



CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES:

1.1.- Descripción del Problema.

En la actualidad existe el servicio de transporte de buses y automóviles, tanto públicos como privados que realizan su recorrido desde el centro de la ciudad como de los demás distritos hacia distintos lugares de la comunidad de Tablada la cual forma parte del distrito N° 12 que pertenecen los barrios de los Germán Busch, Miraflores, San Blas, por lo tanto la comunidad de Tablada tiene la necesidad de comunicarse por medio de otra ruta de acceso a la altura del barrio Luis de Fuentes para poder tener un mejor desarrollo y un crecimiento económico adecuado.

En ese entendido surge el inconveniente de no poder desplazarse en la vía actual con seguridad, rapidez y confort, creando incomodidades que son muy molestos para las personas que transitan por dicha carretera volviéndola insegura, porque con la rutas existentes que se cuenta actualmente es insuficiente; el puente a ser emplazado proporcionará una nueva ruta facilitando el flujo vehicular y peatonal.

Foto N° 1 Satelital Sobre la Quebrada Sagredo Comunidad Tablada-Luis de Fuentes Fuentes



Área Urbana Zona Senac



1.1.1.- Ubicación Geográfica del Proyecto

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

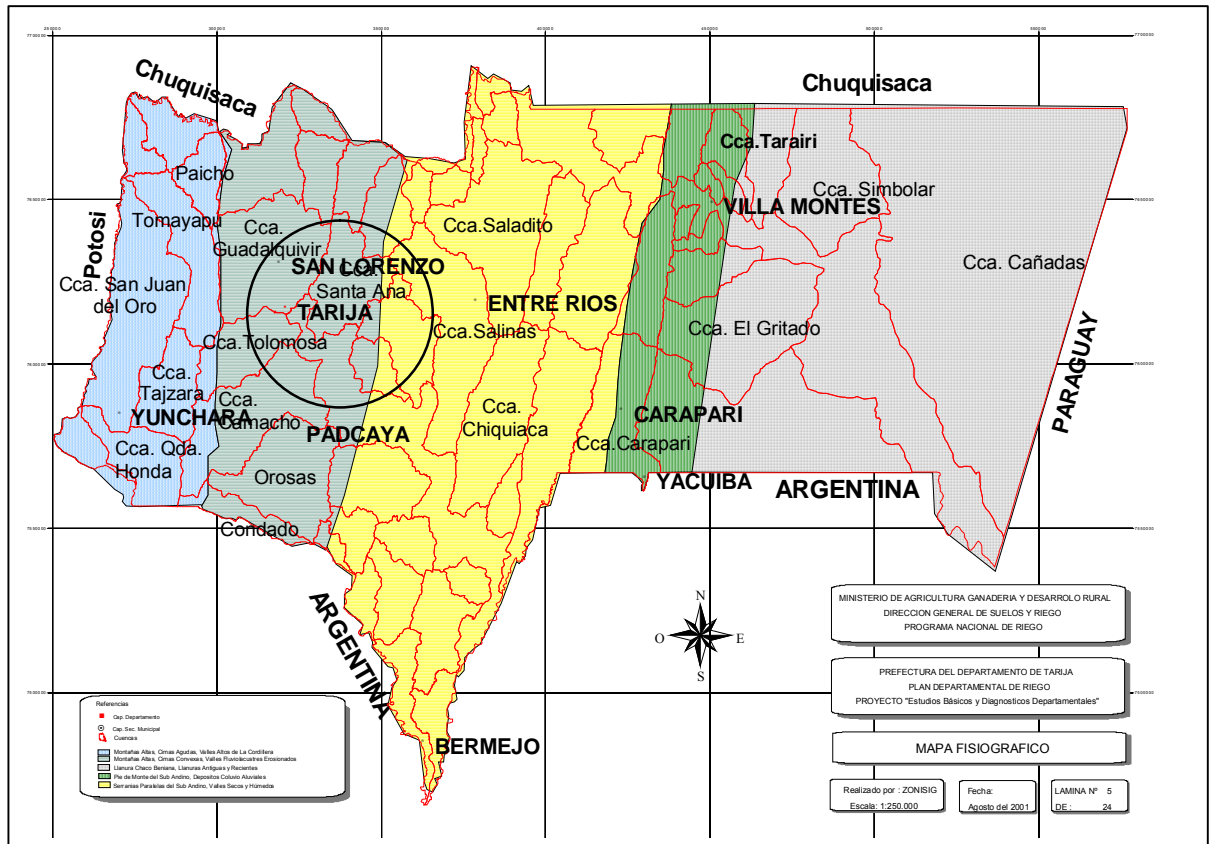
El proyecto “Diseño del Puente Sobre la Quebrada Sagredo entre la Comunidad de Tablada y barrio Luis de Fuentes” lo realizará en el municipio de Cercado del departamento de Tarija, beneficiando con el proyecto a la comunidad de Tablada, y a los distritos N° 12-13.

FOTO N° 2 Ubicación del Proyecto



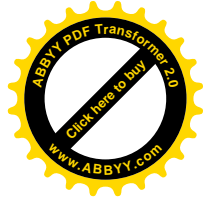


FOTO N° 3 Ubicación del Proyecto dentro del Departamento de Tarija.



Zona Senac distrito n° 12-13





La provincia Cercado es la capital del departamento de Tarija está ubicada en la parte nor-oeste del departamento, geográficamente se encuentra entre los 21°32'45.73" de latitud sur y los 64°44'49.53" de longitud oeste.

1.2.- ANTECEDENTES.

La comunidad de Tablada se encuentra vinculada con el centro de la ciudad por un camino de acceso de pavimento flexible de aproximadamente 3.5 Km hasta la Represa de San Jacinto lugar en el cual es frecuentada por turistas debido a su atractivo único, también a las comunidades aledañas por sus atractivos turísticos que presentan en la estación de verano.

Los distritos involucrados en el proyecto son el distrito N°12-13, por su crecimiento poblacional requieren de otras rutas como alternativa para mejorar su calidad de vida actual, debido a la falta de fluidez y seguridad, ya que tienen serias dificultades para trasladarse a unidades educativas, centros de salud y principalmente a centros de comercialización donde puedan vender sus productos y abastecerse de otros que requieren para cubrir sus principales necesidades.

Es en ese sentido que el presente proyecto surge de la necesidad que tienen los pobladores de la comunidad beneficiada de contar con una infraestructura que les permita integrarse con mayor facilidad al centro urbano.

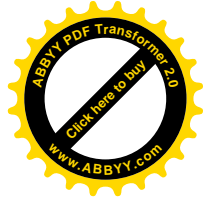
1.3.- OBJETIVOS

1.3.1.- Objetivo General

Diseñar y calcular estructuralmente el **“Puente Sobre la Quebrada Sagredo entre la Comunidad de Tablada - Barrio Luis de Fuentes”**, obra que permita salvar este obstáculo, natural, brindando la transitable permanente y segura de vehículos y peatones durante todo el año mejorando de esta manera las condiciones de vida y su desarrollo del Distrito n° 12-13.

1.3.2.- Objetivos Específicos.

Los Objetivos específicos planteados en la siguiente propuesta, son los siguientes:



- ✓ Contribuir a la cobertura del tráfico vehicular por medio de un nuevo acceso beneficiando especialmente a las personas del distrito 12 (Comunidad Tablada).
- ✓ Contribuir a mejorar los índices de desarrollo humano que se encuentran en la zona del proyecto.
- ✓ Procurar un tráfico vehicular durante los 365 días del año sin interrupciones debido al cuadal de crecidas por la quebrada.
- ✓ Contribuir a la satisfacción de los servicios de autotransporte que se ven limitados por la falta de un acceso a la zona mencionada.
- ✓ Diseñar una estructura moderna y cuidar el aspecto estético del puente, tratándose de un puente emplazado en el área urbana de la ciudad de Tarija.
- ✓ Realizar un estudio de alternativas del proyecto, tomando en cuenta la parte técnica y económica para obtener un estructura factible.
- ✓ Realizar los estudios básicos como ser estudio topográfico, hidrológico e hidráulico, geotécnico e impacto ambiental.

1.4. JUSTIFICACIÓN:

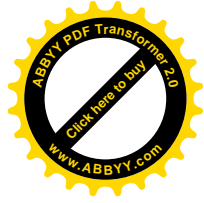
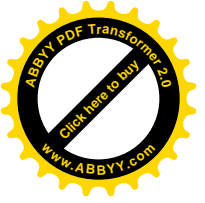
Las razones por las cuales se plantea el proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.4.1.- Justificación Académica.

