fuente: Elaboración propia.

3.5.1. Materiales.

TABLA 3.2
PROPIEDADES DEL CONCRETO

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD
Peso específico γ_H°	Kg/m ³	2400
Módulo de elasticidad E_c	Kg/cm ²	267524.98
Coefficiente de poisson μ		0.2
Coefficiente de expansión térmica α	1/°C	10.8E10-6
Resistencia característica del hormigón f^c_c	Kg/cm ²	280

Fuente: Elaboración propia.

TABLA 3.3
PROPIEDADES DEL ACERO

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD

Módulo de elasticidad E_s	Kg/cm ²	2000000
Límite de fluencia del acero f_y	Kg/cm ²	5000

Fuente: Elaboración propia.

3.5.2. Cargas

Se presenta un resumen de las cargas que actúan encima del puente, mismas que han sido calculadas de acuerdo a lo descrito en el cap. 3 de la Norma AASHTO LRFD 2004 y presentadas en el capítulo II del presente proyecto. Ver detalle de cálculo de cargas en el anexo A.6.Análisis estructural.

TABLA 3.4
CARGAS MUERTAS ENCIMA DEL BARANDADO

N°	TIPO	CARGA (kg/m)
1	Peso propio barandado	135
2	Peso propio acera	240

Fuente: Elaboración propia.

TABLA 3.5
CARGAS VIVAS ENCIMA DEL BARANDADO

N°	TIPO	CARGA (kg/m)
1	Vertical y horizontal en los pasamanos	0.73 N/mm
2	En cualquier dirección en un punto del pasamanos	890 N
3	Encima de la acera	0.0036 Mpa

Fuente: Elaboración propia.

Cargas permanentes DC

El peso propio de la losa, diafragmas, vigas, columnas, arcos, vigas de arriostramiento se calculan implícitamente dentro del programa SAP 2000 con las propiedades del material (peso específico y área de la sección transversal de los elementos).

$$DC = A * \gamma_{HA}$$

Dónde:

A= Área de la sección transversal del elemento

Carga por capa de rodadura DW

Encima de la losa se tiene una carga por unidad de superficie que corresponde a la carpeta asfáltica o capa de rodadura, que tiene un espesor de 5 cm y su correspondiente peso específico es 2250 kg/m², dando como resultado una carga de 112.5 kg/m², la misma que será aplicada al modelo estructural en SAP 2000 v-14.

TABLA 3.6
PESO CAPA DE RODADURA

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD
DW	Kg/m ²	112.5

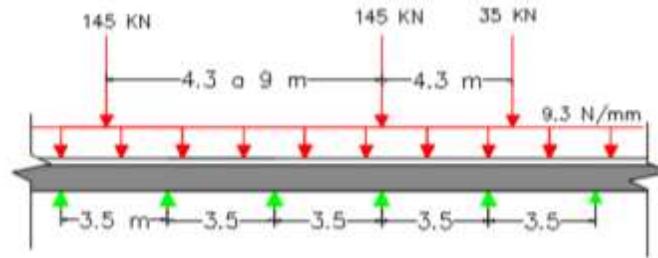
Fuente: Elaboración propia.

Cargas transitorias

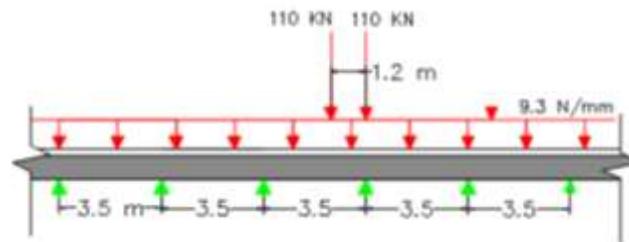
Encima de la losa actúa la sobrecarga vehicular HL-93.

FIGURA 3.3
SOBRECARGA VEHICULAR HL-93 TOTAL

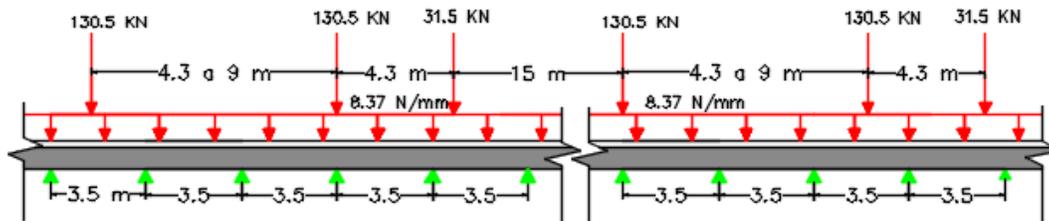
- a) Camión más carga de carril



b) Tándem más carga de carril



c) 90% (camión más carga de carril) p/ momentos negativos



Implícitamente en el programa:

- Factor de impacto: 33% (Tabla 3.6.2.1-1 AASHTO LRFD 2004)
- Factor de presencia múltiple: 1.2 para un carril cargado

Carga de frenado BR

Al estar la fuerza de frenado ubicada a 1.8 m por encima del nivel de calzada, esta producirá encima de la estructura hiperestática una fuerza horizontal y un momento flector.

TABLA 3.7

ACCIONES PRODUCIDAS POR LA FUERZA DE FRENADO

CARACTERISTICA	UNIDAD	CANTIDAD
BR	kg	3300
MBR	Kg-m	5940

Fuente: Elaboración propia.

Esta fuerza y momento se aplicaran cada vigésimo de la luz del puente haciendo variar su posición. (Ver detalle de cálculo en el anexo A.6)

Temperatura uniforme

$$T_{\max} = 33.9 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{nov de 2003})$$

$$T_{\text{med}} = 26.7 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = 15.1 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (\text{nov de 2003})$$

Máxima extrema:

$$\Delta T = T_{\max} - T_{\text{media}} = 7.2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Mínima extrema

$$\Delta T = T_{\text{media}} - T_{\min} = 11.6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

De acuerdo a lo descrito en el capítulo 2, se tiene una variación de temperatura de 11.6 °C, la misma que se introducirá al paquete estructural SAP 2000 como carga de temperatura

TABLA 3.8

CARGA POR TEMPERATURA UNIFORME

CARACTERISTICA	UNIDAD	CANTIDAD
TU	°C	11.6

Fuente: Elaboración propia.

Contracción y fluencia lenta SH y CR:

Los efectos de la contracción y fluencia lenta tienen su equivalente de temperatura de acuerdo a lo descrito en el capítulo 2.

$$T = \Delta T + 9^{\circ}\text{C}$$

$$T = 11.6 + 9^{\circ}\text{C}$$

Este equivalente es 20.6°C que será introducida al paquete estructural SAP 2000 como carga por temperatura.

