

## **1 ANTECEDENTES.**

### **1.1 El problema.**

En la comunidad de Suquistaca, en la provincia Nor Cinti, Municipio de Camargo, existe la necesidad de contar con una pasarela por el gran problema de accesibilidad que tienen los comunarios al cruzar el río “Quebrada Honda”. Se pretende resolver este problema porque la comunidad se encuentra a la ladera del curso del río y es difícil la circulación de los comunarios y animales para trasladarse al otro extremo del río especialmente en épocas de lluvias cuando el caudal del río es elevado.

Una de las causas que originan esta necesidad es el riesgo de vida humana y animal que presenta cruzar el río ya que existe caudal durante toda la época del año más aún en los meses de crecida.

También es causante de este problema el perjuicio que sufren los comunarios para poder desarrollar con normalidad sus actividades diarias y agrícolas teniendo el inconveniente de trasladar sus productos que tienen cultivados en las parcelas que se encuentran al frente del río.

Otra causa de este problema es la pérdida de tiempo al poder ubicar un acceso seguro y cómodo para poder cruzar, cuando el río se encuentra caudaloso.

### **1.2 Objetivos.**

#### **1.2.1 General.**

- Realizar el diseño estructural de la “PASARELA SOBRE EL RÍO QUEBRADA HONDA”, en la comunidad de Suquistaca, Municipio de Camargo provincia Nor Cinti departamento de Chuquisaca.

Cálculo y diseño que será realizado de manera manual utilizando los siguientes programas para su desarrollo: Auto cad, Civil 3d, Arcgis, Hec-hms, Hidroesta, Prescom, Microsoft Project.

### **1.2.2 Específicos.**

- Recopilar la información preliminar necesaria (estudio de suelos, topografía e hidrología) para el diseño estructural de la “PASARELA SOBRE EL RÍO QUEBRADA HONDA (Municipio de Camargo, departamento de Chuquisaca)”.
- Analizar la correcta ubicación de la pasarela con el fin de garantizar una buena funcionalidad para los beneficiarios.
- Analizar la información obtenida para elegir la mejor alternativa para el diseño estructural de la “PASARELA SOBRE EL RÍO QUEBRADA HONDA (Municipio de Camargo, departamento de Chuquisaca)”.
- Diseñar los elementos de H°P° y H°A° como ser: Estribo, vigas, barandas, escaleras, zapatas, etc.
- Elaboración de un cronograma de ejecución de obra.
- Realizar los cálculos métricos de volúmenes de obras y precios unitarios, para obtener un presupuesto del proyecto.
- Emplear todos los conocimientos de las materias de estructuras e hidrología ya cursadas para realizar el diseño estructural de la pasarela peatonal.

### **1.3 Justificación.**

#### **1.3.1 Académica.**

Se profundizarán los conocimientos adquiridos en la carrera sobre el diseño estructural de edificaciones e hidrología, como ser el cálculo estructural de: Fundaciones, columna, viga pretensada, losa, escalera; así como las consideraciones básicas de diseño como ser: análisis de cargas, análisis de las estructuras de acuerdo al requerimiento de la norma ACI 318S, AASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials). Así también se realizará un estudio hidrológico para determinar caudales máximos del río Quebrada Honda.

Además de poder plantear distintas soluciones a los problemas que se presenten en el cálculo estructural, basándose en el principio de la ingeniería que es: análisis, cálculo y verificación.

### **1.3.2 Técnica.**

Se propone un diseño estructural de la “PASARELA SOBRE EL RÍO QUEBRADA HONDA” para un periodo de 100 años en la comunidad de Suquistaca, Municipio de Camargo, departamento de Chuquisaca, el cual cumplirá con los parámetros de diseños especificado por las normas de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, Método de diseño por factores de carga y resistencia) como también la normativa ACI 318S y todos los libros basados en estas normas. Es necesario contar con una información técnica adecuada sobre la topografía, el estudio de suelos e hidrológico donde se emplazará la estructura, para poder determinar la correcta ubicación de sus elementos estructurales, así como también poder elegir de la manera más adecuada el tipo de fundación necesaria para el soporte de la estructura y así garantizar tanto el funcionamiento de la estructura como la vida útil del mismo.

### **1.3.3 Social.**

Contribuir con la comunidad de Suquistaca en la construcción de la “PASARELA SOBRE EL RÍO QUEBRADA HONDA (Municipio de Camargo, Departamento de Chuquisaca)” El cual proporcionará a los comunarios un incremento en sus finanzas familiar ya que sus productos de cosechas no se perderán por la inaccesibilidad, mejorará la productividad y realizarán con normalidad sus actividades diarias en dicha zona, la cual se ve afectada ante la falta de la misma. Brindar a la comunidad un diseño óptimo estructural de la pasarela que utilizarán para mejorar su calidad de vida, tiempo, economía y garantizar seguridad durante toda la época del año.

### **1.4 Alcance del trabajo.**

- Siendo el análisis y diseño estructural de la pasarela peatonal de viga de H<sup>o</sup>P<sup>o</sup>, como ser: viga simplemente apoyada de H<sup>o</sup>P<sup>o</sup> que tendrá una luz de 40 metros, emplazado sobre el lecho del río (quebrada Honda”) y estribos de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> como elemento de sustentación, dadas las características del emplazamiento, ubicación y condición de uso. Aplicando las especificaciones técnicas de la normativa ACI 318S, AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) LRFD.

## 1.5 Ubicación.

La “PASARELA SOBRE EL RÍO QUEBRADA HONDA” será emplazada en la comunidad de Suquistaca, Municipio de Camargo, provincia Nor Cinti, departamento de Chuquisaca.

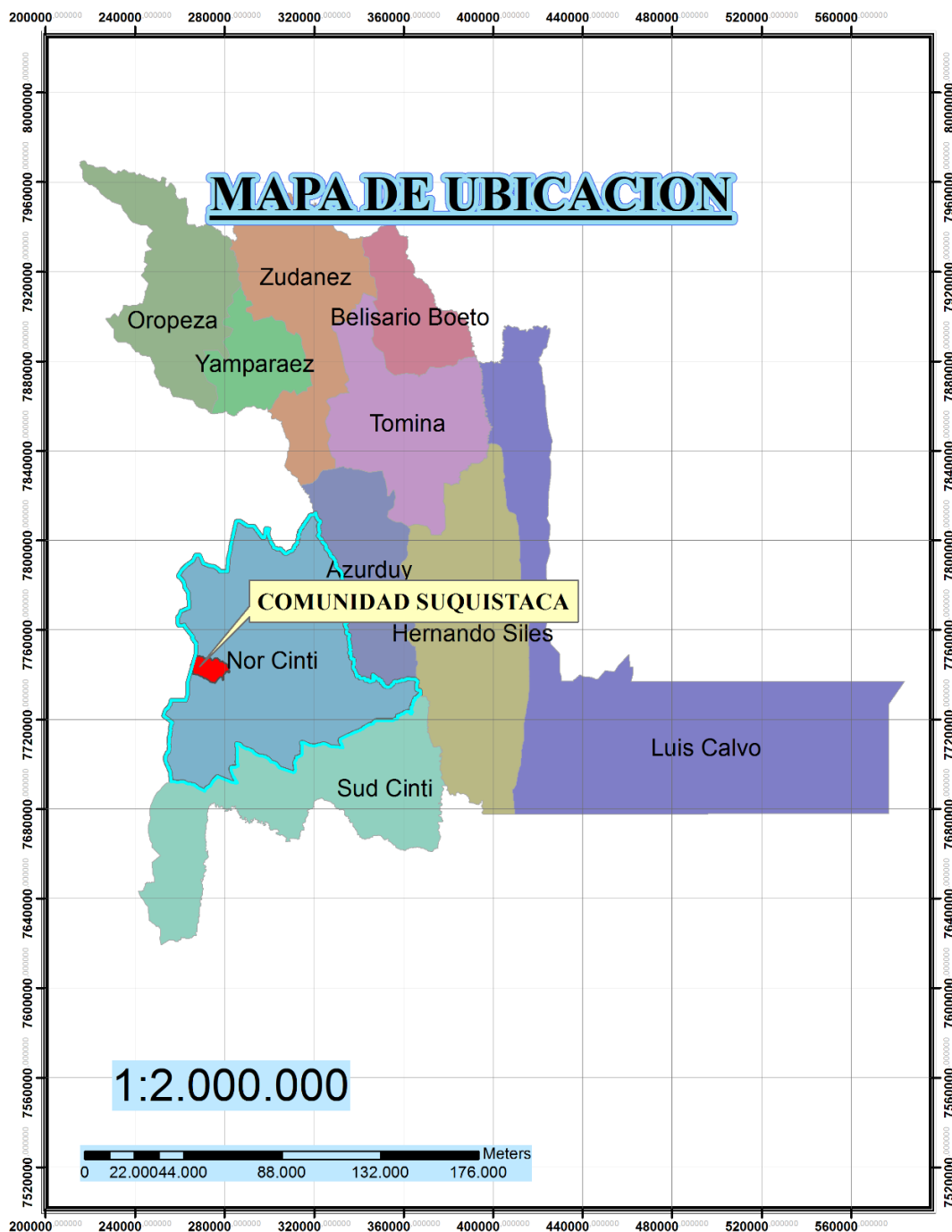


FIGURA 1: Elaborado con el programa ARCGIS.

El punto de emplazamiento se encuentra en las coordenadas: Latitud 20°23'4.19" S y longitud 65° 5'46.87" O.



**FIGURA 2:** Elaborado con el programa GOOGLE EARTH.

### **1.6 Aspecto socio-económico.**

La comunidad de Suquistaca presenta los siguientes aspectos socio-económico para el desarrollo del proyecto:

- Red eléctrica.
- Sistema de riego.

Se hace notar que para el desarrollo del proyecto en la comunidad de Suquistaca ya existe el acceso para la logística, así también a 300 metros del emplazamiento existe un lugar óptimo, plano para la ubicación del campamento teniendo la red eléctrica cerca del mismo y con sistema de riego durante toda la época del año.

Así mismo se hace notar que el banco de áridos más cercano de acuerdo a las especificaciones del proyecto se encuentra en la comunidad de Padcoyo a 6 km del lugar y además el municipio de Camargo se encuentra a 36 km del lugar de emplazamiento teniendo ahí todos los servicios en general.

## **2 MARCO TEÓRICO.**

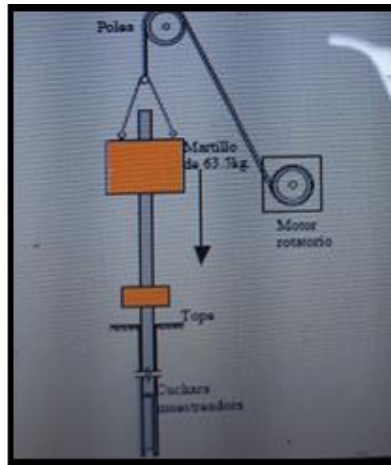
### **2.1 Estudio de suelos.**

Básicamente un estudio de suelos consta de un informe que lo realiza un laboratorio especializado en mecánica de suelos, donde se consigna los estudios realizados y conclusiones, así obteniendo las características físicas y mecánicas del suelo en estudio.

Resumiendo, los pasos de un estudio convencional serían:

- Ensayo 'in situ' (en el lugar) en cielo abierto con cargas aplicadas, como sondeos o pozos cuya profundidad y cantidad dependerá de la superficie y peso de la obra (cargas en las columnas).
- Toma de muestras 'in situ' de cada perforación realizada.
- Ensayo en laboratorio de las muestras sustraídas como ser: límite líquido, límite plástico, clasificación de suelos y contenido de humedad.
- Análisis de los resultados según los ensayos realizados 'in situ' y en laboratorio.
- Elaboración del informe con resultados, gráficos, tensiones y las conclusiones sobre los sistemas de fundaciones recomendadas.

Para la exploración de suelos, uno de los métodos más utilizados, es el S.P.T. además de ser muy económico. Este ensayo se realiza mediante la hincada de una muestra (permite sacar las muestras alteradas para su identificación) que determina la resistencia con  $N =$  número de golpes para penetrar un suelo no alterado con energía (martillo de 63.5 kg y caída Standard Terzaghi de 75 cm) para hincar la punta cada 30 cm. A mayor número de golpes los suelos serán compactos, duros, muy duros, etc. Luego se debe extraer el cono, se debe ampliar el hueco con las herramientas manuales y extraer una muestra de aproximadamente 1000 g. aparte de una muestra de 50 g. para la medición de la humedad natural, y el posterior estudio de suelos (como se muestra en la figura 3).



**FIGURA 3:** Equipo para realizar el estudio mediante S.P.T.

Se dice que la muestra se rechaza si:

- N es mayor de 50 golpes
- No hay avance luego de 10 golpes.

Este ensayo tiene preferencia de uso, cuando se encuentran suelos finos, es decir, limos y arcillas, en cambio, para suelos granulares, presenta bastantes dificultades de interpretación, no se lo recomienda para suelos granulares, que contengan gravas, se deberá de tener cuidado con la influencia que genere el tamaño de partículas del suelo.

Para el presente diseño se realizará el estudio de suelos mediante el ensayo del SPT; no obstante, para la construcción del presente diseño se recomienda realizar el estudio de suelos mediante el método de sondeo eléctrico con el cual se obtendrá resultados más precisos, no considerándolo en el estudio por su elevado costo en su empleo.

## **2.2 Levantamiento topográfico.**

Es el conjunto de procedimientos para determinar la posición de puntos sobre la superficie terrestre, por medio de los tres elementos del espacio (longitudes “x, y”, altitudes “z”), que representan una determinada área, para posteriormente representarlos gráficamente en un plano a escala determinada.

Para el presente proyecto se realizó un levantamiento de puntos 100 metros aguas arriba y aguas abajo, para luego procesarlo en Civil 3D, para así obtener curvas de nivel en intervalos de medio metro y conocer el relieve y sección transversal de la zona del emplazamiento de la estructura.

### **2.3 Estudio hidrológico e hidráulicos.**

La estructura se emplazará sobre el lecho del río, por ello se realizará un estudio hidrológico e hidráulico el cual consiste en un análisis para determinar los caudales máximos para el periodo de retorno de 100 años y 150 años; para ello se obtendrá las características fisiográficas de la cuenca Quebrada Honda, es decir su superficie, pendiente y longitud, para determinar el tiempo de concentración, coeficiente de escorrentía y profundidad de socavación.

### **2.4 Filosofía y diseño estructural.**

#### **2.4.1 Idealización de las estructuras.**

La idealización de la estructura es el primer paso del diseño estructural, se realiza de acuerdo al estudio de suelos, topografía del terreno y criterio del ingeniero; se podrá plantear la forma de la estructura, su sustentación de la superestructura y subestructura conforme a lo que establece la norma ACI 318S, AASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials).

#### **2.4.2 Partes de una estructura.**

- **Superestructura.**

**Calzada:** Para cubrir el flujo de peatones y animales que circula en la pasarela. Esta calzada estará conformada por una losa de hormigón armado con un espesor de 15 cm, siendo una parte de la viga pretensada, la cual tendrá una pendiente de drenaje transversal mínima igual a 2% para las superficies de rodadura.

**Junta de dilatación.** – Cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias donde se requieran. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de soportar las expansiones y contracciones que se produzcan en la estructura y ser impermeables.

**Viga.** - Con el propósito de poder cubrir una luz de 40 metros se consideró la conformación de este elemento como viga pretensada que estará simplemente apoyada considerando un solo tramo. La sección transversal de esta viga será un perfil T, esto a los buenos resultados en otras estructuras y ahorro de materiales debido a su esbeltez.



**Accesorios del tablero.** - Son elementos que sirven para dar funcionalidad al puente peatonal y seguridad a los peatones: barandas, acceso, etc.

Para resguardar la seguridad de los peatones se considerará la construcción de barandas metálicas con perfiles circulares.

En cuanto a los accesos contempla en este proyecto la conformación de escaleras.

- **Subestructura.**

**Estribo:** Son los que proveen soporte a la superestructura, establecen la conexión entre la superestructura y el terraplén, son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo y las presiones del suelo (empuje de tierras). Los estribos están conformados por una losa de fundación que transmite el peso de los estribos directamente al suelo, los estribos también poseen juntas de dilatación o expansión que ajustan los desplazamientos de la superestructura.

**Fundación:** La fundación está de acuerdo al tipo de suelo que se tiene en el lugar de emplazamiento y es criterio del ingeniero escoger entre zapatas, pilotes, o los cimientos que sean más adecuados para la estructura.

Se encuentran bajo el terreno de la superficie y son encargados de transmitir toda la carga al suelo; al absorber dicha carga el suelo se contrae dando origen a los asentamientos.

### **2.4.3 Filosofía de seguridad.**

La seguridad pública es la primera responsabilidad del ingeniero. Todos los demás aspectos del diseño, incluida la funcionalidad, mantenimiento, economía, y estética son secundarios a los requerimientos de la seguridad. Esto no quiere decir que otros objetivos no sean importantes, pero la seguridad es superior.

### **2.4.4 Diseño por factores de cargas y resistencia LRFD.**

Debido a que la ecuación toma en cuenta factores de carga y factores de resistencia el método de diseño es llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD”.