Aplicar conocimientos adquiridos en el diseño de estructuras de hormigón Armado y Pretensado, los cuales nos permitirá realizar el diseño estructural del “Puente Vehicular Sobre la Quebrada Sagredo entre la Comunidad de Tablada-Barrio Luis de Fuentes” para optar al grado académico de Licenciatura de Ingeniería Civil.

1.4.2. Justificación Técnica.

Lo que se desea con el proyecto es mejorar el flujo vehicular inexistente por la falta de un nuevo acceso debido a la depresión natural del terreno producido por el cauce



de la quebrada Sagredo que se produce en épocas de lluvias, de esta manera se propone una nueva ruta transitable durante todo el año beneficiando a los distritos antes mencionados.

1.4.3. Justificación Social-Institucional.

Cooperar con la Sub Gobernación de la provincia Cercado con el cálculo estructural del puente vehicular Sobre la Quebrada Sagredo, garantizando una mayor transcibilidad con seguridad tanto vehicular como peatonal, dando una solución al objetivo planteado el cual en tiempo de lluvias la quebrada no presente mayores inconvenientes al flujo vehicular y peatonal evitando conflictos sociales e institucionales.

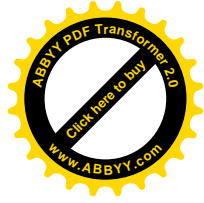
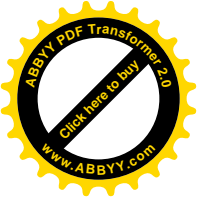
1.4.4. Justificación Ambiental.

El desarrollo del proyecto pretende evitar y mitigar en tanto y cuanto sea posible los efectos adversos que se desarrollen en la construcción de una nueva obra civil en general, haciendo que esta obra minimice los daños al medio ambiente, pues por lo descrito anteriormente, el realizar una nueva estructura provocaría efectos adversos al medio ambiente, por la gran cantidad de volúmenes de escombros que se desarrollarán por la demolición de estructuras provisionales, la producción de agentes atmosféricos nocivos a la salud durante su ejecución.

La nueva estructura no tendrá mayores reparos para poder actuar con el medio ambiente por el hecho de que se tomarán todas las medidas para mitigar esta nueva obra civil e interactuar con el medio que lo rodea, como la obstaculización del caudal en tiempo de crecidas.

1.5. ALCANCE DEL PROYECTO

- Los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (INE) del último censo realizado el 2001 se tiene detalles del movimiento peatonal, vehicular y otros, así como la población localizada en cada distrito de nuestro departamento.



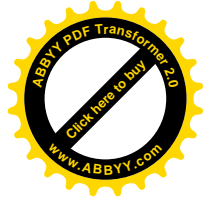
- Se determinarán en el cálculo hidrológico e hidráulico, las propiedades básicas de la cuenca, para así precisar el caudal máximo, y de esta manera establecer la altura máxima del tirante hidráulico. En la determinación de la socavación se calculará la socavación general, y local para determinar la socavación total y su cota de fundación.
- Se procederá a realizar una evaluación previa del estado actual del lugar donde será objeto de estudio para el emplazamiento del puente, ya que no se cuenta con equipos para realizar un estudio más a detalle y además no es de interés en este trabajo como prioridad básica e indispensable.
- Se determinará la mejor alternativa técnica y económica para el desarrollo del sistema estructural que mejor convenga a los intereses de la entidad promotora del proyecto.
- En el diseño estructural, tanto de la superestructura como de la infraestructura de la alternativa a desarrollar el puente, se limitará al cálculo estructural correspondiente, determinando las dimensiones, el área requerida de armadura tanto a flexión y corte de acuerdo a lo que corresponda en cada caso y según los planos correspondientes.
- Se realizaran las especificaciones técnicas para el proyecto en función a la elección de la alternativa que se decida como la que más convenga.
- Se determinará el presupuesto general y por ítem de la obra.

1.5.1. Selección de Alternativas.

Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, tales estudios como el topográfico, de suelos, hidrológico e hidráulico, se generarán alternativas de solución para un cruce entre 20 – 25 m de luz sobre la Quebrada Sagredo.

Las alternativas que se exponen se definirá a partir del:

- Aspecto Técnico.
- Aspecto Económico.
- Costo de Mantenimiento.



- Metodología de Construcción.
- Beneficio a los Usuarios, Daños y Perjuicios.

Se mencionarán propuestas de puentes tanto de hormigón armado, hormigón pretensado y puente en arco de hormigón armado con tablero inferior.

1.5.1.- Aspectos Técnicos

Datos de los aspectos técnicos que considera la luz de cálculo, aspecto hidráulico:

Alternativa 1: Puente de Vigas continuas de Hormigón Armado simplemente apoyada.

Esta alternativa consiste en ejecutar un puente con tablero de vigas de hormigón armado y losa de hormigón armado de un solo tramo, y dos estribos extremos de hormigón armado.

Cuadro 1.1 Características de la Alternativa 1 (aspecto técnico)

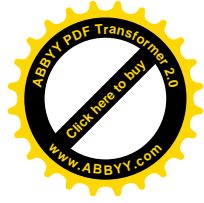
Luz de Cálculo	Observaciones	Conclusiones
L = 23 m	<ul style="list-style-type: none"> - Dos tramo de 11.5 m cada uno. - 2 estribos y una pila central. - Encausamiento con Gaviones 	<ul style="list-style-type: none"> - Luces factibles para vigas de hormigón armado - Estado hidráulico desfavorable con pila propensa a socavación por tanto mayor riesgo de colapso. - <i>Alternativa no recomendable</i>

Fuente: Elaboración propia

Alternativa 2: Puente de Vigas de Hormigón Pretensado un solo Tramo

Esta alternativa se basa en generar un balance entre el costo de la infraestructura y la superestructura, tomando en cuenta que el uso del hormigón pretensado permite cubrir luces mayores que el hormigón armado, reduciendo costos.

Esta alternativa se basa en el hecho de que en nuestro proyecto, la luz óptima a cubrirse con vigas pretensadas de inercia constante es de 23.00 metros, por lo que se necesitará un tramo soportado por tres vigas longitudinales. La estructura requiere



estar apoyada sobre dos estribos en los extremos que por la carga que reciben deben necesariamente ser diseñadas de hormigón armado.

Cuadro 1.2 Características de la Alternativa 2 (aspecto técnico)

Luz de Cálculo	Observaciones	Conclusiones
L = 23 m	<ul style="list-style-type: none">- Un solo tramo- Menor estrechamiento del cauce debido a la ausencia de pilas- Encausamiento con Gaviones	<ul style="list-style-type: none">- Luces recomendables hasta de 45 m- Estado hidráulico favorable debido a la inexistencia de pilas, la socavación por contracción no es tan grande como la local.- Se tendrá mayor revancha o borde libre sin obstrucción de palizada- <i>Posible Alternativa</i>

Fuente: Elaboración propia

Alternativa 3: Puente en Arco Tablero Inferior un solo tramo

Los arcos son estructuras esbeltas porque con ellas se pretende cubrir luces mucho mayores de alrededor de los 100 m, los materiales como el hormigón armado, pretensado se deben hacer un estudio muy cuidadoso de las solicitaciones.

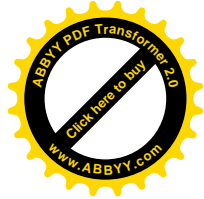
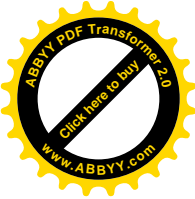
1.5.1.1 Elección de la mejor alternativa Aspecto Técnicos.

Observando los anteriores cuadros y la ingeniería básica, se concluye que las mejores alternativas desde un punto de vista técnico son:

- Puente de Hormigón Pretensado un sólo tramo de 23 m

De las alternativas mencionadas, se optó por el puente de Hormigón Pretensado de 23 m de longitud ya que se obtuvo un peralte de viga aceptable por tanto un menor peso, deflexión y fisuración.

Además, observando la topografía se observa que al estrechar el puente hasta los 23 metros no se reduce mucho el área hidráulica lo que favorece el no producir alteraciones hidráulicas en el lecho del río.



1.5.2.- Aspectos Económicos.

Hasta ahora ya se determinó el tipo de puente que es más conveniente diseñar según los aspectos técnicos, aquí se realizarán una comparación económica para tener una mayor justificación.

Alternativa 1: Puente de Vigas continuas de Hormigón Armado simplemente apoyada.