TABLA 3.9
CARGA POR CONTRACCIÓN Y FLUENCIA LENTA

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD
SH CR	$^{\circ}\text{C}$	20.6

Fuente: Elaboración propia.

Factores de carga y combinaciones de carga

En el presente trabajo de graduación, no se consideran las fuerzas provocadas por el viento debido a que en la zona se tienen velocidades bajas, como se explica en 2.5.4.2.5, por tanto, solo se verifican los estados límites de Resistencia I, y Servicio I.

Los factores de carga γ y las combinaciones de carga a considerar se pueden apreciar en las tablas 2.4 y 2.5.

Se usará un factor de modificación de cargas de $n_i = n_D n_R n_I = 1.00$

Las combinaciones de carga aplicadas son:

Para estado límite de resistencia I:

- Para momento positivo:

$$M_U = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM} + 1.75 M_{PL} + 1.75 M_{BR} + 0.5 (M_{TU} + M_{SH-CR})$$

- Para momento negativo:

$$MU = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM} + 1.75 M_{PL} + 1.75 M_{BR} + 0.5 (M_{TU} + M_{SH-CR})$$

- Para esfuerzo normal:

$$PU = 1.25P_{DC} + 1.5P_{DW} + 1.75 P_{LL+IM} + 1.75 P_{PL} + 1.75 P_{BR} + 0.5 (P_{TU} + P_{SH-CR})$$

- Para cortante:

$$VU = 1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM} + 1.75 V_{PL} + 1.75 V_{BR} + 0.5 (V_{TU} + V_{SH-CR})$$

- Para torsión:

$$TU = 1.25T_{DC} + 1.50T_{DW} + 1.75 T_{LL+IM} + 1.75 T_{PL} + 1.75 T_{BR} + 0.5 (T_{TU} + T_{SH-CR})$$

Para estado límite de servicio I:

- Para momento positivo:

$$MU = 1.00M_{DC} + 1.00M_{DW} + 1.00 M_{LL+IM} + 1.00 M_{PL} + 1.00 M_{BR} + 1.00 (M_{TU} + M_{SH-CR})$$

- Para momento negativo:

$$MU = 1.00M_{DC} + 1.00M_{DW} + 1.00 M_{LL+IM} + 1.00 M_{PL} + 1.00 M_{BR} + 1.00 (M_{TU} + M_{SH-CR})$$

- Para esfuerzo normal:

$$PU = 1.00P_{DC} + 1.00P_{DW} + 1.00 P_{LL+IM} + 1.00 P_{PL} + 1.00 P_{BR} + 1.00 (P_{TU} + P_{SH-CR})$$

- Para cortante:

$$VU = 1.00V_{DC} + 1.00V_{DW} + 1.00 V_{LL+IM} + 1.00V_{PL} + 1.00 V_{BR} + 1.00 (V_{TU} + V_{SH-CR})$$

- Para torsión:

$$TU = 1.00T_{DC} + 1.00T_{DW} + 1.00 T_{LL+IM} + 1.00 T_{PL} + 1.00 T_{BR} + 1.00 (T_{TU} + T_{SH-CR})$$

Estas combinaciones se introdujeron dentro del programa SAP 2000 v-14 con la finalidad de obtener las envolventes de los esfuerzos máximos.

FIGURA 3.4
COMBINACIONES DE CARGA ESTADO LÍMITE RESISTENCIA I

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) RESISTENCIA I
 Notes

Load Combination Type Envelope

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DC	Linear Static	1.25
DC	Linear Static	1.25
DW	Linear Static	1.5
LL	Moving Load	1.75
PL	Linear Static	1.75
BR	Linear Static	1.75
CR-SH	Linear Static	0.5
TU	Linear Static	0.5

Fuente: Elaboración propia en SAP 2000 v-14

FIGURA 3.5
COMBINACIONES DE CARGA ESTADO LÍMITE DE SERVICIO I

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

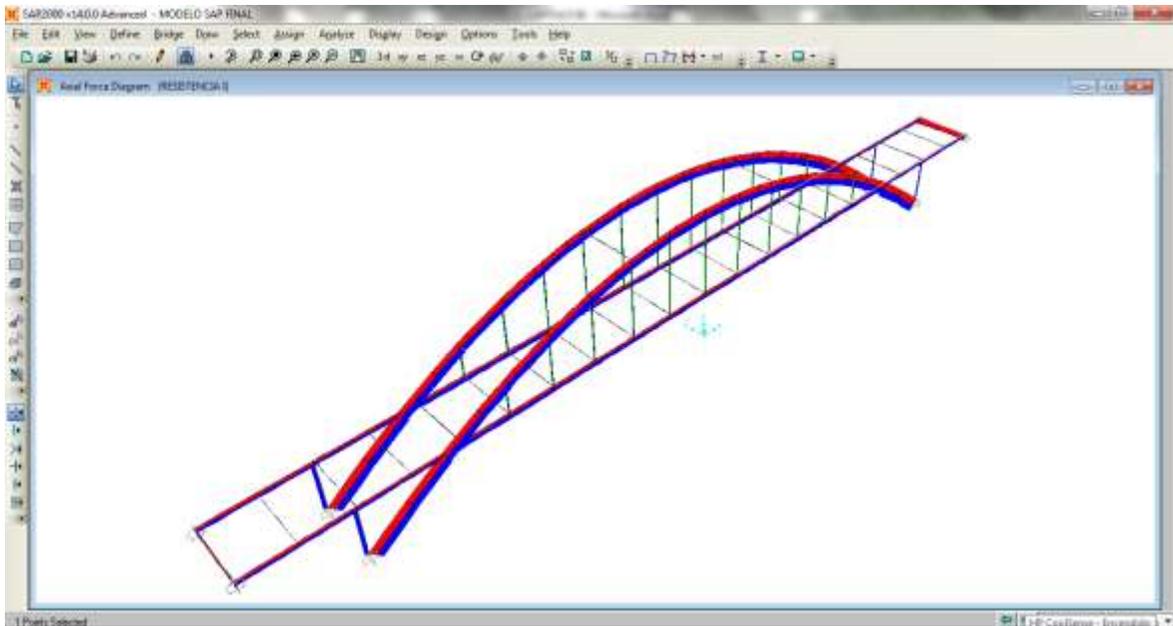
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DC	Linear Static	1.
DC	Linear Static	1.
DW	Linear Static	1.
LL	Moving Load	1.
PL	Linear Static	1.
TU	Linear Static	1.
CR-SH	Linear Static	1.
BR	Linear Static	1.
WS	Linear Static	0.3