Para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la desigualdad, el lado de la resistencia debe ser multiplicado por un factor de base estadística ( $\phi$ ) cuyo valor es usualmente menor que uno, y el lado de la carga es multiplicado por un factor de carga de base estadística; su valor es un número usualmente mayor que uno. Debido a que los efectos de carga en un

estado límite particular envuelve una combinación de diferentes tipos de carga ( $Q_i$ ) que tiene diferentes grados de predictibilidad, el lado de los efectos de carga es representado por la sumatoria de valores ( $\sum y_i Q_i$ ). Si la resistencia nominal está dada por ( $R_n$ ) el criterio de seguridad es:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Ec. 1

Donde:

$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$  para cargas para las cuales un valor máximo de  $y_i$  es apropiado.

$\eta_i = 1/\eta_D \eta_R \eta_I \leq 1$  para cargas para las cuales un valor mínimo de  $y_i$  es apropiado.

$\eta_I$  = factor relacionado con la importancia operativa especificado en el A 1.3.5.

$\eta_D$  = factor relacionado con la ductilidad especificado en el A 1.3.3.

$\eta_R$  = factor relacionado con la redundancia especificado en el A 1.3.4.

$y_i$  = Factor de carga para carga viva e incremento dinámico: un multiplicador de base estadística aplicada a las solicitaciones; factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas.

$\phi$  = factor de resistencia: un multiplicador de base estadística aplicada resistencia nominal; factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia.

**Tabla 1. Factores de resistencias.**

• Para flexión y tracción del hormigón armado.....	0,90
• Para flexión y tracción del hormigón pretensado.....	1,00
• Para corte y torsión:	
hormigón de densidad normal .....	0,90
hormigón de baja densidad .....	0,70
• Para compresión axial con espirales o zunchos: a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo.....	0,75
• Para apoyo sobre hormigón.....	0,70
• Para compresión en modelos de bielas y tirantes.....	0,70
• Para compresión en zonas de anclaje: hormigón de densidad normal .....	0,80

Fuente: A5.5.4.2. AASTHO LRFD 2004

$Q_i$  = efecto de la fuerza nominal o sollicitación: Una deformación, esfuerzo, o un esfuerzo resultante.

$R_n$  = resistencia nominal: Resistencia de un elemento o conexión a las sollicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en la documentación técnica y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencias especificadas de los materiales.

$R_r$  = Resistencia factorizada o resistencia mayorada.

La ecuación es aplicada a cada conexión y componente diseñado según sea apropiada para cada Estado Límite en estudio.

Especificado en el artículo (A 1.3.).

#### **2.4.5 Factores de carga y combinaciones de cargas.**

En la Tabla 2 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, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ec. 1 y multiplicar por los modificadores de las cargas especificados en el artículo (A 1.3.2.). Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la sollicitación 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 una sollicitación reduce otra sollicitación; a la carga que reduce la sollicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las sollicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 3 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. Las combinaciones de carga para diversos estados límite mostradas en Tabla 2 son descritas abajo.

**Resistencia I.-** Combinación de carga básica referente al uso vehicular normal del puente sin viento.

**Resistencia II.-** Combinación de carga referente al uso del puente por vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida sin viento. Si un vehículo permitido viaja sin escolta o si el control no es provisto por escoltas, se puede asumir que las otras vías son ocupadas por cargas vivas vehiculares.

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

**Resistencia IV.-** Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

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

**Evento Extremo I.-** Combinación de cargas que incluye sismos.

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

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

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

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

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

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

**Fatiga.** - Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el (A 3.6.1.4).

**Tabla 2. Combinaciones de cargas y factores de cargas.**

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)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: (A3.4.1) AASTHO LRFD 2004.

**Tabla 3. Factores de carga para cargas permanentes y<sub>p</sub>.**

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

Fuente: (A3.4.1) AASTHO LRFD 2004.

#### 2.4.6 Denominación de cargas.

##### Cargas permanentes.

Las cargas permanentes como su nombre lo indica son esas cargas que se quedan sobre el puente peatonal por un periodo extenso quizás por toda la vida de servicio del puente peatonal; entre estas se pueden citar:

- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC).
- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW).
- Empuje horizontal del suelo (EH).
- Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del pretensado (EL).
- Sobrecarga de suelo (ES).
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV)

La carga permanente es distribuida a las vigas asignando a cada una todas las cargas de los elementos de la superestructura dentro de la mitad de la distancia a la viga adyacente. Esto incluye la carga muerta de la viga misma y su parte inferior, en el caso de vigas cajón. Los pesos muertos debido a barreras de hormigón, aceras y bordes de la acera, y paredes contra ruidos, pueden ser igualmente distribuidos a todas las vigas.

Los accesorios no estructurales (barandas, parapetos, bordillos, aceras), están considerados como cargas permanentes y pueden ser incluidos en cualquier análisis. En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se puede utilizar las densidades especificadas en la Tabla 4.

**Tabla 4. Densidades.**

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

Fuente: (A 3.5.1) AASTHO LRFD 2004.

## **Cargas transitorias.**

Para el diseño de la pasarela podemos citar las siguientes cargas transitorias:

- Fluencia lenta (CR).
- Sismo (EQ).
- Fricción (FR).
- Carga de hielo (IC).
- Sobrecarga viva (LS).
- Sobrecarga peatonal (PL).
- Asentamiento (SE).
- Contracción (SH).
- Gradiente de temperatura (TG).
- Temperatura uniforme (TU).
- Carga hidráulica y presión del flujo de agua (WA).
- Viento sobre la sobrecarga (WL).
- Viento sobre la estructura (WS).

**Granizo, Nieve, hielo.** – Esta carga dependerá de la condición climatológica del lugar siendo la correspondiente:

Carga de nieve =  $120 \text{ kg/m}^2$ .

En la comunidad por antecedentes previos se realizará el análisis de hipótesis carga debido al granizo considerando las combinaciones de carga de las normas AASHTO LFRD 2004.

**Sobrecarga peatonal.** - Los pisos de las aceras, largueros y sus soportes intermedios serán diseñados para una carga viva para tráfico peatonal o ciclista de  $4,10 \times 10^{-3} \text{ MPa}$ . Por tanto, este valor será utilizado para el proyecto.

**Sobrecarga de barandas.** - La sobrecarga de diseño de barandas para peatones se deberá tomar como  $w = 0,73 \text{ MPa}$ . tanto transversal como vertical actuando de forma simultánea además los elementos longitudinales será diseñado para una carga de  $890 \text{ N}$  actuando simultáneamente con las anteriores cargas previamente indicadas actuando en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal. Los postes de barandas para peatones tendrán un valor de sobrecarga de diseño de  $PLL = 890 + 0,73 * L \text{ (N)}$ .



**Sismo.** - De acuerdo a la ubicación geográfica del emplazamiento de la estructura y la inexistencia de antecedentes pasados en la comunidad no se tomará en cuenta el análisis sísmico.

**Viento.** - Según la norma AASHTO LRFD 2004 la velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el diseño no se tomará en cuenta ya que el artículo A 3.8.1 indica que se considera la Carga del viento en puentes que se encuentran a más de 10 m sobre el nivel de terreno o espejo de agua que en nuestro caso no excede los 5 m.

## **2.4.7 Materiales.**

### **2.4.7.1 Concreto.**

#### **Resistencia a Compresión.**

La resistencia a la compresión del hormigón ( $f_c'$ ) a 28 días después del colocado es usualmente obtenida de un cilindro estandarizado de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura cargado longitudinalmente a rotura. La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

Se recomienda que cuando resulte apropiado se utilicen las clases de hormigón indicadas en la Tabla 5 y las correspondientes resistencias especificadas. Las clases de hormigón indicadas en la Tabla 5 fueron desarrolladas para uso general y están incluidas en la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. La intención es que estas clases de hormigón se utilicen de la siguiente manera:

- El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
- El hormigón Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.

- El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.
- El hormigón Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

Especificado en el artículo A 5.4.2.

**Tabla 5. Características de las mezclas de hormigón según su clase.**

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D 448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m <sup>3</sup>	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5,0 ± 1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	28
P P(HPC)	334	0,49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4,75 ó 19 a 4,75	Según se especifica en otras secciones
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

Fuente: (A 5.4.2.1) AASTHO LRFD 2004

Para el diseño de la viga pretensada se utilizará hormigón con  $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$  y para los elementos de la subestructura hormigón  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ .

Las resistencias especificadas indicadas en la Tabla 5 son en general consistentes con las relaciones agua-cemento listada. Sin embargo, es posible satisfacer la resistencia sin satisfacer la relación agua-cemento y viceversa. Se especifican ambos valores porque la relación agua-cemento es un factor dominante que contribuye tanto a la durabilidad del hormigón como a su resistencia; simplemente obtener la resistencia necesaria para satisfacer las hipótesis de diseño no garantiza una durabilidad adecuada.

### **Coefficiente de expansión térmica.**

El coeficiente de expansión térmica se debería determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla especificada a utilizar.

En ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal:  $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ .
- Para hormigón de baja densidad:  $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ .

Especificado en el artículo (A 5.4.2.2).

### **Módulo de elasticidad.**

Para hormigón de resistencia normal con  $\gamma_c = 2320 \text{ kg/m}^3$ ,  $E_c$  se puede tomar como:

$$E_c = 4800 * (f'c)^{1/2}$$

donde:

E= módulo de elasticidad en MPa.

f'c = resistencia específica del hormigón MPa.

Especificado en el artículo (A 5.4.2.4).

### **2.4.7.2 Acero de las armaduras.**

El tipo más común de acero de refuerzo (distinguiéndose de los aceros de preesfuerzo) viene en forma de barras circulares llamadas por lo general varillas y disponibles en un amplio intervalo de diámetros aproximadamente de 3/8 hasta 13/8 de pulgada para aplicaciones normales y en dos tamaños de barra pesados aproximadamente hasta de 2 1/4 pulgada. Estas barras vienen corrugadas para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto. Los requisitos mínimos para los resaltes superficiales (espaciamiento, proyección, etc.) se han determinado mediante investigación experimental. Diferentes fabricantes de barras utilizan diversos patrones, todos los cuales satisfacen estos requisitos.

**Tabla 6. Nomenclatura, áreas, perímetros y pesos de barras estándares.**

Nº Barra <sup>a</sup>	Diametro pulg.	Diametro nominal	Diametro, mm	Area, mm <sup>2</sup>	Peso, kg/m
3	3/8 = 0,375	10	9,5	71	0,56
4	1/2 = 0,500	12	12,7	129	0,994
5	5/8 = 0,625	16	15,9	199	1,552
6	3/4 = 0,750	20	19,1	284	2,235
7	7/8 = 0,875	22	22,2	387	30,42
8	1 = 1,00	25	25,4	510	3,973
9	1 1/8 = 1,128 <sup>b</sup>	28	28,7	645	5,06
10	1 1/4 = 1,270 <sup>b</sup>	32	32,3	819	6,404
11	1 3/8 = 1,410 <sup>b</sup>	36	35,8	1006	7,907
14	1 3/4 = 1,693 <sup>b</sup>	45	43,0	1452	11,38
18	2 1/4 = 2,257 <sup>b</sup>	55	57,3	2581	20,24

Fuente: Diseño de estructuras de concreto, Arthur H Nilson 2000.

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. La tensión de fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en la documentación técnica. Solo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que 420 MPa con aprobación del Propietario.

Para el diseño utilizaremos acero tensiones de fluencia de 4200 Kg/cm<sup>2</sup>.

Especificado en el artículo (A 5.4.3.).

#### **Módulo de elasticidad.**

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, Es se deberá asumir igual a 200000 MPa.

Especificado en el artículo (A 5.4.2.4.)

#### **2.4.7.3 Acero de pretensado.**

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications:

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A 416/A 416M), o bien

- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A 722/A 722M).

Para estos aceros la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la siguiente tabla:

**Tabla 7. Propiedades de los cables y barras de pretensado.**

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

Fuente: (A 5.4.4.1.) AASTHO LRFD 2004.

El material más utilizado como material de pretensado son los cables los cuales representan al acero del pretensado; los cables están constituidos por siete alambres de acero de baja relajación Grado 270 definido por ASTM A416 o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas El tamaño más habitual en nuestro medio es de 0.6 in especificado en el artículo (A 5.4.4.).

#### **Módulo de elasticidad.**

El módulo de elasticidad para cables  $E_p = 197.000$  Mpa, se basa en datos estadísticos recientes, especificado en el artículo (A 5.4.4.2.).

#### **Tensiones admisibles en el concreto.**

Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la aplicación del preesforzado (antes de las pérdidas de preesforzado que dependen del tiempo) no deben exceder los siguientes valores:

**Tabla 8. Esfuerzo admisible en tiempo inicial.**

Descripción	Notación	MKS
Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero	$f_{ti}$	$0.8\sqrt{f'_{ci}}$
Esfuerzo admisible a la compresión en el tiempo cero	$f_{ci}$	$0.6f'_{ci}$

Fuente: ASSTHO LRFD 2004.

Para los elementos preesforzados sometidos a flexión Clase U y clase T, los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) no deben de exceder los siguientes valores:

**Tabla 9. Esfuerzo admisible en tiempo infinito.**

Descripción	Notación	MKS
Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito	$f_{ts}$	$1.6\sqrt{f'_c}$
Esfuerzo admisible a la compresión en el tiempo infinito	$f_{cs}$	$0.45f'_c$

Fuente: ASSTHO LRFD 2004

### Fuerza de pretensado

La elección de la fuerza de pretensado corresponde netamente al análisis de los esfuerzos actuantes en las fibras críticas, mediante la compatibilidad de deformaciones y con la ayuda del principio de superposición de cargas y efectos, para el tiempo antes de que se hayan producido las pérdidas diferidas en el tiempo y en el tiempo después de ocurridas todas las pérdidas.

### Tiempo inicial:

#### Fibra superior

$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 * e_0 * c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq 0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

#### Fibra inferior

$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 * e_0 * c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq -0.6 * f'_{ci}$$

Donde:

$f_{10}$  = Esfuerzo máximo de tracción en la fibra superior en el tiempo inicial.

$f_{20}$  = Esfuerzo máximo de compresión en la fibra inferior en el tiempo inicial.

## Tiempo infinito:

### Fibra superior

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{\eta * P_0 * e_\infty * c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} \leq -0.45 * f'_c$$

### Fibra inferior

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0 * e_\infty * c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta * P_0}{A_\infty} \leq 1.6 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$f_{1\infty}$  = Esfuerzo máximo de compresión en la fibra superior en el tiempo infinito.

$f_{2\infty}$  = Esfuerzo máximo de tracción en la fibra inferior en el tiempo infinito.

### Pérdidas de pretensado

Un aspecto muy significativo que se debe considerar en el diseño de los elementos pretensados son las pérdidas de pretensado que se producen por diferentes causas. Estas pérdidas pueden afectar drásticamente el comportamiento de un elemento bajo cargas de servicio y en el mejor de los casos éstas solo pertenecen a una estimación razonable. Para diseñar elementos cuyo comportamiento (particularmente las flechas) es sensible a las pérdidas de pretensado, el ingeniero debería establecer mediante ensayos las propiedades dependientes del tiempo de los materiales a utilizar en el análisis y/o diseño de la estructura. Luego se deberían realizar análisis refinados para estimar las pérdidas de pretensado.

Las pérdidas de pretensado se dividen en dos según su actuación a lo largo de la vida del puente: Unas tienen lugar inmediatamente después de aplicada la fuerza de preesforzado y otras una vez que se han producido las pérdidas instantáneas. Entonces las pérdidas se clasifican en instantáneas y en diferidas en el tiempo.

- **Instantáneas.**

Tres tipos de pérdidas son instantáneas: Por fricción, por acuíñamiento y por acortamiento elástico.

- **Diferidas.**

Tres tipos de pérdidas son diferidas en el tiempo: Fluencia lenta del hormigón, contracción del hormigón y relajación de los cables.

## **2.5 Estrategias para la ejecución del proyecto.**

### **2.5.1 Cálculos métricos.**

Los objetivos que cumple los cálculos métricos de una obra son:

- Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- Determinar la cantidad de material necesario para ejecutar la obra.
- Establecer los volúmenes de obra y costos parciales.

Los cálculos métricos son problemas de medición de longitudes, áreas y volúmenes, no obstante, requiere de un procedimiento de conocimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático.

### **2.5.2 Especificaciones técnicas.**

Una especificación técnica es el documento en el que se describe detalladamente las características, condiciones mínimas, normas, exigencias y método constructivo que debe cumplir un producto de una obra civil, conteniendo los siguientes aspectos como mínimo:

**Definición.** – Se describe en forma concisa a qué ítem de la obra o estructura se refiere.

**Materiales y herramientas.** – Se describe los materiales o herramientas a utilizar para ejecutar la tarea específica.

**Procedimiento de ejecución.** – Describe la forma en que debe ejecutarse el ítem de la obra.

**Medición.** – Se describe con precisión cómo se ejecutará la medición del ítem, una vez ejecutado para luego proceder al pago correspondiente.

**Forma de pago.** – Se detalla cómo será pagado y qué comprende exactamente dicho pago.



### 2.5.3 Precios unitarios.

Una de las maneras más utilizadas en nuestro medio para cuantificar el costo de las obras es a través de la integración de precios unitarios, en la cual se establece el costo por unidad.