Cuadro 1.3 Características de la Alternativa 1 (aspecto económico)

Luz de Cálculo	Observaciones	Conclusiones
L = 23 m	<ul style="list-style-type: none">- Vigas T de h = 1.6 m viga de sección transversal constante de 0.5 m- Volumen de viga igual a 24.61 m³- Dos elementos para la infraestructura 2 estribos- Pila central	<ul style="list-style-type: none">- Mayor costo en el hormigón armado en comparación del hormigón pretensado, debido a la infraestructura.

Fuente: Elaboración propia

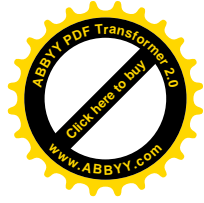
Alternativa 2: Puente de Viga de Hormigón Pretensado un solo Tramo

Cuadro 1.4 Características de la Alternativa 2 (aspecto técnico)

Luz de Cálculo	Observaciones	Conclusiones
L = 23 m	<ul style="list-style-type: none">- Vigas Tipo IV =1.27m viga de sección transversal constante.- Volumen de las viga igual a 11.708 m³- Dos elementos para la infraestructura 2 estribos.	<ul style="list-style-type: none">- Luces recomendables para hormigón pretensado- Mayor costo en la superestructura pero un costo menor en la infraestructura debido a que no presenta un apila central.

Fuente: Elaboración propia

Alternativa 3: Puente en Arco de Hormigón Armado Tablero Inferior 1 tramo



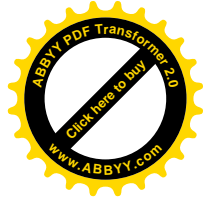
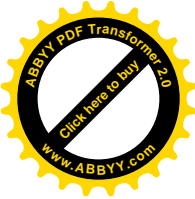
Teóricamente, si se trata de hormigón armado la solución de los puentes con cualquiera de los tipos de arco viene a comportarse como un pretensado natural, lo que permite aprovechar mejor los materiales, sin embargo su aplicación no es muy corriente, debido a que su construcción en si encárese la obra especialmente en lo que a encofrado y apuntalamiento se refiere.

1.5.2.1 Resumen General de Volúmenes.

Como se mencionó antes, para corroborar esta alternativa elegida a continuación se muestra una comparación de precios aproximados con respecto a otros proyectos ya realizados en base a volúmenes aproximados a nivel de pre dimensionamiento

Cuadro 1.5 Comparación de Precios entre las Alternativas 1 - 2

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Costo Parcial
Alt. I/Puente con vigas de Ho Ao Viga de 23 m, sección T, h 1.60 m fc 210 Kg/cm ²	M3	24.61	1632.87	40184.931
Acero para la viga de Ho Ao Viga de 23 m, sección T, h 1.60 m Fy 4200 Kg/cm ²	Kg	2541.066	11.06	28104.194
Alt. II/Puente con vigas de Ho Po Viga de 23 m, sección tipo IV, h 1.27 m fc 350 Kg/cm ²	M3	11.708	2080.57	24360.238
Acero para la viga de Ho Po Viga de 23 m, sección tipo IV, h 1.27 m Fy 4200 Kg/cm ²	Kg	1828.883	11.06	20227.449
Accesorios para viga Pretensada	Pza	6	2311.15	13866.90
Tesado de cables	MI	23	120.82	2778.86
Inyección de lechada de Cemento	MI	23	48.38	1112.74



Alt. III/Puente en arco de Ho Ao tablero inferior Arco de 23 m, con tablero inferior fc 210 Kg/cm ²	M3	22.952	2464.845	56573.122
Acero para el arco y viga de Ho Ao Viga de 23 m, con tablero inferior no se tomara en cuenta péndolas y accesorios Fy 4200 Kg/cm ²	Kg	4174.0365	11.06	46164.843

Fuente: Elaboración Propia

DISEÑO FINAL DE INGENIERÍA PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO “CAMACHO”

Univ. RAMOS VARGAS CRISTIAN LUÍS- PUENTE DE Ho Ao.

DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL “PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA EL MONTE (LOURDES – TRIGAL)”

Univ. LEO PEREIRA MOGRO – PUENTE DE Ho Po

ESTUDIO A DISEÑO FINAL "CONSTRUCCIÓN PUENTE VEHICULAR EN ARCO TABLERO INFERIOR SOBRE EL RIO PAJONAL”

EJECUTO. ACHE CONSULTORA

Resumen:

Costo Alt. I/Puente con vigas de Ho Ao. Viga de 23 m, sección T, h 1.60 m fc 210 Kg/cm ²	Costo Alt. II/Puente con vigas de Ho Po. Viga de 23 m, sección I, h 1.27 m fc 350 Kg/cm ²	Alt. III/Puente en arco de Ho Ao tablero inferior Arco de 23 m, con tablero inferior fc 210 Kg/cm ²
Bs = 68289.1247	Bs = 62346.187	Bs = 102737.966

Fuente: Elaboración Propia

1.5.2.3 Elección de la mejor alternativa Aspectos Económicos.

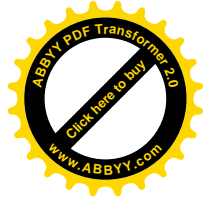
Observando los anteriores cuadros y la ingeniería básica, se extrae que las mejores alternativas desde un punto de vista económico son:

- Puente de Hormigón Pretensado un solo tramo de 23 m

De las alternativas mencionadas se optó por el puente de Hormigón Pretensado de 23 m de longitud ya que se obtuvo un menor costo en su construcción.

1.5.3.- Costo de Mantenimiento.

Específicamente, el mantenimiento de un puente incluye actividades que van desde su inspección periódica hasta la renovación de su estructura (ej: pavimento, apoyos,



juntas, e impermeabilización), e incluso puede llegar al reforzamiento para garantizar un buen desempeño. En efecto, uno de los elementos que conforman el mantenimiento es la inspección continua y rigurosa para generar un programa efectivo de conservación, siendo diferente el mantenimiento entre las tres alternativas propuestas.

1.5.4.- Metodología de Construcción.

- Alternativa 1:

Este tipo de estructura debe ser confeccionada en su posición definida en sitio, lo que significa la construcción de encofrado en toda la longitud del puente que representa un encarecimiento en el costo de construcción.

- Alternativa 2:

Al tener menor cantidad de infraestructura presenta menor complicación constructiva a nivel de fundaciones y elevación de estribos. En la construcción del tablero ofrece ventajas constructivas, ya que, las vigas pueden ser hormigonadas en su totalidad en sitios cercanos al emplazamiento y luego colocarse en posición por medio de grúas y falsos encofrados para su respectivo tesado; por esa razón es la mejor alternativa desde el punto de vista constructivo.

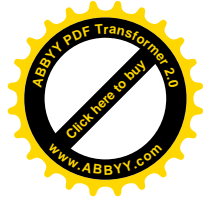
- Alternativa 3:

Su procedimiento construcción sobre cimbra se trata del sistema más frecuente donde se avanza desde las pilas o estribos, las dovelas se apoyan en una estructura auxiliar (encofrado) hasta cerrar el arco, esta estructura auxiliar presenta una mayor complejidad debido a la utilización de encofrado en grandes cantidades, teniendo repercusiones en el costo de la obra.

1.5.5.- Beneficio a los Usuarios, Daños y Perjuicios.

De las alternativas estudiadas la más factible es la 2 la que debe garantizar la transitableidad de la vía durante todo el año de manera segura y eficiente dando conformidad a los vecinos de los distritos involucrados.

Dentro del área de influencia para el emplazamiento del puente y la construcción de accesos, no se interfiere en ninguna propiedad privada que tenga problemas de tipo



social, de esta manera se garantiza la ejecución del puente para cualquier alternativa tecnológica, siempre que se respete el sitio definido para el emplazamiento.

Se concluye que la mejor alternativa es el diseño de puente pretensado de 23 m de longitud en un solo tramo.

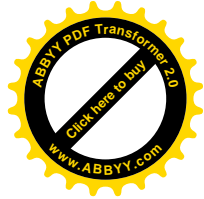
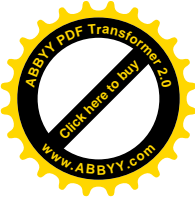
1.6. SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA

Dentro de las tres alternativas realizadas considerando los distintos parámetros, se concluye que la mejor alternativa técnico- económico es la **Alternativa 2 (Puente de Hormigón Pretensado)**; que tiene un menor costo en construcción.