Fuente: Elaboración propia en SAP 2000 v-14

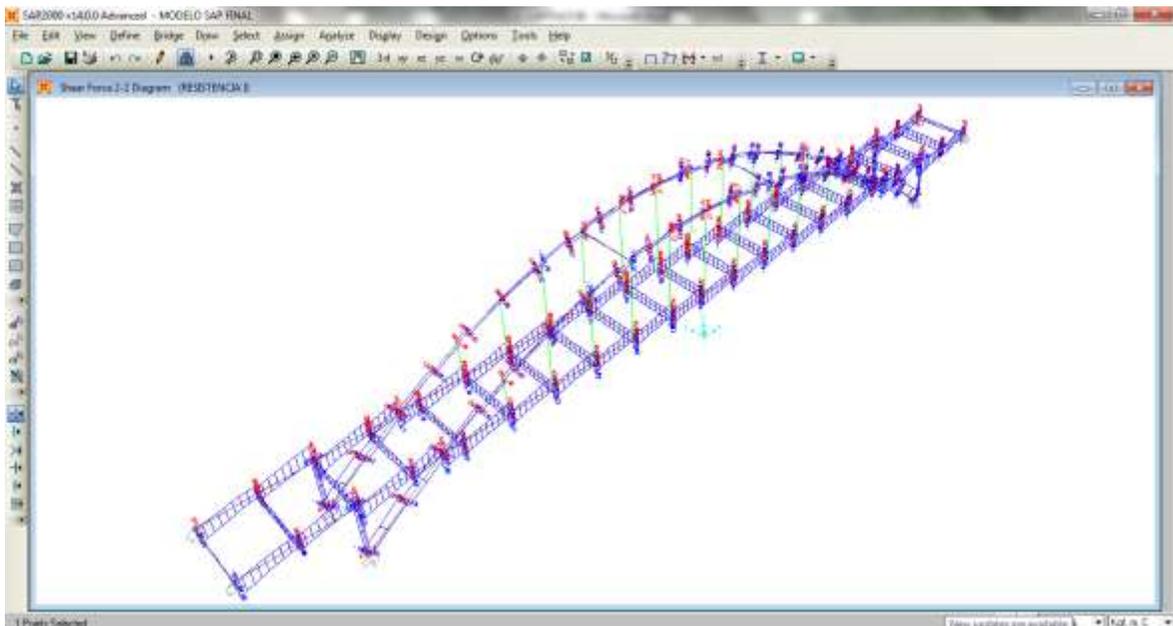
A continuación se presentan los diagramas (más relevantes) de envolventes máximas producidas en la estructura:

FIGURA 3.6
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS NORMALES MAYORADOS



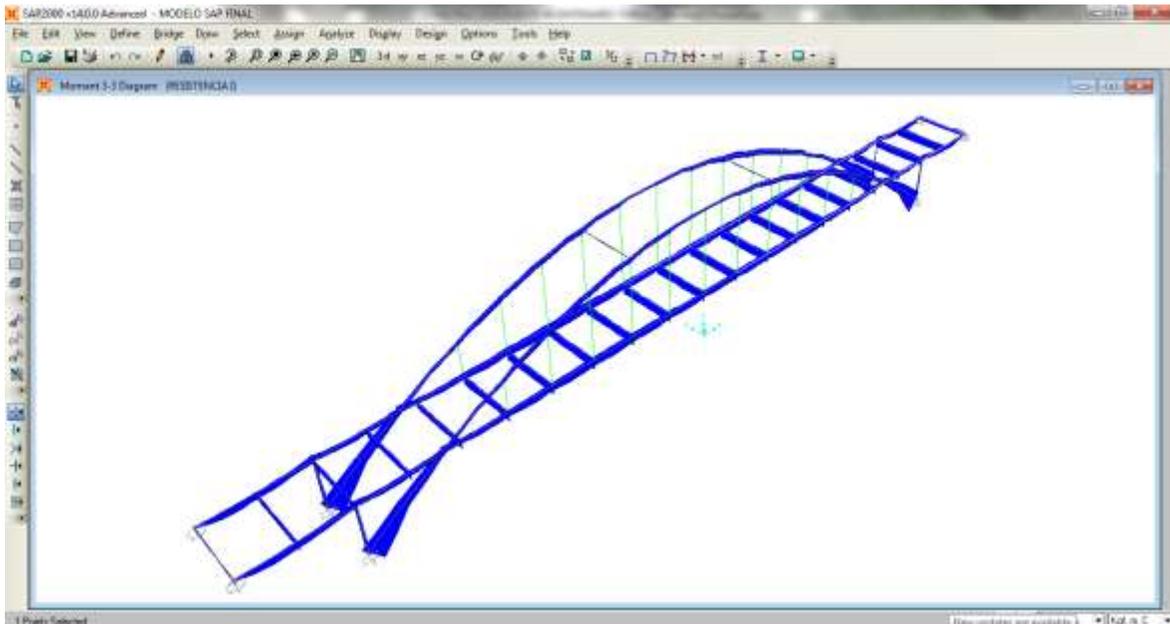
Fuente: Elaboración propia en SAP 2000 v-14

FIGURA 3.7
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS CORTANTES MAYORADOS



Fuente: Elaboración propia en SAP 2000 v-14

FIGURA 3.8
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES MAYORADOS



Fuente: Elaboración propia en SAP 2000 v-14

Los resultados obtenidos del programa SAP se muestran en el anexo A.6. Análisis estructural.

3.6. Dimensionamiento y diseño estructural

3.6.1. Superestructura

3.6.1.1. Tablero o sistema de tablero

3.6.1.1.1. Baranda peatonal tipo P-3

El sistema de barandado comprende los pasamanos superior e inferiores y los postes distribuidos cada 2.00 m. El detalle del armado y las dimensiones del barandado serán indicados más adelante en los planos correspondientes. (Ver Anexo A.8. Planos estructurales). No se efectuó el diseño del barandado sino que se adoptó el barandado P3 prescrito por el Servicio Nacional de Caminos (S.N.C), actual Administradora Boliviana de Carreteras (A.B.C).

3.6.1.1.2. Baranda vehicular

Se usara la barrera vehicular tipo “**NEW JERSEY**” probada experimentalmente. El detalle de armadura se muestra en los planos correspondientes en el anexo A.8.