No es posible calcular precios unitarios sin el apoyo de las especificaciones técnicas, ya que son estas precisamente las que definen la obra que se requiere y la manera en que debe ejecutarse.

En resumen, precio unitario es el importe o pago que se otorga al contratista por unidad de concepto terminado, ejecutando conforme al proyecto, especificaciones técnicas y normas de calidad.

Para el cálculo del precio unitario es necesario considerar que existen dos tipos de costos en su estructura que se pueden mostrar en el cuadro y que son los:

a) **Costos directos.** - Los costos directos corresponden a:

- Materiales.
- Equipo y herramienta.
- Mano de obra.

b) **Costos Indirectos.** - Los costos indirectos corresponden a:

- Gastos generales.
- Utilidad.
- Impuestos.

### 2.5.4 Planeamiento y cronograma de obra.

Planeamiento es el proceso organizado de cómo se ejecutará una obra civil separada en actividades, tomando en cuenta los tiempos de ejecución, cantidad de mano de obra, materiales, maquinaria para la posterior construcción de la obra.

Cronograma de trabajo es la recopilación del planeamiento de actividades llevado a un calendario de trabajo y en un tiempo establecido, considerando que las actividades pueden necesitar de una actividad predecesora o no.

### 3 INGENIERÍA DEL PROYECTO.

En el siguiente capítulo se muestra la información más relevante y resultados con los que se realizó el presente proyecto dando a conocer que el procedimiento de los métodos se encuentra detallado en los anexos.

#### 3.1 Análisis del levantamiento topográfico.

Los datos obtenidos en campo con el equipo de estación total Sokia 3x se encuentran en el ANEXO 2.

Todos los datos se procesaron con el programa civil 3d para crear las curvas de nivel con intervalos de medio metro, así obtener resultados del perfil del río de la sección transversal, pendiente del emplazamiento de la estructura como se muestra en el ANEXO 2.

Se realizó un levantamiento de puntos dentro de la poligonal mostrada en la figura 4:



**FIGURA 4:** Poligonal del levantamiento topografico.

### 3.2 Análisis de los estudios hidrológicos e hidráulicos.

#### 3.2.1 Análisis hidrológicos.

Para realizar el análisis de caudales máximos se utilizó datos de la estación más cercana a la cuenca siendo MUYUQUIRI, obteniendo así los datos precipitación máxima diaria mostrado en el ANEXO 3.

- **Características fisiográficas.**

Para la obtención de los parámetros fisiográficos de la cuenca Quebrada Honda se realizó con el programa Arcgis obteniendo mapas y resultados que se encuentran detallados en el ANEXO 3.

**Tabla 10. Características de la cuenca.**

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA	
Área de la Cuenca	= 133.896 Km <sup>2</sup>
Cota superior	= 4381.00 m.s.n.m
Cota inferior	= 3178.88 m.s.n.m
Longitud del río principal	= 22.32 Km
Pendiente media del río	= 0.11318 m/m

Fuente: Elaboración propia.

- **Caudal máximo.**

Se realizó el cálculo de caudales máximos para un periodo de retorno T= 100 años y T=150 años (verificación, para el diseño de estructura de puentes). Los resultados se encuentran detallados en el ANEXO 3.

**Tabla 11. Caudales máximos.**

T	Unidad	MÉTODO		
		N.C.	Hidrograma U.	Bloque alterno
100 años	m <sup>3</sup> /s	407.80	277.60	360.20
150 años	m <sup>3</sup> /s	543.03	369.60	407.00

Fuente: Elaboración propia.

De los resultados obtenidos se define como caudal de diseño al del método de Bloque Alternado ya que se aproxima a la media de los resultados y porque para su cálculo utiliza todas las características de la cuenca y para su desarrollo los programas de HIDROESTA y HEC – HMS como se detalla en el ANEXO 3.

**Tabla 12. Caudales máximos de diseño.**

T	Unidad	Qmax.
100 años	m <sup>3</sup> /s	360.20
150 años	m <sup>3</sup> /s	407.00

Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.2 Análisis hidráulicos.

- **Tirante de diseño.**

El cálculo del tirante máximo se obtuvo a determinadas cotas a partir del perfil transversal del lecho del río en el punto de emplazamiento, el cual se detalla en el plano del ANEXO 5. Teniendo áreas y perímetros correspondientes y así poder calibrar una ecuación del tipo Q vs H utilizando la ecuación de Manning, el mismo se detalla en el ANEXO 3.

**Tabla 13. Propiedades hidráulicas del río Quebrada Honda.**

Características	Unidad	Cantidad
Qmax (T=100 años) =	m <sup>3</sup> /s	360.20
Ymax =	m	3.49
Qmax (T=150 años) =	m <sup>3</sup> /s	407.00
Ymax =	m	3.59

Fuente: Elaboración propia.

Se escogerá como tirante de diseño  $Y_{max} = 3,5m$  para así obtener una altura libre de 1m en contacto con la superestructura.

- **Socavación.**

No se tomará en cuenta LA SOCAVACIÓN por los resultados obtenidos del estudio de suelos que se encuentran en el anexo 1, lo cual nos indica que existe suelo rocoso en los puntos donde se fundará la subestructura.

### 3.3 Análisis del estudio de suelo.

Para el diseño estructural de la pasarela se realizó la exploración de 2 pozos, uno en el margen izquierdo del río donde se fundará el estribo, otro en el medio del lecho del río para definir la estratigrafía del lecho; en el caso del margen de la derecha no se pudo realizar el ensayo del SPT ya que se puede apreciar de manera expuesta el suelo rocoso.

Es necesario mencionar que los ensayos realizados para cada pozo, se encuentran detallados en el ANEXO 1; a continuación, se resumen los datos más importantes obtenidos:

**Tabla 14. Propiedades mecánicas de los pozos en estudio.**

SONDEO N°1	
Profundidad	2.10 m
Número de golpes	(Rechazo)
Descripción	GP = Material grueso mal graduado con de gravas, arenas o fragmentos de piedra fragmentada de dureza y resistencia dependiendo de su nivel de compresión.
Humedad Natural	9.74 %
Resistencia Admisible	Recomendable $\geq 3.00$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
SONDEO N°2	
Profundidad	2.25 m
Número de golpes	Rechazo
Descripción	GP = Material grueso mal graduado con de gravas, arenas o fragmentos de piedra fragmentada de dureza y resistencia dependiendo de su nivel de compresión.
Humedad Natural	9.46 %
Resistencia Admisible	Recomendable $\geq 3.00$ (Kg/cm <sup>2</sup> )

Fuente: Informe del estudio de suelos (anexo A1).

### 3.4 Cálculo y diseño estructural.

Para el diseño estructural de la pasarela se tomaron como normas de diseño, la norma AASHTO LRFD 2004, el reglamento ACI 318S y otros libros relacionados a la norma ya indicada.

#### 3.4.1 Superestructura.

##### 3.4.1.1 Barandas.

El análisis de carga para el diseño de las barandas se realizó de acuerdo al Artículo 13.8 AASHTO LRFD 2004, el cual se encuentra detallado en el ANEXO 4A.

Las barandas serán de hierro galvanizado, los perfiles usados son tubos de acero sección circular IRAM-IAS U 500 -218 y U 500- 2592. Los resultados obtenidos son los siguientes:

**Tabla 15. Geometría de la baranda.**

Descripción	Cantidad	Und.
Diámetro del barandado horizontal	2.00	Plg.
Diámetro del barandado vertical	2.50	Plg.
Espesor del barandado horizontal	2.50	mm.
Espesor del barandado vertical	2.50	mm.
Altura del barandado vertical	1.35	m.
Distancia entre ejes verticales	1.60	m.

Fuente: Elaboración propia.

Los planos a detalle de las barandas se encuentran en el ANEXO 5.

##### 3.4.1.2 Viga de hormigón pretensado perfil T.

En los cálculos de la viga se diferencian dos tipos de armaduras: La activa y la pasiva.

Para cálculo de las armaduras activa y pasiva se utilizaron el análisis de carga de acuerdo al artículo 3 AASHTO LRFD 2004. La armadura activa o de pretensado está diseñada en estados límites de servicio puesto que debe controlar deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio, mientras que la armadura pasiva o no tesa, es diseñada en estados límites últimos ya que debe resistir el momento de resistencia mayorado estimado para la viga. Para el diseño se consideró las siguientes cargas y su combinación:

**Tabla 16. Cargas de diseño.**

<b>CARGAS PERMANENTES</b>		
DC <sub>viga</sub>	1531.2	Kg/m
DC <sub>trans</sub>	50.11	Kg/m
DC <sub>baranda</sub>	55.20	Kg/m
<b>CARGAS VIVAS</b>		
q <sub>LL</sub>	835.88	Kg/m
Q <sub>LL</sub>	131.12	Kg/m
IC <sub>granizo</sub>	240.00	Kg/m

Fuente: Elaboración propia.

### **Resistencia I**

Combinación de cargas básicas sin tomar en cuenta el viento.

$$\text{Resistencia I} = Y_p \text{ DC} + 1.75 \text{ PL}$$

donde  $Y_p = 1.25$

$$M_{\max} = 747577.29 \quad \text{Kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max} = 74757.73 \quad \text{Kg}$$

### **Servicio I**

Se considera todas las cargas sin mayorarlas.

$$\text{Servicio I} = 1 \cdot \text{DC} + 1 \cdot \text{PLL}$$

$$M_{\max} = 520701.99 \quad \text{Kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max} = 52070.20 \quad \text{Kg}$$

Para la armadura activa se utilizaron cables Freyssinet de la Gama “C” por ser de uso comercial en el mercado actual de 0.6” y se utilizará una viga de sección T con las siguientes características geométricas:

**Tabla 17. Características geométricas viga tipo T.**

<b>Viga TIPO</b>	<b>Área (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Inercia (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>Vano (m)</b>
T	6600.00	25331931.82	40.00

<b>Rango de valores para Pi (Tn)</b>		
<b>f2∞</b>	<b>y</b>	<b>f2o</b>
411879.59	≤ Po ≤	421239.87

Fuente: Elaboración propia.

Del cálculo del número de torones necesarios para resistir las solicitaciones de servicio (Ver ANEXO 4B) se obtiene que:

$$\text{N}^\circ \text{ Torones} = 20.97 \quad \Rightarrow \quad \text{Fuerza Po} = 411879.59 \quad \text{kg}$$

$$\text{N}^\circ \text{ Torones} = 21.44 \quad \Rightarrow \quad \text{Fuerza Po} = 421239.87 \quad \text{Kg}$$

Adoptando **21 torones de 0.6"** utilizando el sistema de pretensado freyssinet, dispuestos en dos vainas, por lo tanto 12 torones en la parte inferior y otra vaina con 9 torones en la parte superior, el cálculo detallado de encuentra en el ANEXO 4B.

$$\text{Po} = 412498.98 \quad \text{Kg}$$

#### **Trayectoria de las vainas y del cable.**

Las excentricidades máximas permisibles se calcularon tomando en cuenta el comportamiento del puente inmediatamente después de la aplicación del preesforzado como a lo largo de su vida, es decir, los esfuerzos máximos recomendados por la normativa ASSTHO en función de las cargas actuantes y las resistencias alcanzadas en un determinado tiempo. Además, se tuvo el cuidado de definir las trayectorias tomando en cuenta que en los apoyos se debe proveer el sistema de anclaje y en centro luz se debe de establecer una excentricidad máxima constructiva ver ANEXO (4B.1)

- **Ecuación de la vaina superior:**

$$y = 0.0034x^2 - 0.1380x + 1.70$$

- **Ecuación de la vaina inferior:**



$$y = 0.0022x^2 - 0.0860x + 1.00$$

- **Ecuación del cable o centro de presiones:**

$$y = 0.0028x^2 - 0.1123x + 1.34$$

La disposición de la trayectoria de las vainas a lo largo de la viga y en los apoyos se encuentra detallado en el ANEXO 4B.1.

**Pérdidas de pretensado.**

Las pérdidas instantáneas y diferidas en el tiempo se calcularon de manera detallada (Ver ANEXO 4B.2) utilizando la normativa AASHTO LRFD 04, cuidando siempre de mantener una sola filosofía de diseño.

La pérdida total estimada de pretensado es del **17.42 %**.

**Diseño a Cortante.**

El refuerzo por cortante fue calculado para una sollicitación máxima a H/2 del apoyo, siguiendo las especificaciones de la normativa ASSTHO LRFD 04 que es más detallada para elementos preesforzados, tomando en cuenta no solo la resistencia del concreto, sino también el contracortante o componente vertical del acero de pretensado que ayuda a resistir esfuerzos de corte.

Cabe recalcar que al igual que la armadura al corte, se diseñó para la viga más sollicitada y tomando en cuenta el factor de distribución por corte (Ver ANEXO 4B.3). en el cálculo del diseño al corte se obtuvo como resultado cortante que no requiere armadura de corte por lo que el producido por las cargas es menor que el cortante último resistente de la viga; no obstante, se calculó armadura mínima como lo especifica el artículo A.5.8.2.5.

Así también se verificó si el momento torsor mayorado es menor que 0,25 del momento de fisuración, en este caso provocara una pequeña reducción de la capacidad de corte o la capacidad flexional puede ser despreciado o lo contrario es necesitara una armadura transversal como indica el artículo 5.8.2.1 el cual será adicional a la armadura de corte.

Obteniendo lo siguiente:

**Ø 12 mm c/ 30 cm**

### **Armadura pasiva.**

La armadura pasiva fue diseñada con las especificaciones de la normativa AASHTO LRFD 2004, para la determinación de la armadura pasiva se verificará en el estado límite de Resistencia I, si es el momento resistente de la viga preesforzada luego de efectuadas todas las pérdidas, es capaz o no de resistir el momento último de resistencia, obteniendo el siguiente valor:

$$M_u \geq M_{(Resistencia\ I)}$$

$$83,406,947.90\text{kg-cm} \geq 74,757,728.64\text{kg-cm}$$

El momento máximo de Resistencia I es resistido por la viga, por lo tanto, se utilizará una cuantía mínima y como resultado se obtiene:

$$\mathbf{3\emptyset 25\text{ mm c/ 7.5 cm}}$$

Todo el cálculo detallado (Ver ANEXO 4B.4)

### **Armadura a flexión.**

Con el fin de garantizar que ocurra la falla debido a las cargas permanentes y vivas sobre el ala de la viga T, se realizó el cálculo de armadura a flexión, el cual se realizó para 1 metro de ancho (VER ANEXO 4B.5):

$$\mathbf{\emptyset 12\text{ mm c/ 30 cm}}$$

### **Armadura de piel.**

Se considerará de manera constructiva colocar armadura de piel además desempeña el papel de armadura longitudinal que ayuda al confinamiento y la torsión del elemento de manera que su disposición es la siguiente:

$$\mathbf{\emptyset 10\text{ mm c/ 30 cm}}$$

### **3.4.2 Subestructura.**

#### **3.4.2.1 Diseño del Estribo tipo Ménsula cuerpo central.**

El pre dimensionamiento del estribo y de cualquier elemento estructural es de vital importancia, por lo que antes de iniciado el cálculo, se eligió el tipo de estribo a usar según la altura de cálculo para así asegurar la economía en el diseño. Posteriormente se pre dimensionó los elementos del estribo (Ver ANEXO 4C.) según las recomendaciones del libro “Puentes con AASHTO LRFD 04” del Ing. Arturo Rodríguez, quién al igual que muchos otros autores, pre dimensiona los elementos del estribo una función a la altura del mismo.

El diseño está basado en las especificaciones de la normativa AASHTO LRFD 04, capítulo A.11.6 “Estribos y muros de sostenimiento convencionales”.

Para la verificación de estabilidad al vuelco y deslizamiento se utilizó los factores  $\gamma$  máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga  $\gamma$  mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura, llamando esta combinación “**Resistencia Ia**”. Para la verificación de presiones en la base se empleó los factores  $\gamma$  máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos “**Resistencia Ib**”, se aplicará la combinación de “**Resistencia III**” y “**Resistencia V**” la cual toma en cuenta la carga de viento.

El agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de “**Servicio I**”.

Para la verificación al vuelco se utilizó el criterio de mantener la resultante de las fuerzas de reacción en el medio central del ancho de la base del estribo ( $e \leq 3A/8$ ), especificado en el artículo **A.11.6.3.3** de la normativa AASHTO LRFD 2004. Los criterios especificados para la ubicación de la resultante, junto con la investigación de la presión de contacto, reemplaza la investigación de la relación entre el momento estabilizador y el momento de vuelco.

#### **Capacidad portante del suelo.**

El estribo a diseñar corresponde a ambos márgenes del río. La capacidad portante se determinó por el método SPT estándar; A continuación, se presenta el resumen de los valores del estudio de suelos con el que se desarrolló el cálculo:

**Tabla 18. Datos de diseño para el estribo.**

Características mecánicas del suelo	Especificaciones		
	Símbolo	Valor	Unidad
Suelo Roca sana:	$\gamma_s$	3000	kg/m <sup>3</sup>
Resistencia admisible:	$\sigma_{adm}$	3.00	kg/cm <sup>2</sup>
Factor de seguridad:	FS	2.00	-
Ángulo de fricción interna:	$\phi_f$	35.00	°

Fuente: Elaboración propia.