La sección transversal del puente será arquitectónicamente más elegante, segura, brindando un confort tanto para el tránsito vehicular como peatonal.

Se plantea un puente con longitud de 23.60 m., simplemente apoyado con las siguientes características:

- Vigas de hormigón pretensado, simplemente apoyadas de 23.60 m. de longitud, de sección I tipo V (AASHTO).
- Dos diafragmas centrales y uno en cada extremo para todo el puente, los mismos que tendrán una sección rectangular, conectados al alma de la sección I.
- El tablero del puente será de dos carriles, con un espesor del tablero especificado por la Norma AASHTO.
- Una acera peatonal que brinde la comodidad de los peatones; con protección de una baranda vehicular, Nivel de Ensayo TL-2 con una elevación mínima especificado por la norma AASHTO respecto al tablero.
- Barandado conformado de postes de Hormigón Armado y pasamanos de tubo galvanizado, los detalles de la baranda peatonal como vehicular se mostraran en los planos constructivos.
- Estribos extremos de Hormigón Armado, de dimensiones iguales.



CAPITULO II: DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA O ZONA DEL PROYECTO

2.1 Delimitación del Área o Zona de Influencia del Proyecto.

Área de influencia del proyecto abarca en su totalidad los distritos N° 12 -13 en la cual se encuentra ubicada la Comunidad de Tablada, la cual en la actualidad se está integrando al Distrito N° 12.

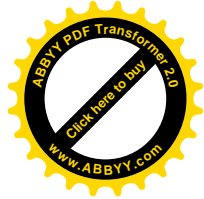
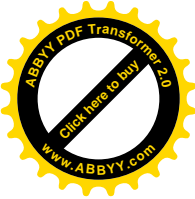
2.2 Población Beneficiaria.

La población beneficiaria está ubicada en los Distritos N° 12 y 13 que se componen de los siguientes barrios, Germán Busch, Miraflores, San Blas, Zona de Senac, Alto Senac, barrio Luis de Fuentes, Andalucía, Catedral, Méndez Arcos, San Antonio, Tablada y en menor área de influencia esta la comunidad de Tablada.

Cuadro N° 2.1 Población beneficiaria Distritos N° 12-13

DESCRIPCIÓN	DISTRITO	POBLACIÓN	HOMBRES	MUJERES
Germán Busch	12	3.637	1.770	1.867
Miraflores, San Blas, Germán Busch	12	3.355	1.687	1.668
Alto Senac, Tabladita	13	5.256	2.540	2.716
Méndez Arcos, San Antonio	13	5.148	2.511	2.637
Luis de Fuentes, Senac	13	4.552	2.203	2.349
Andalucía	13	4.384	2.063	2.321
	Tolomosa Grande			
Tolomosita Sud		180	88	92
San Jacinto Norte		177	93	84
Tolomosa Norte		245	118	127
Tolomosa Oeste		257	121	136
Tolomosa Centro		231	110	121
San Jacinto Sud		210	98	112
Tolomosa Grande		797	395	402
TOTAL hab		28.429	13.796	14.632

Fuente. Instituto Nacional de Estadísticas “INE”



Cuadro N° 2.2 Datos Generales Vivienda

DEPTO TARIJA 2001	6		
Categorías	Casos	%	Acumulado %
PROPIA	55518	63.70	63.70
ALQUILADA	18282	20.98	84.67
EN CONTRATO ANTICRETICO	2802	3.21	87.89
EN CONTRATO MIXTO	317	0.36	88.25
CEDIDA POR SERVICIOS	3843	4.41	92.66
PRESTADA POR PARIENTES O AMIGOS	5343	6.13	98.79
OTRO	1052	1.21	100.00
Total	87157	100.00	100.00

Fuente. Instituto Nacional de Estadísticas “INE”

2.3 Situación Actual.

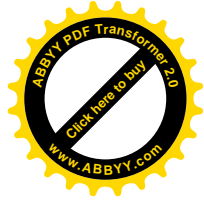
La falta de rutas alternas de la ciudad a las comunidades, y el crecimiento vehicular desmesurado ha dado como consecuencia el no poder desplazarse en la vía con seguridad, rapidez y confort, creando esto inconvenientes que son muy molestos para las personas que transitan por dicha carretera o vía urbana y volviéndola insegura, porque las rutas existentes resultan insuficientes, el puente a ser emplazado proporcionará una nueva ruta facilitando el flujo vehicular y peatonal.

2.4 Topografía o Relieve Topográfico.

La topografía de la zona se presenta y se caracteriza por erosión provocada por la falta de vegetación y cultivos de la zona, evidenciándose en todo su recorrido a lo largo de la quebrada Sagredo. cuya topografía varía de plana a muy escarpada debido a la erosión que presenta, la cual es muy elevada.

2.5 Geología.

El material litológico donde se emplazará el puente sobre la “Quebrada Sagredo” tiene la característica de un cauce meándrico, el suelo de sus orillas es continuamente erosionado donde es cóncavo; y es depositado en los puntos en que el borde es



convexo, esos depósitos se llaman bancos de arena y consisten generalmente en partículas arenas y en partículas del tamaño de limos.

Está constituido por sedimento cuaternario, Gravas con fino en cantidad apreciable con presencia de gravas **GC** grava arcillosa, son mezclas de gravas, arena y arcillas.

2.6 Meteorología.

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

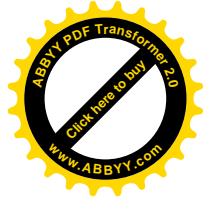
2.6.1 Climas

Para caracterizar el clima del municipio (Mapa climático), se han utilizado los datos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI – Tarija), utilizando el índice climático de Calda, Lang, se caracteriza los siguientes tipos climáticos.

El área de emplazamiento del puente cuenta con tres estaciones de referencia, la primera es la del Aeropuerto la cual se toma como estación patrón por ser una de las más completa, las siguientes están ubicadas en el Tejar y Turumayo.

Para la clasificación climática se determinó, por el método Schaufelberguer quien establece la unión de dos metodologías como la clasificación de Caldas y Lang.

Para los cuales Caldas establece sus parámetros en función de la altura y la temperatura, como se muestra en el siguiente cuadro.



Cuadro N° 2.3 Rangos de Clasificación Climática de Caldas.

Piso térmico	Símbolo	Rango de alturas (m)	Temperaturas (°C)	Variación de la altitud por condiciones locales
Cálido	C	0 - 1000	$T \geq 24$	Límite superior + - 400
Templado	T	1001 - 2000	$24 > T \geq 17.5$	Límite superior + - 500 Limite inferior + - 500
Frió	F	2001 - 3000	$17.5 > T \geq 12$	Límite superior + - 400 Limite inferior + - 400
Páramo bajo	Pb	3001 - 3700	$12 > T \geq 7$	
Páramo alto	Pa	3701 - 4200	$T < 7$	

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI – Tarija)

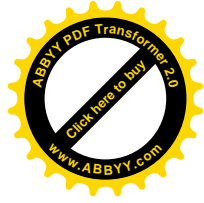
De la misma manera se muestra los parámetros de clasificación climática según Lang en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 2.4 Rangos de Clasificación Climática de Lang

Factor de Lang P/T	Clase de clima	Símbolo
0 a 20	Desértico	D
20.1 a 40	Árido	A
40.1 a 60	Semiárido	Sa
60.1 a 100	Semihumedo	Sh
100.1 a 160	Húmedo	H
> 160	Superhumedo	SH

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI – Tarija)

Lang toma en cuenta para la clasificación climática los datos de precipitación promedio anual de las estaciones inmersas en la zona del proyecto.



➤ **Clima Templado Árido:**

La temperatura media anual en es de 17.8 °C, con una máxima de 26 y mínima extrema promedio de -9.5°C y temperatura extrema 39.3 °C respectivamente. Los días con helada se registran en los meses de mayo a septiembre en la zona se tiene una frecuencia media de 24 días con heladas por año. La evaporación media anual es de 4.06 mm/día. La humeada relativa promedio es de 59%. La dirección del viento predominante es el Sud con una velocidades promedio de 6.0 Km. /hr con predominación SE.

2.6.2 Precipitaciones Anuales y Máximas Diarias.

Dentro de la Quebrada Sagredo existen varias estaciones climatológicas y pluviométricas, se han tomado las estaciones con mayores años de registro como estaciones representativas de la zona.

Teniendo en cuenta un periodo de registro de 47 años con que cuenta la estación meteorológica de el Aeropuerto, se tiene una precipitación media anual de 604.8 mm, de los cuales el mayor porcentaje se contraen en los meses de noviembre a abril.