3.6.1.1.3 Acera peatonal

Las solicitaciones consideradas y el área de armadura calculada son las siguientes:

- Por carga permanente:

$$M_{DC} = 279.00 \text{ kg-m}$$

- Por sobrecargas vivas:

$$M_{LL} = 559.56 \text{ kg-m}$$

Factores de carga y combinaciones de carga para E.L. resistencia I.

$$M_U = 1.25M_{DC} + 1.75 M_{LL}$$

$$M_U = 1.25 * 279.00 + 1.75 * 559.56$$

$$M_u = \mathbf{1328} \text{ kg-m}$$

El detalle de cálculo se encuentra en el anexo A.7 Memoria de cálculos y diseños.

Armadura necesaria

$$A_s = 3.22 \text{ cm}^2$$

Usar: **5 Ø10 mm c/20 cm**

Armadura de distribución

$$A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

Usar: **5 Ø 8mm c/ 20 cm**

3.6.1.1.4. Losa de tablero

Cargas de diseño

Las cargas para el diseño de la losa la constituyen las cargas muertas de la losa y capa de rodadura, además de las sobrecargas vivas descritas en el capítulo 2 del presente proyecto.

Para el cálculo de las solicitaciones se tomaron en cuenta las siguientes cargas.

Cargas muertas:

TABLA 3.10
CARGAS MUERTAS SOBRE LA LOSA

CARGAS MUERTAS		UNIDAD	COMENTARIO
Elemento	Carga		
Losa	480	Kg/m	Peso propio
Capa de rodadura	112.5	Kg/m	Peso propio

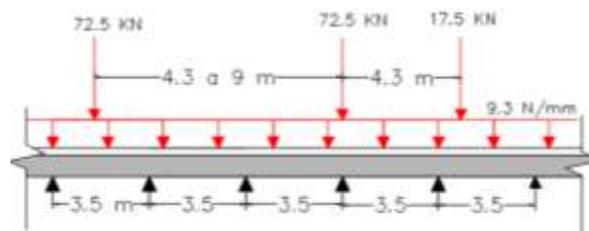
Fuente: Elaboración propia

Cargas vivas:

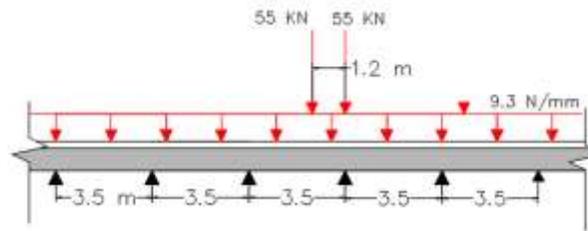
Se consideran actuando una fila de ruedas de la carga viva actuando en una faja de 1 m de ancho.

FIGURA 3.9
SOBRECARGA VEHICULAR HL-93 DE UNA FILA DE RUEDAS

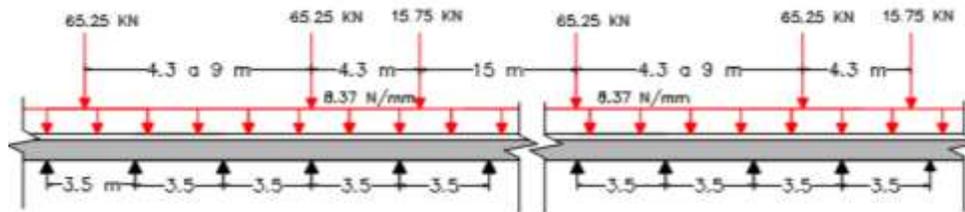
a) Camión más carga de carril



b) Tándem más carga de carril



c) 90% (camión + carga de carril) p/ momentos negativos



Todas estas cargas fueron introducidas al programa informático (SAP 2000 v-14) realizando la combinación de los tres camiones tipo y calculando la envolvente producida por los mismos.

A los resultados de la sobrecarga vehicular se le aplicó el factor un factor de impacto igual al 33 %.

Finalmente, se les aplicó los coeficientes de mayoración correspondientes para cada tipo de carga (carga permanente y vehicular), además de los anchos de faja primaria, evaluados como sigue:

Anchos de faja primaria:

Para momento positivo:

$$E = 660 + 0.55 * S$$

Dónde:

E= ancho de faja primaria para momento positivo

S= 3500 mm= separación de los elementos de apoyo

Por tanto:

$$E = 660 + 0.55 * 3500$$

$$E = 2.59 \text{ m}$$

Para momento negativo:

$$E = 1220 + 0.25 * S$$

Dónde:

E= ancho de faja primaria para momento negativo

S= 3500 mm= separación de los elementos de apoyo

Por tanto:

$$E = 1220 + 0.25 * 3500$$

$$E = 2.10 \text{ m}$$

Las solicitaciones últimas de diseño son:

TABLA 3.11
SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA LA LOSA

SOLICITACIÓN	VALOR	UNIDAD
Momento último positivo	6723	Kg*m
Momento último negativo	6244	Kg*m
Cortante último	12267	Kg*m

Fuente: Elaboración propia.

Las armaduras requeridas son las siguientes:

Para momento positivo:

Armadura positiva (paralela al tráfico)

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

Usar: **7 Ø 12 mm c/ 15 cm**

Armadura de distribución (perpendicular al tráfico)

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2$$

Usar: **4 Ø 10mm c/ 25 cm**

Para momento negativo.

Armadura negativa (paralela al tráfico)

$$A_s = 7.41 \text{ cm}^2$$

Usar: **7Ø 12mm c/ 15cm**

Acero por temperatura

$$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

Usar: **4 Ø 12 c/ 25 cm**

Se adicionará **4 Ø 12 c/25 cm** por colisión vehicular en la barrera.

Después de realizar los cálculos se verificó que el cortante que resiste el hormigón, puede resistir el cortante de diseño, por lo tanto, no requiere armadura de corte.

El detalle del cálculo se muestra en el anexo A.7. Memoria de cálculos y diseños.