### Diseño Estructural del Estribo.

El estribo está constituido por cuatro partes: La ménsula, la pantalla, el parapeto y la zapata tipo constituida por la puntera y el talón.

### Diseño a Flexión.

El detalle del diseño a flexión del estribo tipo ménsula se encuentra en el ANEXO 4C., donde se especifican las cargas que ocasionan las máximas solicitaciones para el diseño de cada elemento, siguiendo las recomendaciones de la normativa AASHTO LRFD 2004.

**Tabla 19. Resultados de las armaduras del estribo.**

Elemento	Momento de diseño (t-m)	Tipo de armadura	ARMADURA	
Parapeto	0.75	Flexión.	$\emptyset$ 12	c / 30
		Temperatura	$\emptyset$ 10	c / 30
Pantalla	7.77	Flexión.	$\emptyset$ 12	c / 20
		Temperatura	$\emptyset$ 12	c / 25
Acero superior de la zapata	34.11	Flexión	$\emptyset$ 16	c / 15
		Distribución	$\emptyset$ 16	c / 30
Acero inferior de la Zapata.	37.98	Flexión	$\emptyset$ 16	c / 15
		Distribución	$\emptyset$ 16	c / 30

Fuente: Elaboración propia.

### Diseño a Cortante.

Cada elemento del estribo fue verificado si trabaja adecuadamente al corte (Ver ANEXO 4C.) tomando en cuenta las prescripciones de la normativa AASHTO LRFD 2004 en estados límites últimos para la combinación de carga Resistencia I.

En la siguiente tabla se resume el comportamiento de los elementos al corte:

**Tabla 20. Verificación al corte del estribo.**

<b>Elemento</b>	<b>Vr = φVn (t)</b>	<b>Vu (t)</b>	<b>Verificación</b>
Parapeto	11.93	3.78	El cortante es resistido por el hormigón
Pantalla	36.76	5.94	El cortante es resistido por el hormigón
Talón	69.60	25.65	El cortante es resistido por el hormigón
Puntera	69.53	37.21	El cortante es resistido por el hormigón

Fuente: Elaboración propia.

### **Diseño de aparatos de apoyo**

#### **Aparato de apoyo de neopreno compuesto**

Los apoyos en los extremos de viga están constituidos por capas de elastómero y planchas de acero. Las planchas de acero firmemente soldadas a los elementos de neopreno, forman un conjunto que permite giros y desplazamientos pequeños, además de no presentar deformaciones excesivas. El apoyo actúa como un vínculo transmisor de carga entre partes de la estructura a unir de forma móvil. Transmite las cargas verticales del peso propio de la estructura y las cargas del tráfico libres de tensiones a los apoyos. Los apoyos son capaces de absorber movimientos en todas direcciones y rotaciones en todos los ejes debido a los materiales utilizados y la forma constructiva.

#### **Solicitaciones de Diseño**

Máxima Carga Vertical en estado de Servicio:  $V = 52.07 \text{ ton}$

El área requerida de neopreno es:

$$A_{\text{req}} = 408.65 \text{ cm}^2$$

A continuación, se presenta las dimensiones de la placa de neopreno:

**Tabla 21. Dimensiones del neopreno.**

<b>DIMENSIONES</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>e</b>	<b>H</b>
	<b>(cm)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(cm)</b>
Placas de Neopreno	25.00	20.00	1.20	4.8
Chapas Metálicas	25.00	20.00	0.1	0.3

Altura Total del apoyo de neopreno Compuesto:	<b>5.00</b>
---	-------------

Fuente: Elaboración propia.

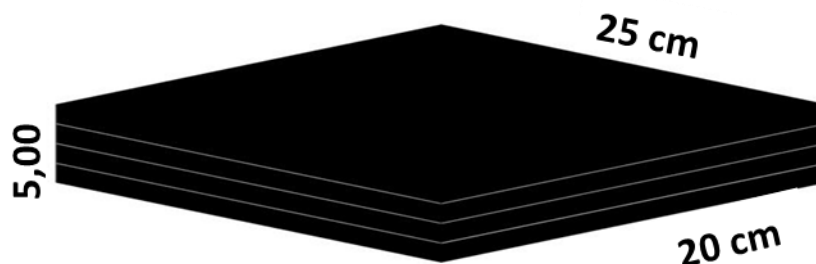


FIGURA 5: Dimensiones del apartado de apoyo.

### 3.4.3 Acceso (escalera).

El diseño la escalera es de un solo tramo de acuerdo a las dimensiones especificadas en el ANEXO 5, el cálculo del acero estructural se realizó de acuerdo a las combinaciones de carga de **Resistencia I**. Para obtener solicitaciones máximas ver ANEXO 4D de las cuales se obtiene las siguientes armaduras:

Refuerzo para momento positivo:

**Ø 12 mm c/ 10 cm**

Refuerzo para momento negativo:

**Ø 10 mm c/ 25 cm**

Refuerzo transversal por temperatura:

**Ø 10 mm c/ 15 cm**

## 3.5 Desarrollo de la estrategia para la ejecución del proyecto.

### 3.5.1 Especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas para la ejecución del presente proyecto se encuentran detalladas en el ANEXO 6, definiendo las normativas a ser empleadas, describiendo las exigencias y procedimientos para el desarrollo de cada ítem en cinco puntos: Descripción, materiales, procedimiento de ejecución, medición y forma de pago.

### **3.5.2 Cálculos métricos.**

Los cálculos métricos se encuentran detallados en el ANEXO 7. Esta planilla da a conocer la cantidad de cada ítem que se debe ejecutar en función a la unidad de medida asignada.

### **3.5.3 Precios unitarios.**

En el ANEXO 8 se encuentran detallados los precios unitarios de cada ítem, desglosando los materiales, equipo y mano de obra requeridos para la ejecución del ítem y el precio productivo en cuestión.

El análisis de precio unitario se detalla en una planilla, donde además se consideran los incrementos debido a los impuestos y otros, como ser: El incremento por cargas sociales que se considera del 55% del sub total de la mano de obra; impuestos IVA. mano de obra, considerado con un valor igual a 14.94% de la suma del sub total de la mano de obra más las cargas sociales; incremento debido al uso de herramientas menores, considerado igual al 6% del sub total de mano de obra, cargas sociales e impuestos IVA, mano de obra; incremento debido a gastos generales considerado igual al 12% de la suma del subtotal de materiales, mano de obra y equipo; incremento debido a la utilidad considerado igual al 8% de la suma del sub total de materiales, mano de obra, equipo y gastos generales; incremento debido a impuestos considerado igual al 3.09 % de la suma del subtotal de materiales, mano de obra, equipo, gastos generales y utilidad.

### **3.5.4 Presupuesto.**

La planilla de presupuesto general de la obra se encuentra detallada en el ANEXO 9, donde se determina el costo general de la obra en función al precio unitario de cada actividad y la cantidad a ejecutar.

El presupuesto general requerido para la ejecución del proyecto es igual a **479,206.04** (Cuatrocientos Setenta y Nueve Mil Doscientos Seis con 04/00 BOLIVIANOS)

### **3.5.5 Plan y cronograma de obras.**

El tiempo de ejecución del proyecto fue calculado con ayuda del programa computarizado MS PROJECT, estableciendo como días laborales de lunes a viernes en un horario turno mañana, de 08:00 a.m. a 12:00 p.m. y turno tarde desde las 2:30 p.m. hasta las 18:30 p.m. de

lunes a viernes, tomando en cuenta dos frentes de trabajo con 1 contratista, 3 maestros albañiles y 3 ayudantes.

Según el cronograma de ejecución calculado se determinó un tiempo de ejecución de la obra igual a **87 días** calendarios.

El cronograma de ejecución se encuentra en el ANEXO 10.



#### 4 APOORTE ACADÉMICO (DISEÑO VIGA PERFIL I).

##### 4.1 Marco conceptual.

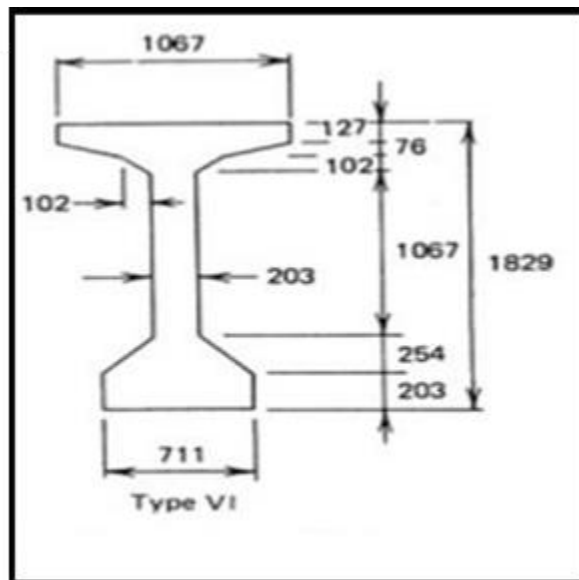
El aporte académico es realizar el cálculo estructural de la viga sección tipo AASTHO VI y la comparación técnica y económica entre el perfil T.

##### 4.2 Aporte (Diseño viga perfil I).

Tabla 22. Propiedades geométricas de la viga AASHTO tipo VI.

PROPIEDADES GEOMETRICAS PARA VIGAS AASHTO				
1. Vigas AASHTO de Sección I				
Viga Tipo	$A_c$ $\times 10^3 \text{ mm}^2$	$I_c$ $\times 10^9 \text{ mm}^4$	$c_b$ mm	Vano recomendado máximo m
I	178.1	9.5	320	9.1 - 13.7
II	238.1	21.2	402	12.2 - 18.3
III	361.3	52.2	515	16.8 - 24.4
IV	509.0	108.5	628	21.3 - 30.5
V	653.5	216.9	812	27.4 - 36.6
VI	700.0	305.2	924	33.5 - 42.7

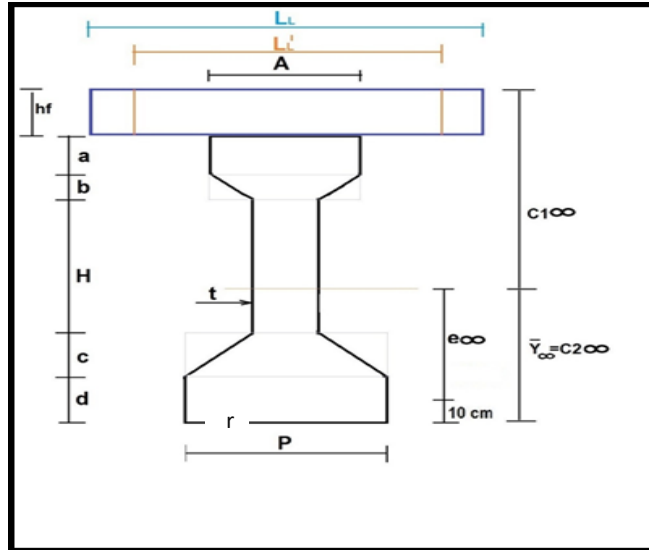
Fuente: Elaboración propia.



L	=	4000.00	cm
H <sub>TOTAL</sub>	=	197.90	cm
A <sub>0</sub>	=	7000.00	cm <sup>2</sup>
c <sub>10</sub>	=	90.50	cm

c20	=	92.40	cm
I <sub>0</sub>	=	30520000.00	cm <sup>4</sup>
recub. Inf.	=	21.00	cm
e <sub>0</sub>	=	71.40	cm
M <sub>0</sub>	=	33033264.32	Kg*cm

### SECCIÓN HOMOGENIZADA



$$E = 4800 * \sqrt{f_c} \quad (A5.4.2.4)$$

f 'c sección	=	350.00	Kg/cm <sup>2</sup>
f 'c losa	=	210.00	Kg/cm <sup>2</sup>
E <sub>viga</sub>	=	28126.12	Mpa
E <sub>losa</sub>	=	21786.40	Mpa
η ( E <sub>viga</sub> /E <sub>losa</sub> )	=	1.29	
L <sub>L</sub> (real)	=	200.00	cm
LL'	=	154.92	cm
hf	=	15.00	cm
Área losa Homog.	=	2323.79	cm <sup>2</sup>
C <sub>2∞</sub>	=	116.82	cm
C <sub>1∞</sub>	=	96.08	cm
recub. Inf.	=	21.00	cm
e <sub>∞</sub>	=	95.82	cm
I <sub>∞</sub>	=	52927177.78	cm <sup>4</sup>

$$M_{\infty} = 67877223.55 \quad \text{Kg} \cdot \text{cm}$$

$$A_{\infty} = 9323.79 \quad \text{cm}^2$$

### ANÁLISIS DE CARGAS.

Las cargas actuantes en la estructura se clasifican en cargas permanentes y sobrecarga y cargas variables. Las cargas permanentes incluyen el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios y otros. Las cargas vivas incluyen las sobrecarga de uso y la sobrecargas provocada por agentes externos.

Las densidades utilizadas en el cálculo son basadas del capítulo 3 del código AASTHO LRFD 2004.

### CARGAS PERMANENTES.

#### Carga de la losa

Peso específico de H° A° (P <sub>esp</sub> )	=	2400.00	Kg/m <sup>3</sup>
Ancho de la losa (L <sub>L</sub> )	=	2.00	m
Espesor de la losa (hf)	=	0.15	m

$$DC_{\text{losa}} = P_{\text{esp}} * L_L * hf$$

DC <sub>losa</sub>	=	720.00	Kg/m
--------------------	---	--------	------

#### Peso propio de la viga

Peso específico de H° (P <sub>esp</sub> )	=	2320.00	Kg/m <sup>3</sup>
Área sección transv. (A)	=	0.70	m <sup>2</sup>

$$DC_{\text{viga}} = P_{\text{esp}} * A$$

DC <sub>viga</sub>	=	1624	Kg/m
--------------------	---	------	------

#### Carga idealizada de la transición

Al inicio en los apoyos el alma de la viga tendrá 100cm para el apoyo de los accesorios del sistema de pretensado FREYSSINET.

Peso específico de H° (P <sub>esp</sub> )	=	2320.00	Kg/m <sup>3</sup>
---	---	---------	-------------------

Área de transición ( $A_{trans}$ )	=	0.477	$m^2$
Longitud de trans. ( $L_{trans}$ )	=	1.00	m
Longitud de la viga ( $L_{viga}$ )	=	40.00	m

$$DC_{trans} = \frac{P_{esp} * A_{trans} * L_{trans}}{L_{viga}}$$

$DC_{trans}$	=	27.66	Kg/m
--------------	---	-------	------

### Carga de la baranda

Peso propio baranda horizontal	=	2.98	Kg/m
Separación entre poste	=	1.60	m
Numero de barras	=	8.00	
$P_{baranda}$	=	38.14	Kg

Peso propio baranda vertical	=	4.46	Kg/m
Altura de poste	=	1.35	m
$P_{baranda}$	=	6.02	Kg

Longitud de la viga	=	40.00	m
N° de tramos	=	25.00	
Ambos lados	=	2.00	

$DC_{baranda}$	=	55.2	Kg/m
----------------	---	------	------

### CARGAS TRANSITORIAS

#### Carga peatonal

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal se deberá diseñar con una sobre carga de  $4,1 \times 10^{-3}$  Mpa (A3.6.1.6).

Ancho de la losa ( $L_L$ )	=	2.00	m
$q_{LL}$	=	835.88	kg/m

### Sobrecarga de barandas

Los postes de barandas para peatones tendrán un valor de sobrecarga concentrada de diseño  $P_{LL}$ , en N se deberá tomar como (A13.8.2) :

$$\text{Distancia entre postes (L)} = 1600.00 \text{ mm}$$

$$\text{Longitud de la viga (L}_{\text{viga}}) = 40.00 \text{ m}$$

$$P_{LL} = 890 + 0,73 * L$$

$$P_{LL} = 2058.00 \text{ N}$$

$$Q_{LL} = \frac{P_{LL}}{L_{\text{viga}}}$$

$$Q_{LL} = 131.12 \text{ Kg/m}$$

### Carga de hielo (IC)

$$\text{Carga de nieve} = 120.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Ancho de la losa (L}_L) = 2.00 \text{ m}$$

$$IC_{\text{granizo}} = Q_{\text{nieve}} * L_L$$

$$IC_{\text{granizo}} = 240.00 \text{ Kg/m}$$

**Tabla 23. Resumen de cargas.**

CARGAS PERMANENTES		
DC losa	720.00	Kg/m
DC viga	1624.00	Kg/m
DC trans	27.66	Kg/m
DC baranda	55.20	Kg/m
CARGAS VIVAS		
q <sub>LL</sub>	835.88	Kg/m
Q <sub>LL</sub>	131.12	Kg/m
IC <sub>granizo</sub>	240.00	Kg/m

Fuente: Elaboración propia.

$$M = \frac{Q * L^2}{8} \text{ viga} \qquad V = \frac{Q * L}{2} \text{ viga}$$

**Tabla 24. Solicitaciones producidos por las cargas.**

CARGAS PERMANENTES	MOMENTO (Kg*m)	CORTANTE(Kg)
DC losa	144000.00	14400.00
DC viga	324800.00	32480.00
DC trans	5532.64	553.26
DC baranda	11040.00	1104.00
CARGAS VIVAS	MOMENTO (Kg*m)	CORTANTE(Kg)
q <sub>LL</sub>	167176.35	16717.64
Q <sub>LL</sub>	26223.24	2622.32
IC <sub>granizo</sub>	48000.00	4800.00

Fuente: Elaboración propia.