El mes más lluvioso corresponde a enero con un promedio 134.9 mm, mientras que el año más lluvioso del que se tiene registro fue el año de 2008 con 760.2 mm y el menos lluvioso fue el año de 1998 con una precipitación media anual 371.1 mm.

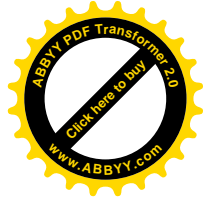
Se cuenta con un promedio anual de 67 días de lluvia, la precipitación máxima registrada en 24 horas en el periodo considerado es de 106 mm en octubre de 1966.

La humedad relativa alcanza hasta el 59%.

En los anexos se adjuntan las planillas donde se amplía la información de precipitaciones, temperaturas, etc.

2.7 Suelos de la Zona del Proyecto.

Los suelos presentes en la quebrada Sagredo son de textura limo-arcillosos con un bajo nivel de material grueso, este material aluvial es producto del acarreo de cause de la quebrada por las crecidas que se producen en los meses de lluvias.



2.8 Flora de la Zona del Proyecto.

En la cuenca de la Quebrada Sagredo la vegetación es de tipo arbóreo, arbustivo y herbáceo la que se caracteriza por ser muy escasa y dispersa, no permite formar masas forestales.

Entre las especies nativas de la zona de estudio se mencionara: churqui, tacos, molle, sauce criollo, etc.

Entre los arbustos y hierbas de porte bajo se tiene la chilca, hediondilla, penca espinuda, espinillos, sevinga, gramas, etc. La ecología del área del proyecto no será afectada por la construcción de las obras civiles, ya que en la actualidad se cuenta con una infraestructura que convive con el entorno del lugar, haciendo posible la interrelación con la zona y la nueva estructura sin que se vea afectada. Además, en el proyecto está previsto, la protección lateral contra la erosión del río.

2.9 Fauna de la Zona del Proyecto.

La fauna de la zona en estudio se ha empobrecido paulatinamente con la degradación de la vegetación por la intervención del hombre, la cual ha originado la escasa presencia de animales salvajes, encontrándose en la actualidad solo animales domestico entre ellos los de pastoreo.

2.10 Principales Actividades Económicas de la Población.

La superficie total de la provincia Cercado es de 2078 Km², el municipio tiene una población de 170900 habitantes de los cuales el 88.48 % está concentrado en la ciudad de Tarija.

La población está dividida de la siguiente manera:

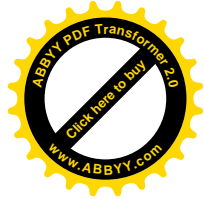
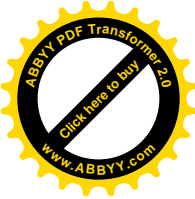
Agricultura, Actividad Pecuaria y Pesca de 29.86 %

Vendedores y Comerciantes 19.33 %

Trabajador de la industria E, Construcción e industria Manufacturera 17.96 %

Trabajadores no calificados 11.44 %

Operadores de maquinaria e instaladores 7.07 %



Profesionales, Científicos e intelectuales 5.17 %

Técnicos y Profesionales de apoyo 4.32 %

No especificaron 2.87 %

Empleados de Oficina 1.36 %

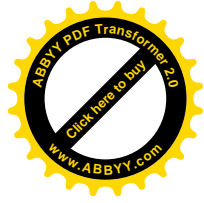
Directivos 0.62 %

Cuadro N°2. 5 Principales Actividades Económicas de la Población.

Tarija	
Ocupación	Total
Agricultura, Ganadería, Caza y Silvicultura	1997
Pesca	13
Explotación de Minas y Canteras	63
Industria Manufacturera	5998
Producción y Distribución de Energía Eléctrica, Gas y Agua	328
Construcción	5650
Comercio al Por Mayor y al Por Menor, Reparación de Vehículos Automotores, Motocicletas, Efectos Personales y Enseres Domésticos	12331
Servicio de Hoteles y Restaurantes	2772
Transporte, Almacenamiento y Comunicaciones	3899
Intermediación Financiera	400
Servicios Inmobiliarios, Empresariales y de Alquiler	2095
Administración Pública, Defensa y Seguridad Social Obligatoria	2171
Educación	3096
Servicios Sociales y de Salud	1734
Servicios Comunitarios, Sociales y Personales	2025
Servicio de Hogares Privados que Contratan Servicio Doméstico	3911
Servicio de Organizaciones y Órganos Extraterritoriales	2482
Sin Respuesta	63784
Total Hab	114749

Fuente: Principales Actividades Económicas de la Población “INE”

La principal actividad económica del Municipio es la industria vitivinícola. Se producen vinos y singanis de gran calidad para el consumo nacional y la exportación. La ciudad tiene también plantas de procesamiento de derivados lácteos, industrias



madereras, fábricas de cerámica roja y envasadoras de frutas. La mayoría de estos productos tienen mercados dentro y fuera de Bolivia.

El área rural del municipio abarca un área extensa, con microrregiones en las cuales se desarrolla una actividad agrícola muy diversificada. Además de sus cultivos de vid, tiene cultivos de pepinillo, ajo y flores para el mercado nacional y para la exportación. Tiene hatos de ganado lechero Holstein y granjas avícolas de gran capacidad productiva. Además de las labores agropecuarias, Tarija es sede de hábiles artesanos que fabrican sombreros, cestería y cerámicas.

Tarija tiene una ventajosa ubicación que orienta su actividad productiva hacia la exportación, particularmente a la República Argentina. Su producción agropecuaria se ha visto favorecida con la construcción de la represa San Jacinto, que provee de agua para riego al valle central. San Jacinto también genera electricidad y es un centro turístico.

2.11 Situación sin y con Proyecto.

2.11.1 Situación sin Proyecto.

El proyecto que se analizara está ubicado en la quebrada Sagredo entre la comunidad de Tablada y el barrio Luis de Fuentes.

La parte ubicada en el barrio Luis de Fuentes tiene un desarrollo urbano considerable el que tiende a expandirse y a unirse con la comunidad de Tablada, de donde surge la necesidad de brindar nuevas rutas alternas a las existentes, dando una mayor seguridad y confort, este barrio perteneciente al Distrito N° 13 formado por los barrios de Senac, Tablada, Alto Senac, entre otros.

En la actualidad la comunidad Tablada está sufriendo un cambio respecto a su desplazamiento urbano y un crecimiento poblacional, por esta razón esta comunidad se está aislando debido a la falta de nuevas rutas alternas, en la actualidad cuenta con un sólo acceso que es la carretera a la represa de San Jacinto. Esta es la ruta

principal en el aspecto turístico debido a que a orillas de la represa se realiza la Feria Exposición nacional e internacional, y el atractivo turístico de la comunidad de Tolomosa y Tolomosita que en el tiempo de verano se convierten en balnearios turísticos y naturales que albergan a extraños y propios.

2.11.2.- Flujo Vehicular Actual.

2.11.2.1- Infraestructura Vial y Accesibilidad.

En la actualidad la única ruta que existe es la carretera hacia el lago San Jacinto que cuenta con asfalto flexible en toda su extensión, ésta es la única ruta con la que cuenta la comunidad de Tablada que se comunica con el centro urbano de la ciudad, esta carretera tiene una longitud de 7.5 Km que es una ruta accesible y turística.

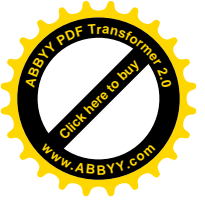
En la foto se aprecia que las rutas de acceso a la comunidad de tablada son de tierra y senderos siendo la mayor parte de las tierras erosionadas.



Foto N° 2.1 Área de influencia del Proyecto

2.11.2.2.- Parque Automotor y Servicios de Transporte.

A partir del año 1999 hasta el 2009 el parque automotor ha tenido un crecimiento significativo que ha dado como resultado un tráfico congestionado en sus principales



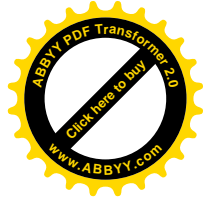
avenidas y calles dando lugar a la molestia de transeúntes y peatones por el ruido que ocasionan y los cuellos de botella que se producen en las distintas calles principales.

Los tres medios de transporte más utilizados en el municipio, según los datos de las boletas comunales, son los trufis, los micros y los taxis.

2.12.- Situación con Proyecto.