3.6.1.1.5. Vigas

Los esfuerzos últimos y las armaduras requeridas para cada sección de la viga se muestran en las tablas siguientes:

Para momento positivo:

TABLA 3.12
MOMENTO POSITIVO EN VIGAS

SECCIÓN	Mu (+)*	As-min	As-max	a	c	As	As req.
	Kg-m	cm²	cm²	cm	cm	cm²	cm²
0(inicio)							
1 (Centro)	66546	10.86	61.11	3.31	3.90	15.51	15.51
2(apoyo)	19739	10.86	61.11	0.97	1.14	4.54	10.86
3(centro)	41511	10.86	61.11	2.05	2.42	9.61	10.86
4(apoyo)	9573	10.86	61.11	0.47	0.55	2.20	10.86
5(centro)	46132	10.86	61.11	2.28	2.69	10.69	10.86
6(apoyo)	20085	10.86	61.11	0.99	1.16	4.62	10.86
7(centro)	62153	10.86	61.11	3.09	3.64	14.47	14.47
8(apoyo)	34909	10.86	61.11	1.72	2.03	8.07	10.86
9(centro)	72500	10.86	61.11	3.62	4.25	16.92	16.92
10(apoyo)	48891	10.86	61.11	2.42	2.85	11.34	11.34
11(centro)	74905	10.86	61.11	3.74	4.40	17.50	17.50
12(apoyo)	54058	10.86	61.11	2.68	3.16	12.56	12.56
13(centro)	71173	10.86	61.11	3.55	4.17	16.61	16.61

14(apoyo)	48701	10.86	61.11	2.41	2.84	11.30	11.30
15(centro)	66595	10.86	61.11	3.32	3.90	15.52	15.52
16(apoyo)	46098	10.86	61.11	2.28	2.69	10.69	10.86

*Momento último positivo extraído del análisis en el software SAP 2000 v-14

Para momento negativo

TABLA 3.13
MOMENTO NEGATIVO EN VIGAS

SECCIÓN	Mu(-)	As-min	As-max	a	c	As	As req.
	Kg-m	cm²	cm²	cm	cm	cm²	cm²
0(inicio)							
1 (Centro)	4553	10.86	61.11	0.55	0.65	1.05	10.86
2(apoyo)	67120	10.86	61.11	8.44	9.93	16.08	16.08
3(centro)	19591	10.86	61.11	2.39	2.81	4.54	10.86
4(apoyo)	26444	10.86	61.11	3.24	3.81	6.16	10.86
5(centro)	22964	10.86	61.11	2.80	3.30	5.34	10.86
6(apoyo)	32756	10.86	61.11	4.02	4.74	7.66	10.86
7(centro)	30706	10.86	61.11	3.77	4.43	7.17	10.86

8(apoyo)	39049	10.86	61.11	4.82	5.67	9.17	10.86
9(centro)	30706	10.86	61.11	3.77	4.43	7.17	10.86
10(apoyo)	39049	10.86	61.11	4.82	5.67	9.17	10.86
11(centro)	34606	10.86	61.11	4.26	5.01	8.11	10.86
12(apoyo)	40210	10.86	61.11	4.97	5.84	9.45	10.86
13(centro)	32899	10.86	61.11	4.04	4.76	7.70	10.86
14(apoyo)	35732	10.86	61.11	4.40	5.18	8.38	10.86
15(centro)	26230	10.86	61.11	3.21	3.78	6.11	10.86
16(apoyo)	27587	10.86	61.11	3.38	3.97	6.43	10.86

Fuente: Elaboración propia.

Ver detalle de ubicación de secciones en el anexo A.8. Planos estructurales.

TABLA 3.14
ARMADURA POSITIVA Y NEGATIVA POR SECCIONES EN VIGAS

SECCIÓN		As	Ø(1)	As	Ø (2)
	Prog.	Positivo	inf. Pos	Negativo	Sup. Neg
	m	cm ²	mm	cm ²	mm
0	0.00	0	4Ø20	0	4Ø20

1	2.62	15.51	6Ø20	10.86	4Ø20
2	7.00	10.86	4Ø20	16.08	6Ø20
3	10.26	10.86	4Ø20	10.86	4Ø20
4	12.60	10.86	4Ø20	10.86	4Ø20
5	14.35	10.86	4Ø20	10.86	4Ø20
6	17.50	10.86	4Ø20	10.86	4Ø20
7	19.25	14.47	6Ø20	10.86	4Ø20
8	21.00	10.86	4Ø20	10.86	4Ø20
9	22.75	16.92	6Ø20	10.86	4Ø20
10	24.50	11.34	4Ø20	10.86	4Ø20
11	26.25	17.50	7Ø20	10.86	4Ø20
12	28.00	12.56	5Ø20	10.86	4Ø20
13	29.75	16.61	6Ø20	10.86	4Ø20
14	31.50	11.30	4Ø20	10.86	4Ø20
15	33.25	15.52	6Ø20	10.86	4Ø20
16	35.00	10.86	4Ø20	10.86	4Ø20

Fuente: Elaboración propia.

Ver detalle de armado por sección en el anexo A.8. Planos estructurales.

Armadura por contracción y temperatura:

$$A_s = 2.88 \text{ cm}^2$$

Usar: **3 Ø 12 mm p/cara**

Para esfuerzo cortante y torsión:

Las solicitaciones de diseño son las siguientes:

TABLA 3.15
ESFUERZOS POR CORTE Y TORSION EN VIGAS

SOLICITACIÓN		CANTIDAD	UNIDAD	SENTIDO
Cortante último	V22	66781	kg	Trasversal
Torsor último	T	4814	kg-m	Trasversal

Fuente: Elaboración propia.

Las armaduras requeridas son las siguientes:

$$A_s = 2.47 \text{ cm}^2$$

Usar: **4 Ø 10 mm c/ 25cm**

3.6.1.1.6. Diafragmas

Las solicitaciones de diseño son las siguientes:

TABLA 3.16
SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA DIAFRAGMAS

SOLICITACION	VALOR	UNIDAD
Momento último positivo	93216	Kg-m
Momento último negativo	18100	Kg-m
Cortante último	22509	kg

Fuente: Elaboración propia.

Las armaduras requeridas son las siguientes:

Para momento positivo:

Para el caso de momento positivo, la compresión es arriba, por tanto, el área de hormigón de la losa contribuye a la resistencia a compresión.

Armadura necesaria (viga T)

$$A_s = 1546 \text{ cm}^2$$

Usar: **4 Ø 25 mm**

Para momento negativo

Armadura necesaria (Viga rectangular)

$$A_s = 5.58 \text{ cm}^2$$

Usar: **2Ø 20 mm**

Por contracción y temperatura:

$$A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

Usar: **2 Ø 12 mm p/cara**

Para esfuerzo cortante

$$A_s = 0.53 \text{ cm}^2$$

Usar: **2Ø8 mm c/30cm**

Ver detalle de cálculo en el anexo A.7. Memoria de cálculos y diseños.