## COMBINACIONES DE CARGAS

En coherencia con la normativa A3.4 las combinaciones de cargas utilizadas en el diseño para el cálculo de las solicitaciones extremas son las siguientes :

### Resistencia I

Combinación de cargas básicas sin tomar en cuenta el viento.

$$\text{Resistencia I} = Y_p \text{ DC} + 1,75 \text{ PL}$$

$$\text{donde } Y_p = 1.25$$

$$M_{\max} = 945165.09 \text{ Kg *m}$$

$$V_{\max} = 94516.51 \text{ Kg}$$

### Resistencia IV

Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y vivas.

$$\text{Resistencia IV} = 1.50 \text{ DC}$$

$$M_{\max} = 728058.96 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max} = 72805.90 \text{ Kg}$$

### EVENTO EXTREMO II

Combinación de cargas que incluye carga de hielo y sobrecarga reducida.

$$\text{Evento Extremo II} = Y_p \text{ DC} + 0,5 \text{ PL} + \text{IC}$$

donde  $Y_p = 1.25$

$$M_{\max} = 751415.60 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max} = 75141.56 \text{ Kg}$$

### SERVICIO I

Se considera todas las cargas sin mayorarlas

$$\text{Servicio I} = 1 \cdot \text{DC} + 1 \cdot \text{PLL}$$

$$M_{\max} = 678772.24 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max} = 67877.22 \text{ Kg}$$

### CÁLCULO DE TENSIONES ADMISIBLES

$F'_c =$	350.00	$\text{Kg}/\text{cm}^2$
$f'_{ci} =$	245.00	$\text{Kg}/\text{cm}^2$
$f_{ti} =$	12.52	$\text{Kg}/\text{cm}^2$
$f_{ci} =$	-147.00	$\text{Kg}/\text{cm}^2$
$f_{cs} =$	-157.50	$\text{Kg}/\text{cm}^2$
$f_{ts} =$	29.93	$\text{Kg}/\text{cm}^2$

### INECUACIONES PARA $P_0$ y $P_\infty$

$L =$	4000.00	cm
$A_0 =$	7000.00	$\text{cm}^2$
$h_{\text{total}} =$	198.00	cm
$c_{10} =$	90.50	cm

$c_{20} =$	92.40	cm
$I_0 =$	30520000.00	cm <sup>4</sup>
$e_0 =$	71.40	cm
$\eta =$	0.80	
$M_0 =$	33033264.32	Kg*cm
$c_{1\infty} =$	96.08	cm
$c_{2\infty} =$	116.82	cm
$I_{\infty} =$	52927177.78	cm <sup>4</sup>
$e_{\infty} =$	95.82	cm
$M_{\infty} =$	67877223.55	Kg*cm
$A_{\infty} =$	9323.79	cm <sup>2</sup>

$$1 \quad f_{10} \quad P_o \leq \frac{0.8 \sqrt{f' c_i} + \frac{M_o * C_{1o}}{I_o}}{\frac{e_o * C_{1o}}{I_o} - \frac{1}{A_o}} = 1604263.82 \text{ kg} = 1604.26 \text{ Tn}$$

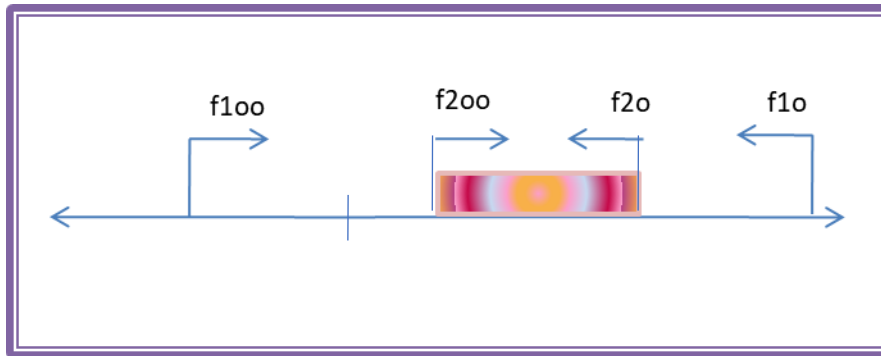
$$2 \quad f_{20} \quad P_o \leq \frac{0.6 * f' c_i + \frac{M_o * C_{2o}}{I_o}}{\frac{e_o * C_{2o}}{I_o} + \frac{1}{A_o}} = 688004.56 \text{ kg} = 688.00 \text{ Tn}$$

$$3 \quad f_{100} \quad P_o \geq \frac{-0.45 * f' c + \frac{M_t * C_{100}}{I_{00}}}{\frac{e_{00} * n * C_{100}}{I_{00}} - \frac{1}{A_{00}}} = -642636.86 \text{ kg} = -642.64 \text{ Tn}$$

$$4 \quad f_{200} \quad P_o \geq \frac{-1.60 \sqrt{f' c} + \frac{M_t * C_{200}}{I_{00}}}{\frac{e_{00} * n * C_{200}}{I_{00}} + \frac{1}{A_{00}}} = 470137.57 \text{ kg} = 470.14 \text{ Tn}$$



## CONJUNTO SOLUCIÓN



### Rango de valores para $P_i$

$f_{2oo}$	y	$f_{2o}$
470137.57	$\leq P_o \leq$	688004.56

El acero de pretensado puede tensarse a un máximo de 0.74 fpu, dando como valor máximo de tensión : **G 270**

$$\begin{aligned} f_{pu} &= 18960.24 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_{max} &= 14030.58 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

### FUERZA DE PRETENSADO INICIAL $P_i$ Y NUMERO DE TORONES

#### Torón Grado 270 de 0.6" de diámetro

$$\begin{aligned} \text{Área } 0,6" &= 1.40 \text{ cm}^2 \\ A_{ac} &= 36.40 \text{ cm}^2 \\ 0.74 * f_{pu} &= 14030.58 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Fuerza de 1Torón} &= 19642.81 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ Torones} &= 23.93 \quad \Rightarrow \quad \text{Fuerza } P_o = 470137.57 \text{ kg} \\ \text{N}^\circ \text{ Torones} &= 35.03 \quad \Rightarrow \quad \text{Fuerza } P_o = 688004.56 \text{ Kg} \end{aligned}$$

**Tomamos :** 2 vainas de 13 torones cada una

$$P_o = 510713.02 \text{ Kg}$$

## TRAYECTORIA DE LAS VAINAS.

### Ecuaciones de momento en función de la distancia:

$t = 0$  Cuando actúa solo el peso propio:

$$M_{o(x)} = \frac{q_o * L}{2} * x - \frac{q_o * x^2}{2}$$

$t = \infty$  Cuando actúan las cargas de servicio además del peso propio:

$$M_{t(x)} = \frac{q_t * L}{2} * x - \frac{q_t * x^2}{2}$$

Excentricidades permisibles para definir la trayectoria del cable:

$t = 0$

$$e_{(x)} \leq \frac{f_{10} * I_o}{P_o * c_{10}} + \frac{I_o}{c_{10} * A_o} + \frac{M_{o(x)}}{P_o}$$

$$e_{(x)} \leq -\frac{f_{20} * I_o}{P_o * c_{20}} - \frac{I_o}{c_{20} * A_o} + \frac{M_{o(x)}}{P_o}$$

$t = \infty$

$$e_{(x)} \geq \frac{f_{1\infty} * I_\infty}{\eta * P_o * c_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{c_{1\infty} * A_\infty} + \frac{M_{t(x)}}{\eta * P_o}$$

$$e_{(x)} \geq -\frac{f_{2\infty} * I_\infty}{\eta * P_o * c_{2\infty}} - \frac{I_\infty}{c_{2\infty} * A_\infty} + \frac{M_{t(x)}}{\eta * P_o}$$

### Propiedades Geométricas

$$L = 4,000 \text{ cm}$$

#### Estadio 2 (t=0)

$$A_o = 7,000.00 \text{ cm}^2$$

$$I_o = 30,520,000.00 \text{ cm}^4$$

$$C_{1o} = 90.50 \text{ cm}$$

$$C_{2o} = 92.40 \text{ cm}$$

$$e_o = 71.40 \text{ cm}$$

#### Estadio 4 (t=∞)

$$A_\infty = 9,323.79 \text{ cm}^2$$

$$I_\infty = 52,927,177.78 \text{ cm}^4$$

$$c_{1\infty} = 96.08 \text{ cm}$$

$$c_{2\infty} = 116.82 \text{ cm}$$

$$e_\infty = 95.82 \text{ cm}$$

**Pérdida total de pretensado:**

$$\eta = 0.83$$

**Resumen de momentos flectores**

$M_{DC \text{ losa}} =$	144.0 t-m	=	14,400,000.00kg-cm
$M_{DC \text{ viga}} + M_{trans} =$	330.3 t-m	=	33,033,264.32kg-cm
$M_{LL} + M_{baran.} =$	204.4 t-m	=	20,443,959.23kg-cm
$M_{total} =$	678.8 t-m	=	67,877,223.55kg-cm

**Resumen de cargas linealmente distribuidas actuantes:**

$$q_0 = 16.52 \text{ kg/cm}$$

$$q \text{ (losa + viga + LL+PL)} = q_t = 33.94 \text{ kg/cm}$$

**Esfuerzos admisibles**

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'ci = 0.7f'c$$

Donde:

$f'ci$ : Resistencia característica del H° el día del tesado.

$f'c$ : Resistencia característica del H°.

Entonces:

$$f'ci = 245 \text{ kg/cm}^2$$

**Estadio 2 (t=0)**

Fibra

superior:

$$f_{10} = 0.8\sqrt{f'ci}$$

Donde:

$f_{10}$ = Esfuerzo admisible del H° a la tracción en el tiempo cero.

Entonces:

$$f_{10} = 12.52 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra

inferior:

$$f_{20} = -0.6 * f'ci$$

Donde:

$f_{20}$ = Esfuerzo admisible del H° a la compresión en el tiempo cero.

Entonces:

$$f_{20} = -147.00 \text{ kg/cm}^2$$

**Estadio 4 (t=∞)**

Fibra inferior:

$$f_{2\infty} = 1.6 * \sqrt{f'c}$$

Donde:

$f_{2\infty}$ = Esfuerzo admisible del H° a la tracción en el tiempo infinito.

Entonces:

$$f_{2\infty} = 29.93 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra superior:

Donde:

$f_{1\infty}$ = Esfuerzo admisible del H° a la compresión en el tiempo infinito.

Entonces:

$$f_{1\infty} = -158 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza de pretensado adoptada:

$$P_o = 510,713.02 \text{ kg}$$

De las inequaciones de las excentricidades permisibles:

**Tabla 25. Excentricidades permisibles.**

Distancia X (cm)	t=0		t=∞		t=0		t=∞	
	Mo(x) (kg-cm)	Mt(x) (kg-cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)	e(x) (cm)
0.00	0.00	0.00	56.45	47.89	-145.39	-80.55		
100.00	3220743.27	6618029.30	62.75	54.19	-129.80	-64.95		
200.00	6276320.22	12896672.47	68.73	60.18	-115.00	-50.16		
300.00	9166730.85	18835929.53	74.39	65.83	-101.00	-36.16		
400.00	11891975.16	24435800.48	79.73	71.17	-87.81	-22.96		
500.00	14452053.14	29696285.30	84.74	76.18	-75.41	-10.57		
600.00	16846964.80	34617384.01	89.43	80.87	-63.81	1.03		
700.00	19076710.14	39199096.60	93.80	85.24	-53.01	11.83		
800.00	21141289.16	43441423.07	97.84	89.28	-43.02	21.83		
900.00	23040701.86	47344363.42	101.56	93.00	-33.82	31.03		
1000.00	24774948.24	50907917.66	104.96	96.40	-25.42	39.42		
1100.00	26344028.30	54132085.78	108.03	99.47	-17.82	47.02		
1200.00	27747942.03	57016867.78	110.78	102.22	-11.02	53.82		
1300.00	28986689.44	59562263.66	113.20	104.64	-5.02	59.82		

1400.00	30060270.53	61768273.43	115.30	106.75	0.17	65.02
1500.00	30968685.30	63634897.07	117.08	108.52	4.57	69.42
1600.00	31711933.75	65162134.60	118.54	109.98	8.17	73.02
1700.00	32290015.87	66349986.02	119.67	111.11	10.97	75.82
1800.00	32702931.68	67198451.31	120.48	111.92	12.97	77.81
1900.00	32950681.16	67707530.49	120.96	112.40	14.17	79.01
2000.00	33033264.32	67877223.55	121.13	112.57	14.57	79.41
2100.00	32950681.16	67707530.49	120.96	112.40	14.17	79.01
2200.00	32702931.68	67198451.31	120.48	111.92	12.97	77.81
2300.00	32290015.87	66349986.02	119.67	111.11	10.97	75.82
2400.00	31711933.75	65162134.60	118.54	109.98	8.17	73.02
2500.00	30968685.30	63634897.07	117.08	108.52	4.57	69.42
2600.00	30060270.53	61768273.43	115.30	106.75	0.17	65.02
2700.00	28986689.44	59562263.66	113.20	104.64	-5.02	59.82
2800.00	27747942.03	57016867.78	110.78	102.22	-11.02	53.82
2900.00	26344028.30	54132085.78	108.03	99.47	-17.82	47.02
3000.00	24774948.24	50907917.66	104.96	96.40	-25.42	39.42
3100.00	23040701.86	47344363.42	101.56	93.00	-33.82	31.03
3200.00	21141289.16	43441423.07	97.84	89.28	-43.02	21.83
3300.00	19076710.14	39199096.60	93.80	85.24	-53.01	11.83
3400.00	16846964.80	34617384.01	89.43	80.87	-63.81	1.03
3500.00	14452053.14	29696285.30	84.74	76.18	-75.41	-10.57
3600.00	11891975.16	24435800.48	79.73	71.17	-87.81	-22.96
3700.00	9166730.85	18835929.53	74.39	65.83	-101.00	-36.16
3800.00	6276320.22	12896672.47	68.73	60.18	-115.00	-50.16
3900.00	3220743.27	6618029.30	62.75	54.19	-129.80	-64.95
4000.00	0.00	0.00	56.45	47.89	-145.39	-80.55

Fuente: Elaboración propia.

Para poder graficar las trayectorias para las cuatro inecuaciones se plantea:

Entonces:  $y = e - C$

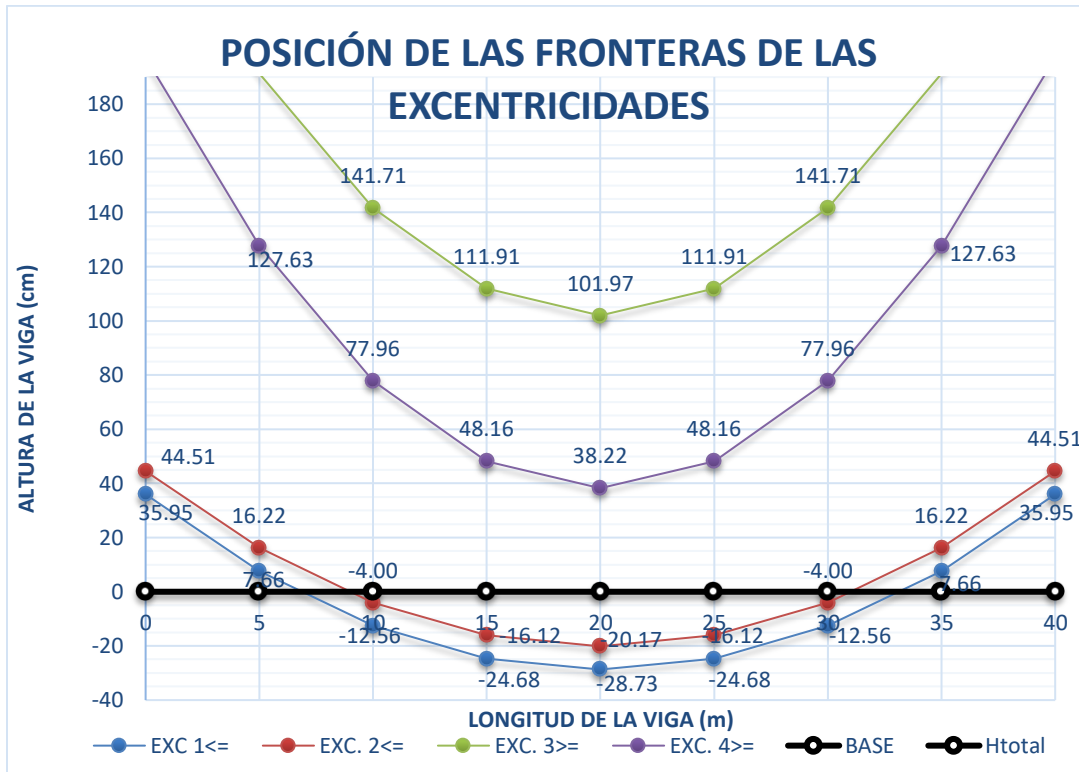
**Tabla 26. Cálculo de altura respecto a la base de la viga.**

x (cm)	Base de la viga	Recubrimiento mínimo (cm)	Altura de la viga (cm)	y1 (cm)	y2 (cm)	y3 (cm)	y4 (cm)
0.00	0.00	14.00	195.00	35.95	44.51	262.22	197.37
100.00	0.00	14.00	195.00	29.65	38.21	246.62	181.78