El área de influencia del proyecto se verá notablemente mejorada con la construcción del nuevo acceso y el puente vehicular, por contar con una vía rápida, en confort y seguridad permitiendo así mejorar los tiempos de recorrido entre la ciudad y la comunidad de Tablada, de modo que ahorra significativamente el tiempo de transporte, permitiendo así llegar más rápido y de forma segura.

Con el emplazamiento del puente se logrará una mejor transitabilidad y desarrollo sustancial en el área de influencia del proyecto teniendo nuevas calles y avenidas, los distritos tendrán una comunicación más directa a la altura de la comunidad de Tablada y el barrio Luis de Fuentes teniendo una cooperación mutua en su desplazamiento y crecimiento urbano.



CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA DE LA INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Planteamiento del Problema.

3.1.1 Ubicación del Puente

Las alternativas para la ubicación del puente se consideran desde el punto de vista de ubicación geográfica (topografía, luces, alteración del tramo de camino actual) y funcionamiento hidráulico – estructural.

El tipo de estructura que se diseñará es un Puente de Hormigón Pretensado.

3.1.2 Alternativas de Ubicación Geográfica

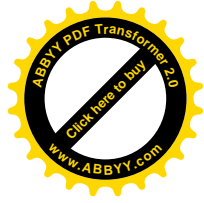
Se consideran los siguientes aspectos:

- Se analizarán las condiciones topográficas como ser: Desniveles entre ambas márgenes, sección transversal de la quebrada Sagredo y su cauce principal, longitud del puente, construcción de accesos y sistemas de defensivos requeridos, gaviones.
- Se considerará en qué magnitud es alterado el trazo actual de camino para unir los distrito involucrados y ofrecer confort a los usuarios.

3.1.3 Alternativa de Tipo de Estructura

Para las siguientes alternativas de la estructura se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

- La comparación se realiza tomando en cuenta aspectos técnicos de funcionamiento Hidráulico – Estructural.
- Plantear una estructura acorde a las exigencias del sitio como las solicitudes, de manera de obtener una superestructura balanceada entre la luz y peralte, además que la cantidad de infraestructura se acople perfectamente a la superestructura.



3.2 INGENIERIA BÁSICA DEL PROYECTO.

3.2.1 Terraplén de Accesos al Proyecto

Los accesos posibles al proyecto que se podrán desarrollar determinando además de los ya existentes en el lugar, por medio del levantamiento topográfico que proporcionará la información de relieve del terreno, permitiendo aplicar los cálculos tanto de corte como de relleno que sea necesario para realizar la construcción de los nuevos accesos al proyecto en este caso al puente vehicular sobre la quebrada Sagredo.

3.2.2 Topografía

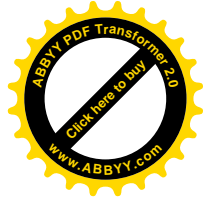
La topografía se la desarrollará para determinar básicamente el sitio a emplazar el puente incluyendo las vías de acceso, con curvas de nivel a cada metro si la quebrada es profunda o más juntas si el terreno es poco pronunciado. También son necesarias las secciones transversales en el eje propuesto del camino, así como el alineamiento del cauce situado a diferentes distancias aguas arriba y aguas abajo con los niveles de agua observados. En los planos topográficos se deberá contemplar necesariamente el perfil longitudinal, que se deben dibujar a la escala correspondiente de manera tal que pueda mostrar la sección a dibujarse plenamente.

Los planos que se requerirán son básicamente:

- Plano general de localización: este debe contener el eje del proyecto y sus respectivas accesos, con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos a 100 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río o quebrada a ser transpuesto).
- Plano de planta y perfil; este deberá abarcar una zona que permita cubrir la información completa requerida para cada caso.

3.2.3 Geotecnia

Los estudios geotécnicos permiten establecer las características físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de la cimentación. La exploración del subsuelo debe



hacerse en cada uno de los apoyos, utilizando métodos directos y realizando la respectiva toma de muestras para realizar los ensayos de laboratorio. Las perforaciones deben realizarse hasta una profundidad mínima recomendada superior a la cota de socavación, debiéndose realizar en los ejes de los apoyos.

3.2.4 Propiedades Morfológicas, Relieve y Fisiográficas de la Cuenca

3.2.4.1 Propiedades Fisiográficas de la Cuenca

3.2.4.2 Perímetro Real.

Es la longitud de la línea de parte aguas o línea de las altas cumbre. Se mide mediante el curvómetro o directamente se obtiene del Software en sistemas digitalizados.

3.2.4.3 Área de la Cuenca.

El área de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas (véase figura 3.2).

El parteaguas es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas.

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

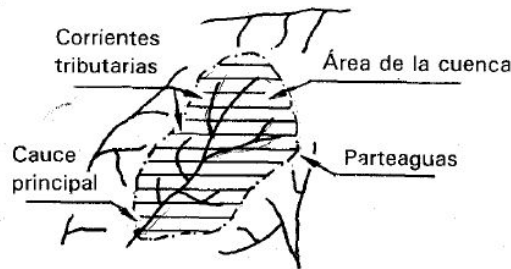
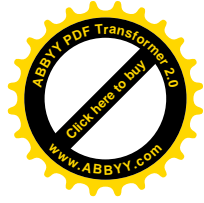
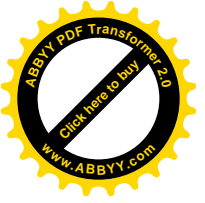


Figura 3.2 Área de la Cuenca

3.2.4.4 Índice de Compacidad o Índice de Gravelius.

Este está definido como la relación entre el perímetro P y el perímetro de un círculo que contenga la misma área A de la cuenca hidrográfica:



$$K = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde R es el radio del círculo equivalente en área a la cuenca. Por la forma como fue definido: $K^3=1$. Obviamente para el caso $K = 1$, obtenemos una cuenca circular.

La razón para usar la relación del área equivalente a la ocupada por un círculo es porque una cuenca circular tiene mayores posibilidades de producir avenidas superiores dadas su simetría. Sin embargo, este índice de forma ha sido criticado pues las cuencas en general tienden a tener la forma de pera.

3.2.4.5 Rectángulo Equivalente.

El rectángulo equivalente de una cuenca es un rectángulo que tiene igual superficie, perímetro, coeficiente de compacidad y distribución hipsométrica que la cuenca en cuestión.

3.2.4.6 Índice Global.

La pendiente media (Sm): es la relación entre la altura total del cauce principal (cota máxima menos cota mínima) y la longitud del mismo

Donde:

$$Sm = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$

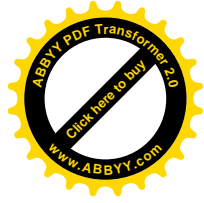
H = Desnivel de la cuenca.

L = Longitud del río principal

3.2.4.7 Curva Hipsométrica.

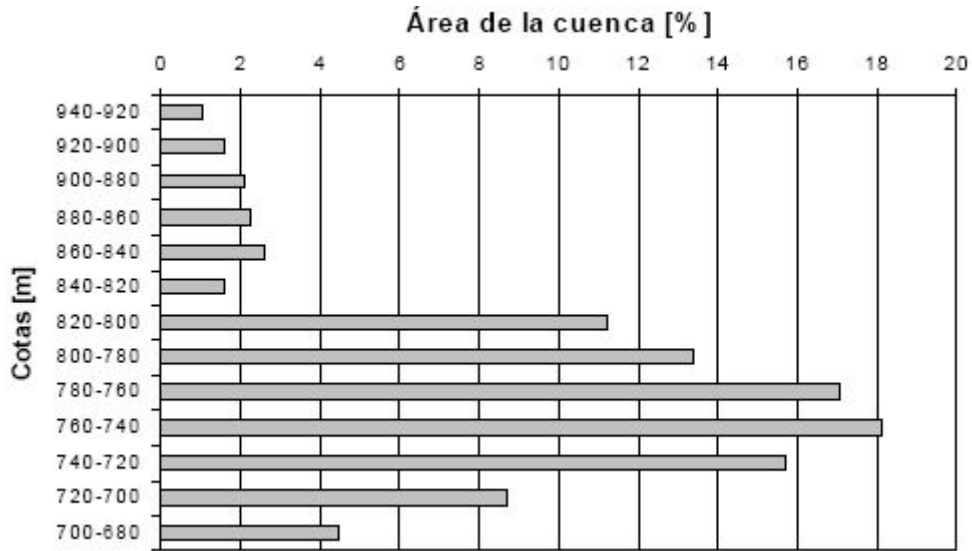
Es la representación gráfica del relieve de una cuenca. Es una curva que indica el porcentaje de área de la cuenca o bien la superficie de la cuenca en Km² que existe por encima de una cota determinada. Puede hallarse con la información extraída del histograma de frecuencias altimétricas. En la Figura 3.2-2 se presenta la curva hipsométrica correspondiente al histograma de la Figura 3.2-1.