3.6.1.2. Péndolas

3.6.1.2.1. Péndolas a tracción

Se realizan las verificaciones para las péndolas 1, 2, 3,4, 5 y central y se aplica el criterio de simetría. (Ver anexo A.8. planos estructurales)

TABLA 3.17
RESUMEN DEL DISEÑO DE PENDOLAS A TRACCION

SOLICITACIÓN	FUERZA. ADM	OBSERVACIONES.
Nu.	Tmax	
t	t	
25.8	39.76	Cumple
23.9	39.76	Cumple
23.4	39.76	Cumple
22.9	39.76	Cumple
23.2	39.76	Cumple
23.2	39.76	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Se colocara:

1 Ø 26.5 mm por péndola

Ver anexo A.7 Memoria de cálculos y diseños.

3.6.1.2.2. Columnas

Las solicitaciones de diseño son:

TABLA 3.18
SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA COLUMNAS

SOLICITACIÓN		CANTIDAD	UNIDAD	SENTIDO
Normal último	N	68337	kg	Axial
Momento último	M33	14948	kg-m	Longitudinal
Cortante último	V22	6310	kg	Trasversal
Momento último	M22	22768	kg-m	Lateral
Cortante último	V33	7930	kg	transversal
Torsor último	T	560	kg-m	Trasversal

Fuente: Elaboración propia.

Las armaduras requeridas son las siguientes:

Armadura por flexo compresión:

$$A_s = 40.56 \text{ cm}^2$$

Usar: **8 Ø25 mm**

Armadura por corte y torsión:

$$A_s = 0.88 \text{ cm}^2$$

Usar: **2 Ø10 mm c/25 cm**

Ver detalle de cálculo en el anexo A.7 Memoria de cálculos y diseños.

3.6.1.3 Arcos

Se efectúa el cálculo por flexo compresión para cada tramo del arco, (ver denominación de tramos en el anexo A.8. Planos estructurales).

Las solicitaciones de diseño son:

TABLA 3.19
SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA ARCOS

	SIS		Sup. Inf	lat	refuerzo		As>Asmin
	(cmxcm)		mm	mm	cm ²		cm ²
0	85x100	28	16Ø16	12Ø12	47.08	43.85	cumple
1	85x87	28	16Ø16	12Ø12	47.08	39.92	cumple
2	85x77	28	16Ø16	12Ø12	47.08	36.89	cumple
3	85x71	28	16Ø12	12Ø12	35.56	35.08	cumple
4	85x66	28	16Ø12	12Ø12	35.56	33.57	cumple
5	85x62	28	16Ø12	12Ø12	35.56	32.36	cumple
6	85x60	28	16Ø12	12Ø12	35.56	31.75	cumple
7	85x56	28	16Ø12	12Ø12	35.56	30.54	cumple
8	85x53	28	16Ø12	12Ø12	35.56	29.64	cumple
9	85x52	28	16Ø12	12Ø12	35.56	29.33	cumple

Fuente: Elaboración propia.

TABLA 3.22

ARMADURAS POR FLEXOCOMPRESION, CORTE Y TORSION EN ARCOS

TRAMO	SECCIÓN	INICIO	FIN	LONGITUD	N. BARRAS	Ø BARRAS LONGITUDINALES		Ø TRASV. ESTRIBOS
		cmxcm	cmxcm	m				
I	0 arranq.	85x100	85x87	3.52	28	16Ø16	12Ø12	4Ø10c25
II	1	85x87	85x77	3.38	28	16Ø16	12Ø12	4Ø10c25

III	2	85x77	85x71	3.27	28	16Ø16	12Ø12	4Ø10c25
IV	3	85x71	85x66	3.16	28	16Ø12	12Ø12	4Ø10c25
V	4	85x66	85x62	3.06	28	16Ø12	12Ø12	4Ø10c25
VI	5	85x62	85x60	2.98	28	16Ø12	12Ø12	4Ø10c25
VII	6	85x60	85x56	2.91	28	16Ø12	12Ø12	4Ø10c25
VII	7	85x56	85x53	2.86	28	16Ø12	12Ø12	4Ø10c25
IX	8	85x53	85x52	2.82	28	16Ø12	12Ø12	4Ø10c25
X	9	85x52	85x50	2.80	28	16Ø12	12Ø12	4Ø10c25

Fuente: Elaboración propia.

Ver detalle de armado en el anexo A.8. Planos estructurales.

3.6.1.4. Vigas de arriostramiento

Las solicitudes de diseño son:

TABLA 3.23
SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO

SOLICITACIÓN		CANTIDAD	UNIDAD	SENTIDO
Momento último positivo	M33 (+)	5930	kg-m	Longitudinal
Momento último negativo	M23 (-)	1843	kg-m	Longitudinal
Cortante último	V22	2434	kg	Trasversal
Momento torsor último	T	414	kg-m	Trasversal

Fuente: Elaboración propia.

Las armaduras requeridas son las siguientes:

Para momento positivo:

$$A_s = 4.90 \text{ cm}^2$$

Usar: **2 Ø20 mm**

Para momento negativo:

$$A_s = 4.90 \text{ cm}^2$$

Usar: **2 Ø20 mm**

Por contracción y temperatura:

$$A_s = 1.73 \text{ cm}^2$$

Usar: **2 Ø 12 mm p/cara**

Para corte y torsión:

$$A_s = 0.92 \text{ cm}^2$$

Usar: **2 Ø8 mm c/30cm**

Ver detalle de cálculo en el anexo A.7. Memoria de cálculos y diseños.

3.6.2. Infraestructura

3.6.2.1. Aparatos de apoyo

Las cargas que actúan encima del aparato de apoyo en estado límite de servicio son:

- Vertical: $N=28801 \text{ kg}$
- Horizontal: $Br= 3300 \text{ kg}$

Las dimensiones adoptadas de acuerdo al cálculo del anexo A.7. Son:

$$A = 15 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 38 \text{ mm}$$

La altura de la placa es directamente proporcional al desplazamiento provocado por la superestructura ($\Delta L = 0.0025 \text{ m}$), y al tratarse de una estructura hiperestática este desplazamiento es mínimo, por lo que el espesor también es mínimo. (Ver detalle en el anexo A.8. Planos estructurales)

3.6.2.2. Arranques de los arcos

Las solicitaciones provenientes del arco son las siguientes:

TABLA 3.24
SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA ARRANQUES DE ARCOS