200.00	0.00	14.00	195.00	23.67	32.22	231.82	166.98
300.00	0.00	14.00	195.00	18.01	26.57	217.83	152.98
400.00	0.00	14.00	195.00	12.67	21.23	204.63	139.79
500.00	0.00	14.00	195.00	7.66	16.22	192.23	127.39
600.00	0.00	14.00	195.00	2.97	11.53	180.64	115.79
700.00	0.00	14.00	195.00	-1.40	7.16	169.84	105.00
800.00	0.00	14.00	195.00	-5.44	3.12	159.84	95.00
900.00	0.00	14.00	195.00	-9.16	-0.60	150.64	85.80
1000.00	0.00	14.00	195.00	-12.56	-4.00	142.24	77.40
1100.00	0.00	14.00	195.00	-15.63	-7.07	134.65	69.80
1200.00	0.00	14.00	195.00	-18.38	-9.82	127.85	63.00
1300.00	0.00	14.00	195.00	-20.80	-12.24	121.85	57.01
1400.00	0.00	14.00	195.00	-22.90	-14.35	116.65	51.81
1500.00	0.00	14.00	195.00	-24.68	-16.12	112.25	47.41
1600.00	0.00	14.00	195.00	-26.14	-17.58	108.65	43.81
1700.00	0.00	14.00	195.00	-27.27	-18.71	105.85	41.01
1800.00	0.00	14.00	195.00	-28.08	-19.52	103.85	39.01
1900.00	0.00	14.00	195.00	-28.56	-20.00	102.65	37.81
2000.00	0.00	14.00	195.00	-28.73	-20.17	102.25	37.41
2100.00	0.00	14.00	195.00	-28.56	-20.00	102.65	37.81
2200.00	0.00	14.00	195.00	-28.08	-19.52	103.85	39.01
2300.00	0.00	14.00	195.00	-27.27	-18.71	105.85	41.01
2400.00	0.00	14.00	195.00	-26.14	-17.58	108.65	43.81
2500.00	0.00	14.00	195.00	-24.68	-16.12	112.25	47.41
2600.00	0.00	14.00	195.00	-22.90	-14.35	116.65	51.81
2700.00	0.00	14.00	195.00	-20.80	-12.24	121.85	57.01
2800.00	0.00	14.00	195.00	-18.38	-9.82	127.85	63.00
2900.00	0.00	14.00	195.00	-15.63	-7.07	134.65	69.80
3000.00	0.00	14.00	195.00	-12.56	-4.00	142.24	77.40
3100.00	0.00	14.00	195.00	-9.16	-0.60	150.64	85.80
3200.00	0.00	14.00	195.00	-5.44	3.12	159.84	95.00
3300.00	0.00	14.00	195.00	-1.40	7.16	169.84	105.00
3400.00	0.00	14.00	195.00	2.97	11.53	180.64	115.79
3500.00	0.00	14.00	195.00	7.66	16.22	192.23	127.39
3600.00	0.00	14.00	195.00	12.67	21.23	204.63	139.79
3700.00	0.00	14.00	195.00	18.01	26.57	217.83	152.98
3800.00	0.00	14.00	195.00	23.67	32.22	231.82	166.98
3900.00	0.00	14.00	195.00	29.65	38.21	246.62	181.78
4000.00	0.00	14.00	195.00	35.95	44.51	262.22	197.37

Fuente: Elaboración propia.

La trayectoria del cable debe estar representado entre el rango de la curva de exc.2 y exc.4 que muestran los límites de la trayectoria del cable o centro de presiones del acero de pretensado como se muestra en la siguiente gráfica.



Fuente: Elaboración propia.

### Trayectoria de los cables:

Determinación de ecuaciones:

#### Cable 1

Valores:

X1= 0.00 m	Y1= 1.47 m
X2= 20.00 m	Y2= 0.28 m
X3= 40.00 m	Y3= 1.47 m

#### Centro de presiones

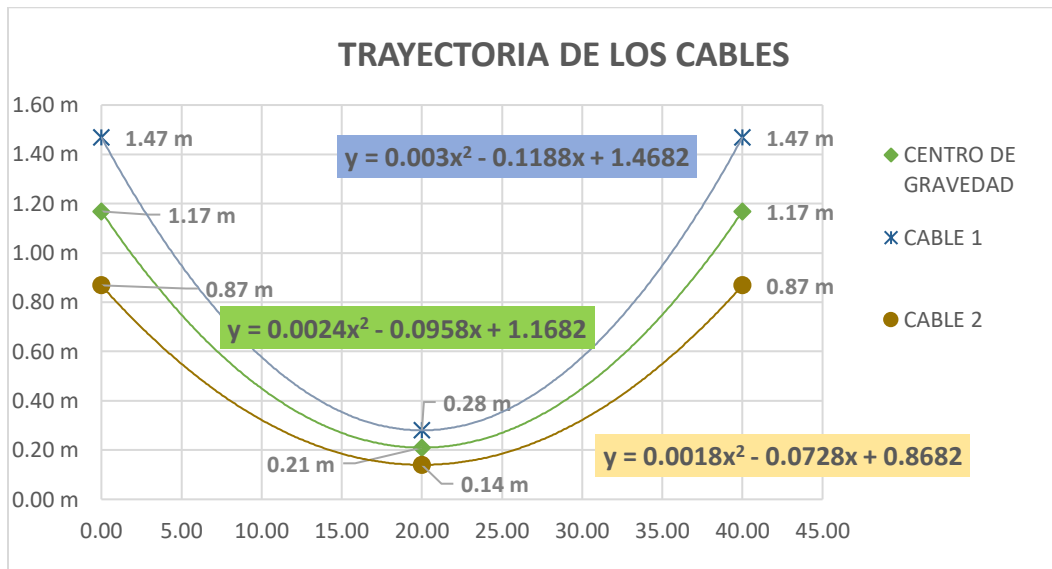
X1= 0.00 m	Y1= 1.17 m
X2= 20.00 m	Y2= 0.21 m
X3= 40.00 m	Y3= 1.17 m

## Cable 2

Valores:

$$\begin{aligned} X1 &= 0.00 \text{ m} & Y1 &= 0.87 \text{ m} \\ X2 &= 20.00 \text{ m} & Y2 &= 0.14 \text{ m} \\ X3 &= 40.00 \text{ m} & Y3 &= 0.87 \text{ m} \end{aligned}$$

Graficando los puntos con sus coordenadas (x,y) y ajustando a una regresión del tipo  $y = Ax^2 + Bx + C$  :



Fuente: Elaboración propia.

## Ecuaciones:

### CABLE 1:

$$y = 0.0030x^2 + -0.1188x + 1.47$$

### CENTRO DE PRESIONES:

$$y = 0.0024x^2 + -0.0958x + 1.17$$

### CABLE 2:

$$y = 0.0018x^2 + -0.0728x + 0.87$$



## ESTIMACIÓN DE LAS PERDIDAS DEL PRETENSADO.

### Datos de diseño:

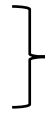
$$A_o = 0.70 \text{ m}^2$$

$$A_{TT} = 36.40 \text{ cm}^2$$

$$I_o = 0.25332 \text{ m}^4$$

$$k = 0.00000066 \text{ 1/m}$$

$$\mu = 0.2$$



**Coefficientes AASHTO  
Tabla 5.9.5.2.2b-1**

Donde:

$A_{TT}$  = Área de pretensado

### CABLE 1

Esfuerzo al que trabaja el acero para el número de torones asumido:

$$P_{pj} = 255,356.51 \text{ kg}$$

$$A_{TT} = 18.20 \text{ cm}^2$$

$$f_{pj} = 14,030.58 \text{ kg/cm}^2$$

### 1. Pérdida por fricción según AASHTO LRFD

El cálculo de la pérdida por fricción se realizará a cada 1/10 de la luz:

Nota: La pérdida de pretensado por fricción será calculada para cada cable.

Entonces:

$$y = 0.0030x^2 + -0.1188x + 1.47$$

Sabiendo que:

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = 2Ax + B$$

Entonces:

**Tabla 27. Ángulo formado con la horizontal.**

X	Y2 (Cable)	$\alpha$
0.00	1.47	0.1188
0.99	1.35	0.1129
4.00	1.04	0.0948
8.00	0.71	0.0708
12.00	0.47	0.0468
16.00	0.34	0.0228
20.00	0.29	0.0012
24.00	0.35	0.0252

28.00	0.49	0.0492
32.00	0.74	0.0732
36.00	1.08	0.0972
40.00	1.52	0.1212

Fuente: Elaboración propia.

Nota:

" $\alpha$ " está dada en radianes con respecto a la horizontal.

**Variación angular:**

**Tabla 28. Variación angular.**

<b>X</b>	<b>Cable</b>
0.00	0.0000
0.99	0.0059
4.00	0.0240
8.00	0.0480
12.00	0.0720
16.00	0.0960
20.00	0.1176
24.00	0.0936
28.00	0.0696
32.00	0.0456
36.00	0.0216
40.00	0.0024

Fuente: Elaboración propia.

Entonces la pérdida generada por fricción es:

$$\Delta fpF = fpj(1 - e^{-(k*x+\mu*\alpha)}) \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

**Tabla 29. Pérdida de pretensado por fricción.**

<b>X</b>	<b>Cable</b>
0.00	0.00
0.99	25.80
4.00	104.00
8.00	207.23
12.00	309.69
16.00	411.40
20.00	505.86
24.00	476.61
28.00	447.31

32.00	417.93
36.00	388.50
40.00	372.12
<b><math>\Delta fpF = 505.86 \text{ kg/cm}^2</math></b>	

Fuente: Elaboración propia.

### CABLE 2

Esfuerzo al que trabaja el acero para el número de torones asumido:

$$P_{pj} = 255,356.51 \text{ kg}$$

$$A_{TT} = 18.20 \text{ cm}^2$$

$$f_{pj} = 14,030.58 \text{ kg/cm}^2$$

#### 1. Pérdida por fricción según AASHTO LRFD

El cálculo de la pérdida por fricción se realizará a cada 1/10 de la luz:

Nota: La pérdida de pretensado por fricción será calculada para cada cable

$$y = 0.0018x^2 + -0.0728x + 0.87$$

Sabiendo que:

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = 2Ax + B$$

Entonces:

**Tabla 30. Ángulo formado con la horizontal.**

X	Y2 (Cable)	$\alpha 2$
0.00	0.87	0.0728
0.99	0.80	0.0692
4.00	0.61	0.0584
8.00	0.40	0.0440
12.00	0.25	0.0296
16.00	0.16	0.0152
20.00	0.13	0.0008
24.00	0.16	0.0136
28.00	0.24	0.0280
32.00	0.38	0.0424
36.00	0.58	0.0568
40.00	0.84	0.0712

Fuente: Elaboración propia.

Nota:

" $\alpha$ " esta dada en radianes con respecto a la horizontal

### Variación angular:

**Tabla 31. Variación angular.**

<b>X</b>	<b>Cable</b>
0.00	0.0000
0.99	0.0036
4.00	0.0144
8.00	0.0288
12.00	0.0432
16.00	0.0576
20.00	0.0720
24.00	0.0592
28.00	0.0448
32.00	0.0304
36.00	0.0160
40.00	0.0016

Fuente: Elaboración propia.

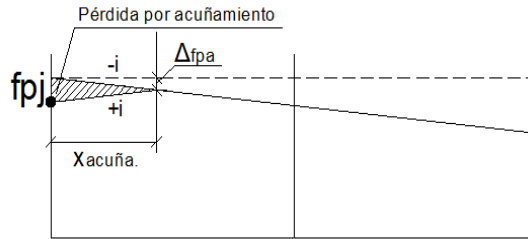
Entonces la pérdida generada por fricción es:

$$\Delta fpF = fpj(1 - e^{-(k*x+\mu*\alpha)}) \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

**Tabla 32. Pérdida de pretensado por fricción.**

<b>X</b>	<b>Cable</b>
0.00	0.00
0.99	19.15
4.00	77.24
8.00	154.05
12.00	230.43
16.00	306.40
20.00	381.95
24.00	383.04
28.00	379.76
32.00	376.49
36.00	373.21
40.00	369.93
<b><math>\Delta fpF =</math></b>	<b>381.95 kg/cm<sup>2</sup></b>

## 2. Pérdida por acuñaamiento



**CABLE 1**

Nota:

Se deberá verificar si es que la longitud de acuñaamiento "x acuña." llega centro luz o no, es decir:  $x \text{ acuña.} \geq L/2$

$$x_{\text{acuña.}} = \sqrt{\frac{\Delta L * E_s}{\Delta f_{pf}}}$$

$$x_{\text{acuña.}} = 21.62 \text{ m}$$

**En centro luz SI afecta el acuñaamiento**

Entonces: 
$$\Delta f_{pa} = \frac{\Delta L}{L} * E_s \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Donde:

$\Delta L = 0.60 \text{ cm}$       Valor de deslizamiento recomendado para anclajes FREYSSINET

$L = 4,000.00 \text{ cm}$

$E_s = 1,970,000.00 \text{ kg/cm}^2$

Entonces:

$$\Delta f_{pa} = 546.77 \text{ kg/cm}^2$$

**CABLE 2**

Nota:

Se deberá verificar si es que la longitud de acuñaamiento "x acuña." llega centro luz o no, es decir:  $x \text{ acuña.} \geq L/2$

$$x_{\text{acuña.}} = \sqrt{\frac{\Delta L * E_s}{\Delta f_{pf}}}$$

$$x_{\text{acuña.}} = 24.88 \text{ m}$$

**En centro luz SI afecta el acuñaamiento**

Entonces:  $\Delta_{f_{pa}} = \frac{\Delta L}{L} * E_s \quad (\text{Kg/cm}^2)$

Donde:

$\Delta L = 0.60 \text{ cm}$       Valor de deslizamiento recomendado para anclajes  
FREYSSINET

$L = 4,000.00 \text{ cm}$

$E_s = 1,970,000.00 \text{ kg/cm}^2$

Entonces:

$\Delta_{f_{pa}} = 295.50 \text{ kg/cm}^2$

### 3. Pérdida por acortamiento elástico

$$\Delta_{fpES} = K_{es} * E_s * \frac{f_{cgp}}{E_{ci}}$$

$$f_{cgp} = K_{cir} * f_{cpi} - f_g$$

$$K_{es} = \frac{N - 1}{2N} \quad f_{cpi} = \left| -\frac{P_{pi}}{A_c} - \frac{P_{pi} * e^2}{I_c} \right|$$

$$f_g = \left| +\frac{M_o * e}{I_c} \right|$$

$K_{es} = 0.3$       Entre 0 y 0.5

$E_s = 1,970,000.00 \text{ kg/cm}^2$

$E_{ci} = 237,917.63 \text{ kg/cm}^2$

Donde:

$K_{es}$  = Para elementos postesados en los cuales los cables se tesan secuencialmente. Para otros procedimientos  $K_{es}$  varía entre 0 y 0.5

$E_{ci}$  = Módulo de elasticidad del hormigón el día de tesado.

$f_{cgp}$  = Tensión de compresión neta en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, inmediatamente después de aplicar el pretensado al hormigón.

$K_{cir}$  = 1 para elementos postesados

0.9 Para elementos pretensados

$f_{cpi}$  = Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, debido a la fuerza de pretensado inicial " $P_{pi}$ ".

$f_g$  = Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, debido al peso de la estructura en el momento en el que se aplica el pretensado.

Entonces:

$$f_g = 77.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cpi} = 140.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = 62.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = 173.34 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4. Pérdida por fluencia lenta del hormigón

$$\Delta f_{pCR} = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds})$$

Donde:

**$K_{cr}$**  = 1.6 para elementos postesados  
2 para elementos pretesados

**$f_{cds}$**  = Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, debido a todas las cargas permanentes sobrepuestas que se aplican al elemento una vez que ha sido pretensado. Se entiende como "cargas permanentes sobrepuestas" a aquellas que permanecerán en la estructura por tiempos prolongados, son generalmente las concargas más una fracción de las sobrecargas que se suponen que actuarán permanentemente sobre la estructura (entre el 15% al 40% de la sobrecarga de diseño).