Una curva hipsométrica puede dar algunos datos sobre las características fisiográficas de la cuenca. Por ejemplo, una curva hipsométrica con concavidad hacia



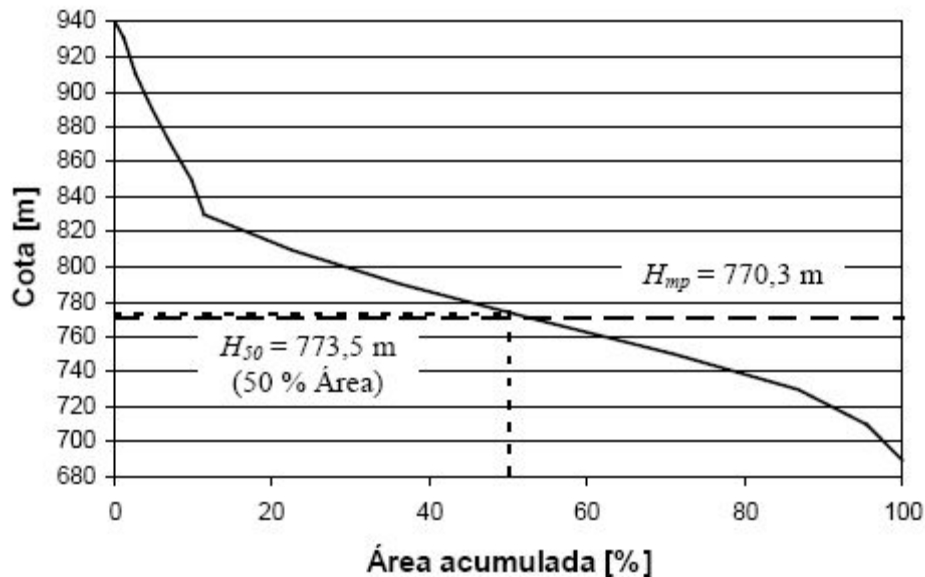
arriba indica una cuenca con valles extensos y cumbres escarpadas y lo contrario indicaría valles profundos y sabanas planas.

Figura 3.2-1 Histograma de Frecuencia Altimétrica de la Cuenca

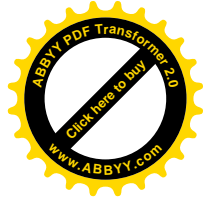


Fuente: NANIA LEONARDO S. La Cuenca y los Procesos Hidrológicos

Figura 3.2-2 Curva Hipsométrica correspondiente al histograma de frecuencias altimétricas figura con alturas de indicación media y mediana.



Fuente: NANIA LEONARDO S. La Cuenca y los Procesos Hidrológicos



3.2.4.8 Propiedades Morfológicas de la Cuenca.

Las propiedades morfológicas están básicamente definidas por tres parámetros:

- ✓ Densidad de Drenaje
- ✓ Relación de Confluencia
- ✓ Relación de Longitud

Pero antes es necesario obtener los datos por medio de planimetría de las longitudes de todos los ríos y sus órdenes.

3.2.4.9 Clasificación de Ríos por Número de Orden.

Es un número que refleja el grado de ramificación de la red de drenaje. La clasificación de los cauces de una cuenca se realiza a través de las siguientes premisas:

- Los cauces de primer orden son los que no tienen tributarios.
- Los cauces de segundo orden se forman en la unión de dos cauces de primer orden y, en general, los cauces de orden n se forman cuando dos cauces de orden $n-1$ se unen.
- Cuando un cauce se une con un cauce de orden mayor, el canal resultante hacia aguas abajo retiene el mayor de los órdenes.
- El orden de la cuenca es el mismo del su cauce principal a la salida.

En la Figura 2.5 puede verse un ejemplo de esta clasificación. En relación al número de orden de los cauces, Horton (1945) encontró 3 leyes, llamadas Leyes de Horton: la ley de los números de cauces, la ley de las longitudes de los cauces y la ley de las áreas drenantes a los cauces. Dichas leyes afirman que la relación de bifurcación, la relación de longitud y la relación de áreas permanecen constantes de un orden a otro de una cuenca.

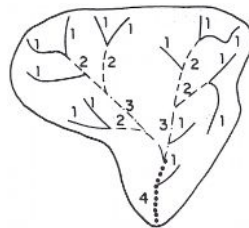
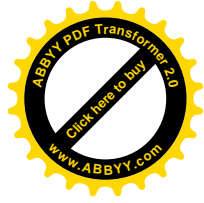


Figura 3.2-3 Determinación del orden de los cauces de la cuenca



3.2.4.10 Densidad de Drenaje (Dd)

La densidad de drenaje se define como la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la cuenca y su área total:

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A}$$

Donde $\sum L_i$ es la longitud de todos los cauces y tributarios de la cuenca. Strahler (1952) encontró en Estados Unidos valores de D desde 0,2 Km/Km² para cuencas con drenaje pobre hasta 250 Km/Km² para cuencas muy bien drenadas.

Tabla 3.2a Densidad de Drenaje

Densidad de drenaje	Valor de D	Textura
Baja	3-14	Grosera
Media	12-16	Media
Alta	30-40	Fina
Muy Alta	200-500	Ultra fina

Fuente:

3.2.4.11 Relación de Confluencia (Rc).

Se define como la relación entre el número N_i de cauces de orden i y el número N_{i+1} de cauces de orden $i+1$. Horton encontró que esta relación es relativamente constante de un orden a otro.

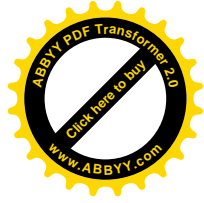
$$R_c = \frac{N_i}{N_{i+1} + 1}$$

Siendo N_i el número de cauces de orden i . El valor teórico mínimo para R_c es 2 y Strahler encontró un valor típico entre 3 y 5 en cuencas donde la estructura geológica no distorsione el patrón de drenaje natural.

3.2.4.12 Relación de Longitud (Rl).

Se define como la relación entre las longitudes promedio de cauces de órdenes sucesivos.

$$R_L = \frac{L_{i+1}}{L_i}$$



Donde L_i es la longitud promedio de los cauces de orden i

3.2.5 Precipitaciones.

Es la fuente primaria de agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida para los estudios concernientes al uso y control del agua, se puede definir también como toda forma de humedad que originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo. La lluvia máxima en la cuenca será calculada sobre la base de datos históricos de lluvias máximas diarias registradas en las estaciones pluviométricas más cercanas al área específica del proyecto.

3.2.6 Análisis de Consistencia o Curva Doble Másica.

El método de las curvas másicas o dobles acumuladas permite estudiar y corregir, en una estadística pluviométrica de una estación, los efectos de un cambio de exposición o ubicación del pluviómetro o pluviógrafo, los cambios en las técnicas de observación e incluso algunos errores instrumentales o de lectura.

Detectar estos cambios o errores en una estadística es muy importante, ya que en la solución de problemas hidrológicos interesa asegurarse que los cambios de tendencia en el tiempo se deban sólo a causas meteorológicas y no a la manera en que se hacen las observaciones.

De este modo, se logra también una consistencia en el tiempo del registro pluviométrico para que pueda ser comparado con el de otra estación vecina.

El método está basado en que generalmente los valores acumulados del promedio de las precipitaciones anuales de varias estaciones contiguas, no se ve afectado por un cambio en la estación individual, ya que existe una compensación entre ellas.

Consecuentemente, el procedimiento consiste en ubicar en el eje de las abscisas la suma acumulada promedio de un conjunto de estaciones y en el eje de las ordenadas, la suma acumulada de la estación en estudio (Figura 3.2-3).