SOLICITACIÓN		CANTIDAD	UNIDAD	SENTIDO
Reacción vertical	Rv	227260	kg	Longitudinal
Reacción horizontal	Rh	250399	kg	Longitudinal
Momento flector	M	193047	kg-m	Longitudinal

Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente se tiene:

SOLICITACIÓN		CANTIDAD	UNIDAD	SENTIDO
Peso propio arranque	PP	227260	kg	gravitacional

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados de la verificación de esfuerzos admisibles son:

$$\sigma_{\max} = 10.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm} = 47.33 \text{ kg/cm}^2$$

Las armaduras requeridas son:

TABLA 3.25
RESUMEN DE ARMADURAS EN LOS ARRANQUES

TIPO DE ARMADURA	ESPECIFICACION	SENTIDO
Contracción y temperatura	Ø 20 mm c/30 cm	Longitudinal
Contracción y temperatura	Ø 20 mm c/30 cm	Trasversal
Distribución	Ø 16 mm c/30 cm	Longitudinal
Distribución	Ø 12 mm c/30 cm	Trasversal

Fuente: Elaboración propia

Ver detalle de cálculo en el anexo A.7. Memoria de cálculos y Diseños y detalle de armado en el anexo A.8. Planos estructurales.

3.6.2.3. Apoyos extremos o estribos

Al ser los estribos de pequeña altura y al existir disponibilidad de material (piedra bolón) en el lecho del río, los estribos se diseñan de hormigón ciclópeo.

Estribo 1. Margen izquierda

Estado 1. Estribo construido bajo la acción de su peso propio y la presión de relleno.

TABLA 3.26
VERIFICACIÓN AL VUELCO (ESTRIBO 1 – ESTADO 1)

ESTADO DE CARGA	Vu	Mvu	MHU	X	e	emax	obs.
	t/m	t-m/m	t-m/m	m	m	m	e < emax
Resistencia Ia	7.12	6.19	4.59	0.22	0.53	0.56	Cumple

Resistencia Ib	9.84	8.44	4.59	0.39	0.36	0.56	Cumple
Servicio I	7.75	6.60	3.39	0.41	0.34	0.56	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como la excentricidad calculada e es menor que la excentricidad máxima e_{max} , no se produce vuelco

TABLA 3.27

VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO (ESTRIBO 1 – ESTADO 1)

ESTADO DE CARGA	Vu	Ff	Hu	obs.
	t/m	t/m	t/m	Ff>Hu
Resistencia Ia	7.12	3.99	3.59	Cumple
Resistencia Ib	9.84	5.51	3.59	Cumple
Servicio I	7.75	5.43	2.39	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como la fuerza de fricción Ff es mayor que la fuerza horizontal Hu que provoca el desplazamiento, el estribo no se desliza

TABLA 3.28

VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA (ESTRIBO 1 – ESTADO 1)

ESTADO DE CARGA	Vu	e	q	qR	obs.
	T/m	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	q < qR.
Resistencia Ia	7.12	0.53	1.59	78.10	Cumple
Resistencia Ib	9.84	0.36	1.26	78.10	Cumple
Servicio I	7.75	0.34	0.94	142.00	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como las tensiones sobre el terreno son menores que la capacidad de carga de la roca, la estabilidad del estribo está controlada.

Estado 2. Estribo con puente

TABLA 3.29

VERIFICACIÓN AL VUELCO (ESTRIBO 1 – ESTADO 2)

ESTADO DE CARGA	Vu	Mvu	MHU	X	e	emax	obs.
	t/m	t-m/m	t-m/m	m	m	m	e < emax
Resistencia Ia	47.07	22.65	12.98	0.21	0.54	0.56	Cumple
Resistencia Ib	54.64	26.75	12.98	0.25	0.50	0.56	Cumple
Servicio I	36.76	18.36	8.19	0.28	0.47	0.56	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Ya que la excentricidad calculada **e** es menor que la excentricidad máxima **emax**, no se produce vuelco

TABLA 3.30

VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO (ESTRIBO 1 – ESTADO 2)

ESTADO DE CARGA	Vu	Ff	Hu	obs.
	t/m	t/m	t/m	Ff > Hu
Resistencia Ia	47.07	26.36	7.07	Cumple
Resistencia Ib	54.64	30.60	7.07	Cumple
Servicio I	36.76	25.73	4.38	Cumple

Puesto que la fuerza de fricción **Ff** es mayor que la fuerza horizontal **Hu** que provoca el desplazamiento, el estribo no se desplaza

TABLA 3.31

VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA (ESTRIBO 1 – ESTADO 2)

ESTADO DE CARGA	Vu	e	q	qR	obs.
	T/m	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	q < qR.
Resistencia Ia	47.07	0.54	11.45	78.10	Cumple
Resistencia Ib	54.64	0.50	10.84	78.10	Cumple
Servicio I	36.76	0.47	6.64	142.00	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como las tensiones sobre el terreno son menores que la capacidad de carga de la roca, la estabilidad del estribo está controlada.

Estribo 2. Margen derecha

Estado 1. Estribo construido bajo la acción de su peso propio y la presión de relleno.

TABLA 3.32
VERIFICACIÓN AL VUELCO (ESTRIBO 2 – ESTADO 1)

ESTADO DE CARGA	Vu	Mvu	MHU	X	e	emax	obs.
	t/m	t-m/m	t-m/m	m	m	m	e < emax
Resistencia Ia	5.24	4.67	2.92	0.33	0.42	0.56	Cumple
Resistencia Ib	7.23	6.37	2.92	0.48	0.27	0.56	Cumple
Servicio I	5.70	4.98	2.21	0.49	0.26	0.56	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como la excentricidad calculada **e** es menor que la excentricidad máxima **emax**, no se produce vuelco

TABLA 3.33
VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO (ESTRIBO 2 – ESTADO 1)

ESTADO DE CARGA	Vu	Ff	Hu	obs.
	t/m	t/m	t/m	Ff>Hu
Resistencia Ia	5.24	2.93	2.15	Cumple
Resistencia Ib	7.23	4.05	2.15	Cumple
Servicio I	5.70	3.99	1.43	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como la fuerza de fricción **Ff** es mayor que la fuerza horizontal **Hu** que provoca el desplazamiento, el estribo no se desliza.

TABLA 3.34
VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA (ESTRIBO 2 – ESTADO 1)

ESTADO DE CARGA	Vu	e	q	qR	obs.
	T/m	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	q < qR.
Resistencia Ia	5.24	0.42	0.78	78.10	Cumple
Resistencia Ib	7.23	0.27	0.76	78.10	Cumple
Servicio I	5.70	0.26	0.58	142.00	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como las tensiones sobre el terreno son menores que la capacidad de carga de la roca, la estabilidad del estribo está controlada.