Entonces:

$$K_{cr} = 1.6$$

$$E_s = 1,970,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 299,102.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$e_{\infty} = 112.32 \text{ cm}$$

$$I_{\infty} = 52,927,177.78 \text{ cm}^4$$

$$f_{cir} = 62.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cds} = M_{DC} + 0.15 * (M_{LL+IM+PL+SC})$$

$$M_{cds} = 51,438,258.20 \text{ kg-cm}$$

$$f_{cds} = \frac{M_{cds} * e_{\infty}}{I_{\infty}}$$

$$f_{cds} = 109.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds})$$

$$\Delta f_{pCR} = 488.50 \text{ kg/cm}^2$$

### 5. Pérdida por contracción del hormigón

para elementos postesados

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

donde:

H = Humedad relativa ambiente media alrededor del elemento de hormigón

H = 70 Un valor promedio para la ciudad de Tarija

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85 * H) * 10,1972 = \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta f_{pCR} = 341.61 \text{ Kg/cm}^2$$

### 6. Pérdida por relajación de los cables

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

Donde:

$\Delta F_{pf}$  = pérdida por fricción

$\Delta F_{pCR}$  = Pérdida de tensión debido a la fluencia lenta del hormigón

$\Delta F_{pSR}$  = Pérdida de tensión debido a la contracción del hormigón

$\Delta F_{pES}$  = Pérdida de tensión debido al acortamiento elástico del hormigón

cable 2  $\Delta F_{pf} = 381.95 \text{ kg/cm}^2$

cable 1  $\Delta F_{pf} = 505.86 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta F_{pSR} = 488.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta F_{pCR} = 341.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta F_{pES} = 173.34 \text{ kg/cm}^2$$

cable 2  $\Delta F_{pf} = 317.18 \text{ kg/cm}^2$

cable 1  $\Delta F_{pf} = 317.15 \text{ kg/cm}^2$

**Tabla 33. Resumen de las pérdidas.**

Tipo de pérdida	Cable 1	Cable 2
	Perdidas (kg/cm <sup>2</sup> )	Perdidas (kg/cm <sup>2</sup> )
Fricción	505.86	381.95
Acuñamiento	546.77	295.50
Acortamiento Elástico	173.34	173.34



Fluencia Lenta	341.61	341.61
Contracción del H°	488.50	488.50
Relajación de los Cables	317.15	317.18
<b>Total</b>	2,373 kg/cm²	1,998 kg/cm²

$$\% \text{ pérdida} = \frac{\text{pérdida}_i}{f_{pj}}$$

Tipo de pérdida	Cable 1	Cable 2
	% pérdida	% pérdida
Fricción	0.0361	0.0272
Acuñamiento	0.0390	0.0211
Acortamiento Elástico	0.0124	0.0124
Fluencia Lenta	0.0243	0.0243
Contracción del H°	0.0348	0.0348
Relajación de los Cables	0.0226	0.0226
<b>Total</b>	0.1691	0.1424
Entonces el porcentaje de pérdidas es:		<b>0.17%</b>

Fuente: Elaboración propia.

### VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS DE LAS FIBRAS CRÍTICAS.

En  $t = 0$

Datos:

$$A_0 = 7,000.00 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 30,520,000.00 \text{ cm}^4$$

$$C_{10} = 90.50 \text{ cm}$$

$$C_{20} = 92.40 \text{ cm}$$

$$e_0 = 71.40 \text{ cm}$$

$$M_0 = 33,033,264.32 \text{ kg-cm}$$

$$f'_{ci} = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_0 = 510,713.02 \text{ kg}$$

**Fibra superior**

$$-\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 * e_0 * c_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq 0.8 * \sqrt{f'_{ci}}$$

$$-62.78 \text{ kg/cm}^2 \leq 12.52 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Ok cumple!}$$

### Fibra Inferior

$$\frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 * e_0 * c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq -0.6 * f'_{ci}$$

$$-83.35 \text{ kg/cm}^2 \geq -147.00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Ok cumple!}$$

En  $t = \infty$

#### Datos:

$$A_{\infty} = 9,323.79 \text{ cm}^2$$

$$I_{\infty} = 52,927,177.78 \text{ cm}^4$$

$$c_{1\infty} = 96.08 \text{ cm}$$

$$c_{2\infty} = 116.82 \text{ cm}$$

$$e_{\infty} = 95.82 \text{ cm}$$

$$M_t = 67,877,223.55 \text{ kg-cm}$$

$$f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = 0.83$$

$$P_0 = 510,713.02 \text{ kg}$$

### Fibra superior

$$-\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{\eta * P_0 * e_{\infty} * c_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta * P_0}{A_{\infty}} \geq -0.45 * f'_c$$

$$-94.91 \text{ kg/cm}^2 \geq -110.25 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Ok cumple!}$$

### Fibra Inferior

$$\frac{M_T * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta * P_0 * e_{\infty} * c_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta * P_0}{A_{\infty}} \leq 1.6 * \sqrt{f'_c}$$

$$14.56 \text{ kg/cm}^2 \leq 25.04 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{¡Ok cumple!}$$

## DISEÑO A CORTANTE.

### Longitud del puente:

$$L = 40,000.00 \text{ mm}$$

### Altura de la viga::

$$h_{\text{viga}} = 1,979.00 \text{ mm}$$

### Resumen de momentos flectores:

$$M_{DC \text{ viga}} = 3,186,288,000.00 \text{ N-mm}$$

$$M_{DL} = 3,472,467,629.79 \text{ N-mm}$$

### Resumen de momentos flectores:

$$q_{DL} = 17.36 \text{ N/mm}$$

$$q_{DC \text{ viga}} = 15.9314400 \text{ N/mm}$$

### Cortantes en la viga:

Para elementos de H<sup>o</sup>P<sup>o</sup> se permite calcular el "Vu" para una distancia "h viga/2" medida desde la cara del apoyo.

**Tabla 34. Cortantes a lo largo de la viga**

X (mm)	V <sub>DC viga</sub> (N)	V <sub>DL</sub> (N)
0.00	318628.80	347246.76
989.50	302864.64	330066.73
20000.00	0.00	0.00
39010.50	-302864.64	-330066.73
40000.00	-318628.80	-347246.76

Fuente: Elaboración propia.

Entonces el cortante para una distancia "h viga/2":

**Tabla 35. Cortante a una distancia igual a h viga/2**

X (mm)	V <sub>DC viga</sub> (N)	V <sub>DL</sub> (N)
989.50	302864.64	330066.73

Fuente: Elaboración propia.

### Momentos en la viga:

**Tabla 36. Momentos a lo largo de la viga**

X (mm)	M <sub>DC viga</sub> (N-mm)	M <sub>DL</sub> (N-mm)
0.00	0.00	0.00
989.50	3.075E+08	3.351E+08
20000.00	3.186E+09	3.472E+09
40000.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 37. Momento a una distancia igual a h viga/2**

X (mm)	M <sub>DC viga</sub> (N-mm)	M <sub>DL</sub> (N-mm)
989.50	3.075E+08	3.351E+08

Fuente: Elaboración propia.

$$M_u = 1.25(M_{DC}) + 1.75(M_{LL}) = 927,206,954 \text{ N-mm}$$

$$V_u = 1.25(V_{DC}) + 1.75(V_{LL}) = 927,206.95 \text{ N}$$

**Tabla 38. Solicitaciones a una distancia igual a h viga/2**

X (mm)	M <sub>DL</sub> (N-mm)	V <sub>DL</sub> (N)	V <sub>U</sub> (N)	V <sub>DC viga</sub> (N)
989.50	3.35E+08	330066.73	8.81E+05	3.0E+05

Fuente: Elaboración propia.

**Cortante de agrietamiento por cortante y flexión**

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_{DCviga} + \frac{V_{DL} M_{cre}}{M_{DL}} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{7} b_w d$$

Donde:

$$M_{cre} = \left( \frac{I}{yt} \right) \left( \frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$f_{pe} = \left| -\frac{Pe * e * c_2}{I} - \frac{Pe}{A} \right|$$

$$f_d = \left| \frac{M_o * e}{I} \right|$$

$$d_{p1} = c_{1\infty} + e_{\infty}$$

$$d_{p2} = 0.8 * h_{viga}$$

$$d_p \geq 0.8 * h_{viga}$$

Entonces:

$$f'c = 35.00 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 203.00 \text{ mm}$$

$$d_{p1} = 1,619.00 \text{ mm}$$

$$d_{p2} = 1,583.20 \text{ mm}$$

$$d_p \text{ adoptado} = 1,619.00 \text{ mm}$$

$$V_{DCviga} = 302,864.64 \text{ N}$$

$$x = 0.990 \text{ m}$$

$$V_i = V_{DL} = 330,066.73 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
M_{DL} &= 335,100,850.35 \text{ N-mm} \\
e &= 958.25 \text{ mm} \\
I &= 529,271,777,829.64 \text{ mm}^4 \\
A &= 932,379.00 \text{ mm}^2 \\
C_2 &= 1,168.25 \text{ mm} \\
P_e &= 4,162,654.10 \text{ N} \\
y_t &= 1,168.25 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned}
f_d &= \left| \frac{M_o * c}{I} \right| = 7.03 \text{ N/mm}^2 \\
f_{pe} &= \left| -\frac{P_e * e * c_2}{I} - \frac{P_e}{A} \right| = 13.27 \text{ N/mm}^2 \\
M_{cre} &= \left( \frac{I}{y_t} \right) \left( \frac{\sqrt{f_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right) = 4,165,352,693.16 \text{ N-mm}
\end{aligned}$$

Luego:

$$\begin{aligned}
V_{ci} &= \frac{\sqrt{f_c}}{20} * b_w * d_p + V_{DCviga} + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq \frac{\sqrt{f_c}}{7} b_w d_p \\
4,502,860.52 \text{ N} &\geq 277,765.86 \text{ N} \quad ;\text{OK!}
\end{aligned}$$

$$V_{ci} = 4,502,860.5 \text{ N}$$

**Cortante por agrietamiento por cortante en el alma (Vcw)**

$$V_{cw} = (0.3\sqrt{f_c} + 0.3f_{pe}) * b_w * d_p + V_p$$

Ecuación de la trayectoria del centro de gravedad de los cables:

$$\begin{aligned}
y &= 0.0024x^2 + -0.096x + 1.17 \\
y' &= 0.005x + -0.0958
\end{aligned}$$

Para :

$$\begin{aligned}
x &= 0.99 \text{ m} \\
y' &= 0.0934 \text{ rad} \\
\alpha &= y' = 5.35^\circ
\end{aligned}$$

Datos:

$$\begin{aligned}
f_c &= 35.00 \text{ N/mm}^2 \\
b_w &= 203.00 \text{ mm} \\
d_p \text{ adoptado} &= 1,619.00 \text{ mm} \\
V_p &= P_e * \text{sen}(\alpha) = 388,331.31 \text{ N} \\
f_{pc} &= \frac{P_e}{A} = 4.46 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

Entonces:

$$V_{cw} = 1,411,831.45 \text{ N}$$

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal, la resistencia nominal a cortante proporcionada por el hormigón "Vc" es el menor valor entre

$$V_c = 1,411,831.45 \text{ N}$$

#### Diseño del refuerzo para cortante:

$$V_u = 881,333.39 \text{ N}$$

$\phi = 0.9$  Factor de reducción de resistencia para el cortante (Sección 5.5.4)

1 :

$$\begin{array}{l} \text{Si} \\ 881,333.39 \text{ N} \end{array} < \begin{array}{l} V_u \\ < \end{array} \begin{array}{l} 0.5 * \phi * V_c \\ 635,324.15 \text{ N} \end{array} \quad \text{no cumple}$$

2 :

$$\begin{array}{l} \text{Si} \\ 635,324.15 \text{ N} \end{array} < \begin{array}{l} 0.5 * \phi * V_c \\ < \end{array} \begin{array}{l} V_u \\ 881,333.39 \text{ N} \end{array} < \begin{array}{l} \phi V_c \\ 1,270,648.31 \text{ N} \end{array} \quad \text{cumple}$$

3 :

$$\begin{array}{l} \text{Si} \\ 881,333.39 \text{ N} \end{array} > \begin{array}{l} V_u \\ > \end{array} \begin{array}{l} \phi V_c \\ 1,270,648.31 \text{ N} \end{array} \quad \text{no cumple}$$

Entonces:

2 TEORICAMENTE NO SE NECESITA REFUERZO POR CORTANTE, A PESAR DE ELLO SE DEBE COLOCAR UN AREA MINIMA,  $A_{vmin}$  DE ACUERDO A LAS PRESCRIPCIONES DEL CODIGO

#### Cálculo de la armadura de refuerzo "Av" mínimo

Donde:

$$f_{yt} = 400.00 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 203.00 \text{ mm}$$

$$s = 300.00 \text{ mm}$$

$$f_c = 35.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Entonces: } A_{v_{\min}} \geq 0,083 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \quad \text{A.5.8.2.5}$$

$$A_{v_{\min}} = 74.76 \text{ mm}^2$$

#### b) Diseño a torsión

Se verificara si el momento torsor mayorado es menor que 0,25 del momento de figuración, en este caso provocara una pequeña reducción de la capacidad de corte o la capacidad flexional puede ser despreciado o lo contrario es necesitara una armadura transversal como indica el articulo 5.8.2.1

**Análisis de cargas actuantes**

**Peso propio del ala**

$Q_c = 3.48 \text{ kg/cm}$

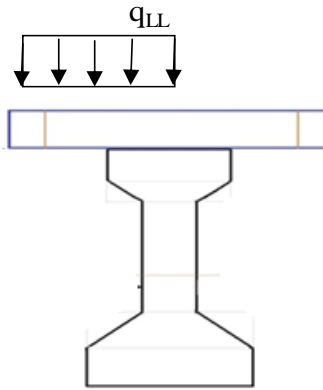
**Reacción de la baranda**

$R_b = 44.16 \text{ kg}$

**Carga viva**

Sobre carga peatonal  $4,1 \times 10^{-3} \text{ Mpa}$

$q_{LL} = 83.59 \text{ kg/cm}^2$  (valor max. si esta cargado un lado de la losa)

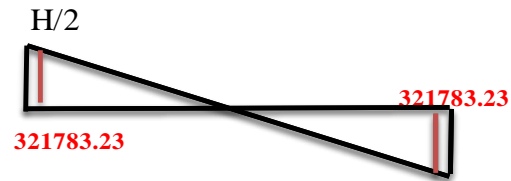


**Momento Torsor**

$T_{DC} = 0 \text{ kg-cm}$

$T_{max} = 338,532.11 \text{ kg-cm}$

$T_{h/2} = 321,783.23 \text{ kg-cm}$



**Momento ultimo**

Resistencia I = 1.25 DC + 1.75PL

$T_u = 563,120.66 \text{ kg-cm}$

**Verificación por análisis de torsión**

$T_u \geq 0,25 * \phi * T_{cr}$

$T_{cr} = \phi * 0.265 * \sqrt{f'_c} * \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) * \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}}}$

**Datos**

$A_{cp} = 9,323.79 \text{ cm}^2$

$P_{cp} = 563.00 \text{ cm}$

$f_{pc} = 45.51 \text{ kg/cm}^2$

$T_{cr} = 1,276,474.18 \text{ kg-cm}$

$T_u = 563,120.66 \text{ kg-cm} > 287,206.68948 \text{ kg-cm}$

Como  $T_u$  es  $>$  la viga debe ser analizada por torsión, la misma tendrá armadura de corte y torsión.

**Diseño de armadura por torsión**

$f'c = 350.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $A_{oh} = 1,916.58 \text{ cm}^2$   
 $s = 30.00 \text{ cm}$   
 $Fy = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $Tu = 563,120.66 \text{ kg-cm}$

$$Tc \geq \frac{Tu}{\phi}$$

**Ts = 625689.62 Kg**

El espaciamiento S debe coincidir con el espaciamiento adoptado para el diseño

por corte.

$$A_{\tau} = \frac{T_s * s}{2 * (0.85 * A_{oh}) * Fy}$$

**A<sub>τ</sub> = 1.37 cm<sup>2</sup>**

**Disposición de armadura de Corte y Torsión**

La armadura total transversal es la suma de las armaduras calculadas para corte y torsión con un mismo espaciamiento siendo la siguiente:

Armadura por corte: 0.75 cm<sup>2</sup>  
 Armadura por torsión: 1.37 cm<sup>2</sup>  
 Espaciamiento: 30.00 cm

**Armadura total transversal 2.12 cm<sup>2</sup>**

**Tabla 39. Armadura de corte.**

Nº piernas	φ (mm)	A. unitaria (mm <sup>2</sup> )	Av (mm <sup>2</sup> )
2	10	78.540	157.08
2	12	113.097	226.195
2	16	201.062	402.124
2	18	254.469	508.938

Fuente: Elaboración propia.

<b>Ø</b>	<b>12 mm</b>	<b>c/</b>	<b>30.00 mm</b>
----------	--------------	-----------	-----------------



## DISEÑO DE ARMADURA PASIVA.

Para la determinación de la armadura pasiva, primero se verificará en el estado límite de Resistencia I si es que el momento resistente de la viga preesforzada, luego de efectuadas todas las pérdidas, es capaz o no de resistir el momento último de resistencia.

Momentos en estado de servicio en centro luz:

$$\begin{aligned}M_{DC \text{ losa}} &= 14,400,000.00 \text{ kg-cm} \\M_{DC \text{ viga + trans.}} &= 33,033,264.32 \text{ kg-cm} \\M_{LL+ \text{ baran}} &= 20,443,959.23 \text{ kg-cm}\end{aligned}$$

Momento de Resistencia I en centro luz:

$$M_{\text{Resistencia I}} = 1.25(M_{DC}) + 1.75(M_{LL}) = 94,516,509.04 \text{ kg-cm}$$

Longitud efectiva de cálculo:

$$L = 4,000.00 \text{ cm}$$

Momento resistente de la viga:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right)$$

Donde:

$$\begin{aligned}k &= 0.28 && \text{Tabla C5.7.3.1.1.1} \\ &&& \text{para cables de baja relajación} \\ d_p &= 161.90 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y - A'_s * f'_y}{0.85f'_c \beta_1 b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad \text{Art.5.7.3.1.1.-4}$$

Donde:

$$\begin{aligned}A_{ps} &= 36.40 \text{ cm}^2 \\ f_{pu} &= 18,960.24 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c &= 245.00 \text{ kg/cm}^2 \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 280}{70}\right) \geq 0.65 \\ \beta_1 &= 0.9 \\ b &= \text{Ancho efectivo para la viga exterior}\end{aligned}$$

Como hipótesis de diseño, se asumirá que la viga trabaja como viga rectangular y posteriormente se verificará dicha hipótesis.

Además no se dispondrá de armadura no tesa de compresión ni tracción.

Cálculo del ancho efectivo para la viga interior (Art. 4.6.2.6.):

$$h_f = 15.00 \text{ cm}$$

$$b_{\text{sup}} = 200.00 \text{ cm}$$

$$b_{e_{\text{interior}}} < \begin{cases} \frac{L_{\text{efectiva}}}{4} = 1,000 \text{ cm} \\ 12h_f + \frac{b_{\text{sup}}}{2} = 280.00 \text{ cm} \\ b_{e_{\text{interior}}} = 280.00 \text{ cm} \end{cases}$$

Cálculo del ancho efectivo para la viga exterior:

$$b_{e_{\text{exterior}}} = \frac{b_{e_{\text{interior}}}}{2} + < \begin{cases} \frac{L_{\text{efectiva}}}{8} = 500.00 \text{ cm} \\ 6h_f + \frac{b_{\text{sup}}}{4} = 140.00 \text{ cm} \\ \text{Ancho de vuelo} = 46.65 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_{e_{\text{exterior}}} = 186.65 \text{ cm}$$

Entonces:

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu}}{0.85f'_c \beta_1 b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = 19.60 \text{ cm}$$

Alto del ala superior de la viga:  $d_1 = 15.00 \text{ cm}$

Altura equivalente de losa:  $h_e = \frac{E_{\text{losa}}}{E_{\text{viga}}} * h_f = 11.62 \text{ cm}$

$$c < h_e + d_1$$

$$19.60 \text{ cm} < 26.62 \text{ cm} \quad \text{Trabaja como viga rectangular}$$

Luego:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 18,317.41 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a la flexión:

Cuando  $A_s = 0$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Art.5.7.3.2.2}$$
$$a = \beta_1 c = 17.15 \text{ cm}$$

Entonces:

$$M_n = 102,228,827.25 \text{ kg-cm}$$

Luego:

$$M_u \geq \phi M_n$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$M_u = 92,005,944.52 \text{ kg-cm}$$

$$M_u \geq M_{\text{Resistencia I}}$$

$$92,005,944.52 \text{ kg-cm} \geq 94,516,509.04 \text{ kg-cm}$$

El momento máximo de Resistencia I no es resistido por la viga

### Armadura mínima

$$A_{\min} = 0,004 * A$$

A= Área de la sección bruta de concreto en el centro de gravedad y la fibra traccionada

$$A = 2,371.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 9.49 \text{ cm}^2$$

**Tabla 40. Armadura a flexión.**

N°	$\phi$ (mm)	A. unitaria (mm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )
4	20	314.159	12.57
2	25	490.874	9.82

Fuente: Elaboración propia.

## ARMADURA DE PIEL

Se considerara colocar de manera constructiva la armadura de piel, ademas desempeña el papel de armadura longitudinal por torsion de manera que su disposicion será la siguiente:

<b>Ø</b>	<b>10 mm</b>	<b>c/</b>	<b>30.00 cm</b>
----------	--------------	-----------	-----------------

### 4.3 Comparación técnica y económica viga perfil T vs perfil I.

#### Comparación económica

Se realizará la comparación económica entre la viga perfil T vs I, referida a la cantidad y precios de materiales utilizados.

A continuación, se describe en una tabla la comparación de las alternativas en estudio.

#### PRECIO GENERAL DISEÑADO CON VIGA T

N°	NOMBRE DE ACTIVIDAD	Unidad	Cantidad	Precio unitario. (Bs.)	Precio total. (Bs.)
1	Volumen de H° de la viga $f'c = 350$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> .	27.26	2693.91	73446.88
2	Cables para pretensado	m.	840.00	21.82	18328.39
3	Vainas de chapa corrugada	m.	80.00	45.96	3676.83
4	Conos de anclaje c/accesorios	pza.	4.00	1972.31	7889.25
5	Tesado de cables	m.	80.00	51.25	4100.24
6	Inyección de lechada de cemento	m.	80.00	84.58	6766.78
7	Lanzamiento de viga	m.	40.00	1180.94	47237.65
8	Acero estructural superestructura	kg.	2,215.15	15.12	33486.60
COSTO DE LA VIGA T					<b>194932.63</b>
<b>Son: Ciento Noventa y Cuatro Mil Novecientos Treinta y Dos con 63/00 Bolivianos</b>					

### PRECIO GENERAL DISEÑADO CON VIGA I

Nº	NOMBRE DE ACTIVIDAD	Unidad	Cantidad	Precio unitario. (Bs.)	Precio total. (Bs.)
1	Volumen de H° de la viga f 'c =350 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> .	28.48	2693.914	76714.47
2	Volumen de H° de la losa f 'c =210 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> .	12.00	2370.25	28442.99
3	Cables para pretensado	m.	1040.00	21.82	22692.30
4	Vainas de chapa corrugada	m.	80.00	45.96	3676.83
5	Conos de anclaje c/accesorios	pza.	4.00	2366.78	9467.10
6	Tesado de cables	m.	80.00	51.25	4100.24
7	Inyección de lechada de cemento	m.	80.00	84.58	6766.78
8	Lanzamiento de viga	m.	40	1417.13	56685.18
9	Acero estructural superestructura + losa	kg.	3157.72	15.12	47735.45
<b>COSTO DE LA VIGA</b>					<b>256281.35</b>
<b>Son: Doscientos Cincuenta y Seis Mil Doscientos Ochenta y Uno con 35/00 Bolivianos</b>					

#### Comparación técnica

Se realizará la comparación técnica entre la viga perfil T vs I, referido a un análisis estructural

#### CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA VIGA T

Nº	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad
1	Esfuerzo a flexión	Kg/cm <sup>2</sup> .	7.47
2	Peso propio	Tn.	63.25
3	Altura de la viga + losa	m.	1.95
4	Fuerza de pretensado requerido	Tn.	412.50
5	Pérdida de pretensado	%	17.42
6	Deformación lineal	mm.	12.96
7	Resistencia nominal al cortante	Tn.	153.42
8	Resistencia nominal a flexión.	Tn*m.	+86.49

### CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA VIGA I

Nº	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad
1	Esfuerzo a flexión	Kg/cm <sup>2</sup> .	123.21
2	Peso propio	Tn.	94.87
3	Altura de la viga + losa	m.	1.98
4	Fuerza de pretensado requerido	Tn.	510.71
5	Pérdida de pretensado	%	16.91
6	Deformación lineal	mm.	12.96
7	Resistencia nominal al cortante	Tn.	143.92
8	Resistencia nominal a flexión.	Tn*m.	-25.11

### VARIACIÓN PORCENTUAL EN PRECIO CON RESPECTO A LA ALTERNATIVA GANADORA.

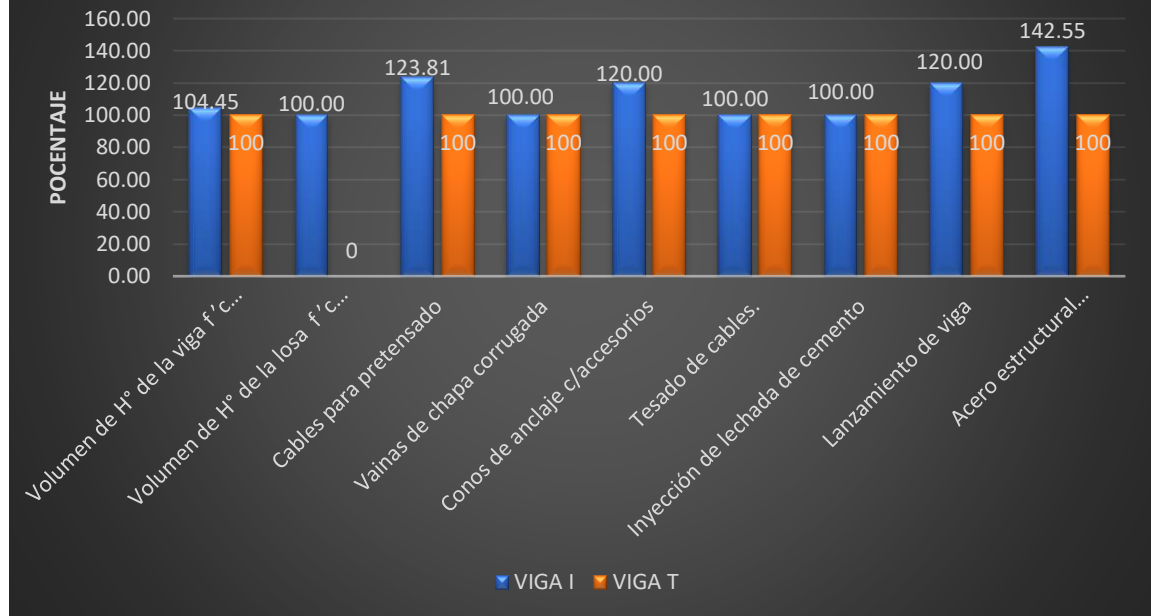
Nº	NOMBRE DE ACTIVIDAD	Unidad	Viga T	Viga I
1	Volumen de H° de la viga f 'c =350 kg/cm <sup>2</sup>	%	100.00	104.45
2	Volumen de H° de la losa f 'c =210 kg/cm <sup>2</sup>	%	-	100.00
3	Cables para pretensado.	%	100.00	123.81
4	Vainas de chapa corrugada.	%	100.00	100.00
5	Conos de anclaje c/accesorios.	%	100.00	120.00
6	Tesado de cables.	%	100.00	100.00
7	Inyección de lechada de cemento.	%	100.00	100.00
8	Lanzamiento de vigas.	%	100.00	142.55
9	Acero estructural superestructura + losa.	%	100.00	142.55

**VARIACIÓN PORCENTUAL TÉCNICA CON RESPECTO A LA ALTERNATIVA GANADORA.**

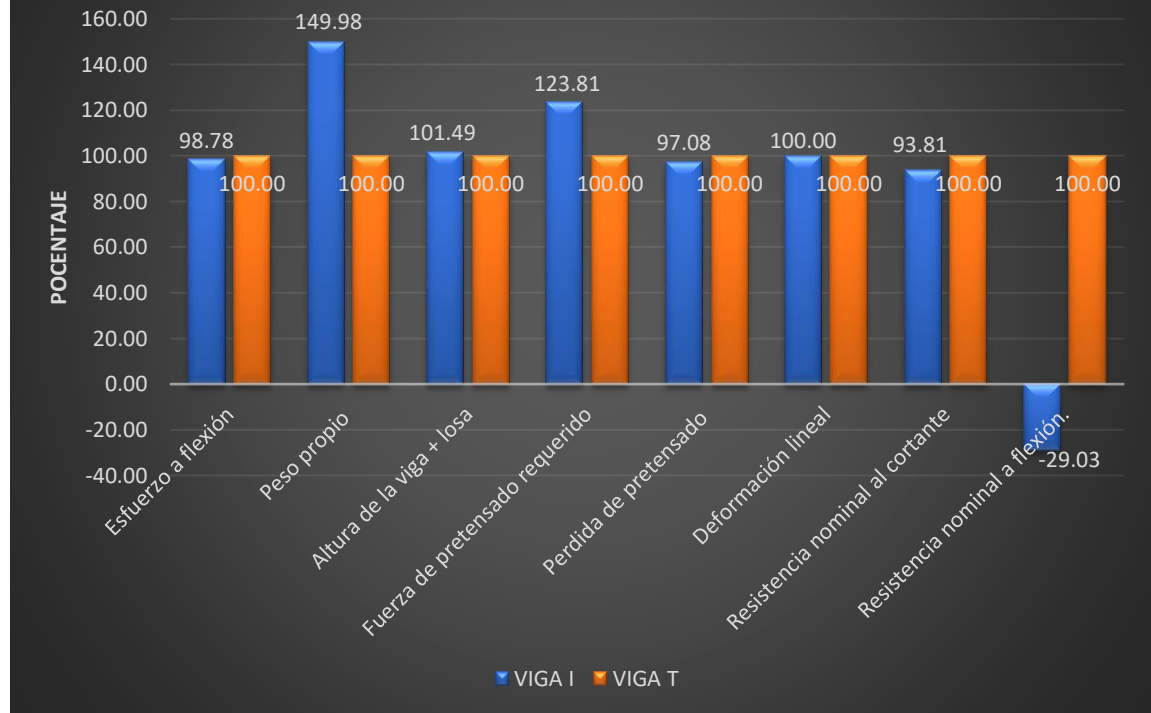
<b>Nº</b>	<b>NOMBRE DE ACTIVIDAD</b>	<b>Unidad</b>	<b>Viga T</b>	<b>Viga I</b>
1	Esfuerzo a flexión	%	100.00	98.78
2	Peso propio	%	100.00	149.98
3	Altura de la viga + losa	%	100.00	101.49
4	Fuerza de pretensado requerido	%	100.00	123.81
5	Pérdida de pretensado	%	100.00	97.08
6	Deformación lineal	%	100.00	100.00
7	Resistencia nominal al cortante	%	100.00	93.81
8	Resistencia nominal a flexión.	%	100.00	-29.03

Aquí se refleja la variación porcentual entre las alternativas haciendo referencia al 100% entre la alternativa ganadora (viga perfil T).

## ANALISIS PORCENTUAL DEL PRECIO DE CADA ALTERNATIVA



## ANALISIS PORCENTUAL TECNICO DE CADA ALTERNATIVA





#### 4.4 Conclusiones sobre el aporte

Una vez realizada la comparación técnica y de costo se pudo apreciar que la alternativa más viable para la pasarela es el perfil tipo T por los siguientes aspectos:

- La diferencia de precio de construcción entre las vigas es de 61348.72 Bs. por ello el aspecto económico es un principal factor en la construcción de un proyecto al momento de decidir por una alternativa por lo que requiere de menor cantidad de materiales, trabajos ejecutados y tiempo de ejecución.
- Otro aspecto de relevancia de acuerdo a los cálculos obtenidos a considerar en la viga perfil I, es el tipo de anclaje ya que en nuestro medio el número comercial para un anclaje es de 12 torones; en el caso de la viga perfil I se obtuvo como resultado del cálculo utilizar dos anclajes de 13 torones el cual se podría obtener mediante un pedido especial, el mismo incrementaría el costo del proyecto.
- Otra diferencia técnica eficiente en la viga de sección T es el comportamiento a flexión debido a las dimensiones óptimas de sus elementos obteniendo así una eficiente relación entre la inercia, área y peso de la estructura en comparación con la otra alternativa.
- Otra diferencia de importancia a favor de la viga perfil T es que el ala actúa como losa de la pasarela reduciendo así el peso de la misma y por ello el esfuerzo al que será sometida la viga; así también se reduce la cuantía de acero por ello el material y tiempo de armado; como también se reduce material y tiempo en el encofrado. Así también se reduce el volumen de hormigón y por ende el costo total del diseño por todo lo anterior ya mencionado.

## CONCLUSIONES GENERALES

Una vez concluido el diseño del presente proyecto **DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PASARELA SOBRE EL RÍO QUEBRADA HONDA** se pudo apreciar las siguientes conclusiones:

- Se pudo apreciar que los valores obtenidos de caudal máximo mediante métodos probabilísticos y los programas utilizados para su verificación (Hidropesía, HEC-HMS) se encuentran relativamente cercanos entre sí y en acuerdo lo que muestra el perfil transversal de río por ello se utilizó el valor máximo de todos los métodos utilizados.
- Se determinó utilizar un periodo de retorno  $T=100$  años para el cálculo hidrológico, de tal manera obtener un borde libre de 1 m y así brindar seguridad a los elementos estructurales de la pasarela a una posible crecida extraordinaria, como también se realizó el cálculo hidrológico para un periodo de retorno  $T=150$  años como verificación para apreciar que el tirante obtenido no sobrepase la mitad del borde libre de la superestructura.
- Se determinó la profundidad de fundación del estribo en función a la recomendación obtenida por el estudio de suelo realizado, que nos indican que a poca profundidad se encuentra roca lo cual nos recomienda utilizar un esfuerzo admisible del suelo  $\geq 3\text{kg/cm}^2$  siendo óptimo el emplazamiento elegido de la fundación.
- Se considera la ubicación del puente como única debido a que el eje del emplazamiento colinda con un camino existente tanto en el margen derecho como izquierdo del río, así también es de conformidad de los beneficiarios del presente diseño.
- De acuerdo al cálculo estructural se puede apreciar que el Hormigón Pretensado es una excelente opción cuando se trata de cubrir luces de grandes longitudes; para el caso del presente proyecto es una alternativa viable la construcción de la pasarela sobre el río quebrada Honda.
- Antes de la ejecución del proyecto se recomienda que se realice una verificación de los volúmenes y precios de los materiales debido a la variación de los costos en relación al tiempo de ejecución.
- La pasarela y los accesos está diseñada para uso peatonal.