Estado 2. **Estribo con puente**

TABLA 3.35

VERIFICACIÓN AL VUELCO (ESTRIBO 2 – ESTADO 2)

ESTADO DE CARGA	Vu	Mvu	MHU	X	e	emax	obs.
	t/m	t-m/m	t-m/m	m	m	m	e < emax
Resistencia Ia	45.18	21.13	11.31	0.22	0.53	0.56	Cumple
Resistencia Ib	52.04	24.68	11.31	0.26	0.49	0.56	Cumple
Servicio I	34.70	16.74	7.00	0.28	0.47	0.56	Cumple

Ya que la excentricidad calculada e es menor que la excentricidad máxima e_{max} , no se produce vuelco

TABLA 3.36

VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO (ESTRIBO 2 – ESTADO 2)

ESTADO DE CARGA	Vu	Ff	Hu	obs.
	t/m	t/m	t/m	Ff > Hu
Resistencia Ia	45.18	25.30	5.62	Cumple
Resistencia Ib	52.04	29.14	5.62	Cumple
Servicio I	34.70	24.29	3.42	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Puesto que la fuerza de fricción Ff es mayor que la fuerza horizontal Hu que provoca el desplazamiento, el estribo no se desliza

TABLA 3.37

VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA (ESTRIBO 2 – ESTADO 2)

ESTADO DE CARGA	Vu	e	q	qR	obs.
	T/m	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	q < qR.
Resistencia Ia	45.18	0.53	10.39	78.10	Cumple

Resistencia Ib	52.04	0.49	10.13	78.10	Cumple
Servicio I	34.70	0.47	6.18	142.00	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Como las tensiones sobre el terreno son menores que la capacidad de carga de la roca, la estabilidad del estribo está controlada.

Armadura en cabezal de estribos.

Armadura por flexión:

Usar: **Ø12 c/20 cm**

Ver detalle de cálculo en el anexo A.7. Memoria de cálculos y diseños.

CONCLUSIONES.

- De acuerdo a los resultados obtenidos, se puede decir que se realizó una adecuada elección de la directriz, ya que se consiguió excentricidades mínimas. Estas excentricidades son producidas principalmente por la sobrecarga vehicular HL-93. Por lo cual la directriz de Strassner, que es la que se usó en el presente proyecto, es óptima para este tipo de puentes.
- El dimensionamiento de los elementos se realizó mediante procesos iterativos, con ayuda del programa SAP 2000 v-14 lo que permitió optimizar al máximo las secciones y además conseguir una configuración adecuada para que los esfuerzos sean similares en todo el tablero.
- La naturaleza del arco de sección variable permite aprovechar mejor las características de resistencia a la compresión del hormigón, lo que se traduce en una distribución de esfuerzos de compresión similares en todas las secciones; por esta razón se hace inadecuado el diseño de la sección constante ya que comparada con la sección variable, esta última tiene un mejor comportamiento estructural.
- Los arcos han diseñados de manera tal que en caso de presentarse cargas superiores a las de diseño, la armadura colocada produzca una falla en la zona dúctil, es decir

que la pieza en caso de colapso fallará por tensión, empezando a fluir antes de colapsar. Todos los demás elementos han sido diseñados bajo este mismo criterio de falla a tensión o por fluencia del acero.

- El uso de una sección alveolar (con hueco) para el arco, permitió reducir los volúmenes de hormigón y el peso propio de los arcos, logrando así un diseño más eficiente.
- El empleo de arranques de hormigón masivo estructural (en masa y con dos caras a la roca), permite una mejor transferencia de los esfuerzos verticales a la fundación, en relación a una estribación inclinada. Además que le da al arco mejores condiciones de empotramiento.
- Los estribos de hormigón ciclópeo en los extremos del tablero permiten reducir costos en acero y hormigón. Además que se justifica plenamente su uso ya son de pequeña altura 2.32 m el del margen derecho y 3 m el del izquierdo. Además soportan la carga del tablero (del tramo de acceso que mide 7 m de longitud) de manera compartida con las columnas.
- Por seguridad contra el impacto por colisión vehicular, en las péndolas se colocan las barreras vehiculares tipo New Jersey, las mismas que si bien no han sido diseñadas en el presente proyecto, contienen la suficiente armadura para resistir el impacto ya que son barreras estandarizadas y probadas experimentalmente de acuerdo al nivel de ensayo TL-4 (tráfico de camiones). Sin embargo se colocó suficiente armadura en la parte del tablero para resistir los esfuerzos transferidos en la barrera en caso de impacto.
- El presente proyecto no se requiere losa de aproximación ya que la profundidad de relleno de accesos es mínima, por tanto los asentamientos son mínimos, y es fácil rellenar manualmente en caso de pequeños asentamientos.
- No hace falta tesar el tablero con acero de pretensado ya que las fundaciones (en roca) soportan los empujes. Sería necesario añadir tensores solo si se previeran deslizamientos de los arranques, pero no es el caso del presente proyecto.
- La construcción mediante lanzado de segmentos de los arco, e izado por segmentos de vigas, reduce los costos en relación al método tradicional de construcción con cimbras.

RECOMENDACIONES

- Debido a limitaciones económicas del estudiante para realizar estudios de suelos y/o rocas especializados (perforación con diamantina), y al haberse realizado un ensayo a nivel superficial (esclerómetro), se recomienda que al momento de ejecutar la construcción del puente, se debe VERIFICAR LA CAPACIDAD PORTANTE DE LA ROCA, y realizar ensayos a mayor profundidad.
- Para las péndolas, se recomienda el uso de anclajes con rosca ya que tienen un mejor comportamiento frente a cargas dinámicas y variables. No es recomendable usar el anclaje de pretensado horizontal (con cuñas) ya que se tienen antecedentes de falla por esta razón en este tipo de estructuras, (Cochabamba, Bolivia).
- El presente proyecto al ser principalmente de carácter académico, ha sido realizado con la aplicación del software SAP 2000 v-14 como una herramienta para el análisis estructural. Por tanto para su ejecución se recomienda verificar los esfuerzos obtenidos mediante un análisis manual o el uso de otros programas computacionales para el diseño de puentes.

- Finalmente al presentarse este proyecto como una alternativa más para su posible construcción. Se recomienda que la Sub-gobernación Prov. Arce, pueda analizar otras alternativas de solución, para realizar comparaciones.