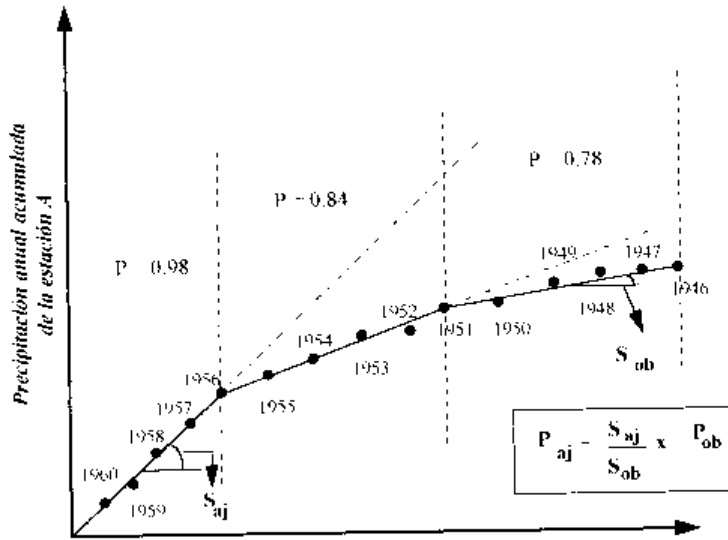


Figura 3.2-3. Curva másica o doble acumulada de precipitaciones.

Si la resultante es una línea recta, se puede suponer que no ha habido cambios en los métodos de observación en la instalación de la estación en estudio. Si no es una recta, el cambio de pendientes se puede asociar a un cambio en el régimen de la estación (exposición, ubicación, errores instrumentales o cambio de técnicas de observación). En este caso el ajuste respectivo se puede lograr a partir de la expresión:

$$P_{aj} = \frac{S_{aj}}{S_{ob}} P_{ob}$$

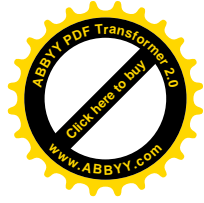
Donde:

P_{aj} = precipitación ajustada

P_{ob} = precipitación observada

S_{aj} = pendiente recta período más reciente

S_{ob} = pendiente recta período cuando ocurre P_{ob}



3.2.7 Precipitaciones Máximas.

Las lluvias máximas se calculan a través de un modelo matemático y mejor se ajusta a la ley de Gumbell. Para establecer el cómputo de las lluvias es necesario determinar la siguiente información previa al cálculo:

$$Ed = \bar{X} - 0.45 * Sd \qquad Kd = \frac{Sd}{0.557 * Ed}$$

VALORES PONDERADOS

$$Ed_p = \frac{\sum_{i=1}^n Ep_i * n_i}{\sum_{i=1}^n n_i} \qquad Kd_p = \frac{\sum_{i=1}^n Kp_i * n_i}{\sum_{i=1}^n n_i}$$

Donde:

Ed = Moda

X = Media

Sd = Desviación estándar

Kd = Característica

Ed_p = Moda ponderada

Kd_p = Característica ponderada

3.2.7.1 Lluvia Máxima Diaria.

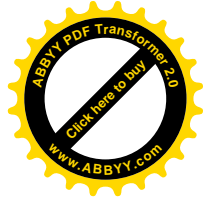
La estimación de lluvias máximas se realizará para un periodo de retorno (T) de 50; 100; 200; 500 años.

$$h_{dt} = Edp * (1 + Kdp * \log T)$$

Donde:

h_{dt} = Altura de lluvia máxima diaria

Ed_p = Moda ponderada



K_{dp} = Característica ponderada

T = periodo de retorno

3.2.7.2 Lluvias Máximas Horarias.

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

$$h_{tT} = E d_p * \left(\frac{t}{\alpha} \right)^\beta * [1 + K d_p * \log(T)]$$

Donde:

h_{tT} = Altura de lluvia máxima horaria

$E d$ = Moda ponderada

K_d = Característica ponderada

T = Periodo de retorno

h_{tT} = Altura de lluvia máxima horaria

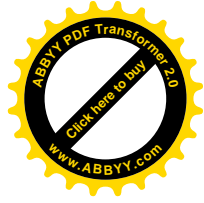
t = Es el tiempo de duración de la lluvia

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

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

Para: $A_c > 20$ [km²] $\alpha = 12$

$A_c < 20$ [km²] $\alpha = 2$



3.2.7.3 Intensidad Máxima de la Cuenca para Distintos Periodos de Retorno (mm/hrs.).

$$h_{\max T} = Ed_p * \left(\frac{tc}{\alpha}\right)^\beta * [1 + Kd_p * \log(T)]$$

Donde:

$h_{\max T}$ = Altura de lluvia máxima

T_c = Es el tiempo de concentración

3.2.7.4 Tiempo de Concentración.

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

Para calcular el tiempo de concentración existen varios métodos entre ellos están las fórmulas empíricas que serán aplicadas en el presente estudio.

a) **Fórmula de Alcantarillas**

b) **Fórmula de California**

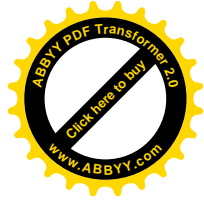
c) **Fórmula de Giandotti**

d) **Fórmula de Ventura y Heras**

3.2.8 Coeficiente de Escorrentía.

El coeficiente de escorrentía “C” es la relación entre los volúmenes totales de escorrentía superficial y los volúmenes de precipitación durante el periodo de lluvia. En su determinación se deben considerar las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores. La determinación de este coeficiente C, debería hacerse mediante ensayos directos, ante la imposibilidad, su composición podrá obtenerse de los valores de la tabla, empleando la siguiente fórmula:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{A}$$



Donde:

C_i = Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector

A_i = Área de cada sector en (Ha).

A = Área total de la cuenca de drenaje en (Ha).

3.2.9 Cálculo Probabilístico de Avenidas Máximas.

En lo general la determinación de los caudales máximos de una cuenca (máximas crecidas) es muy complejo y depende de muchas variables.

Cuando no existe mediciones continuas de caudales en la cuenca del río por falta de información hidrométrica, para el cálculo de caudales máximos se utilizaron diferentes métodos relacionados con datos de precipitaciones máximas diarias en mm, como ser método racional, método de Gumbell y el de Hidrograma Triangular.

3.2.9.1 Método Racional.

La fórmula racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia escurrimiento.

Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura o intensidad de la precipitación y es hoy en día muy utilizado, particularmente en el diseño de drenajes urbanos.

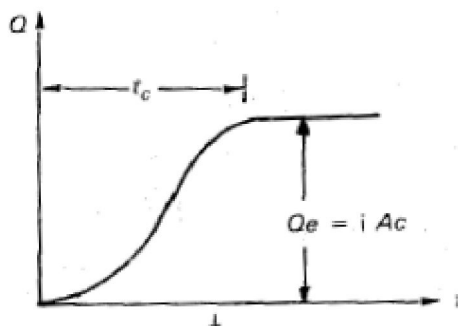
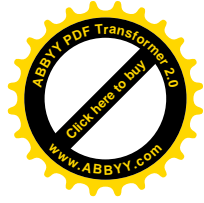


Figura 3.2-4 Método Racional

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina tiempo de concentración, y equivale al tiempo, que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la avenida.



El tiempo de concentración se calcula:

$$T_C = \frac{L}{3600 * v}$$

Donde:

T_c = es el tiempo de concentración en hrs.

L = es la longitud del cauce principal de la cuenca en m.

V = es la velocidad media del agua en el cauce principal en m/s .

La velocidad media v se estima con las tablas 3.2a y 3.2b.

Otra manera de estimar el tiempo de concentración es mediante la fórmula de Kirpich (Ref. 2):

$$T_C = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

S = es la pendiente del cauce principal

L = es la longitud del cauce principal de la cuenca en m.

T_c = es el tiempo de concentración en hrs.

Tabla 3.2b Velocidad media en función de la pendiente del terreno

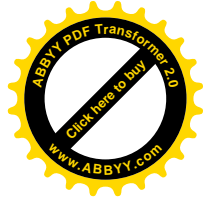
Pendiente del cauce principal %	Velocidad media m/s
1-2	0.6
2-4	0.9
4-6	1.2
6-8	1.5

Fuente: APARICIO M. FRANCISCO J, Fundamentos de Hidrología Superficial.

Tabla 3.2c Velocidad media en función de la pendiente del terreno

Pendiente %	Velocidad media m/s		
	Bosques	Pastizales	Canal natural no bien definido
0-3	0.3	0.5	0.3
4-7	0.6	0.9	0.9
8-11	0.9	1.2	1.5
12-15	1.1	1.4	2.4

Fuente: APARICIO M. FRANCISCO J, Fundamentos de Hidrología Superficial



En una cuenca no impermeable, sólo una parte de la lluvia con intensidad i escurre directamente hasta la salida. Si se acepta que durante la lluvia, o al menos una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio, no cambia la capacidad de infiltración en la cuenca, se puede escribir la llamada *fórmula racional*:

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

Donde:

C = es un coeficiente de escurrimiento, que representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa.

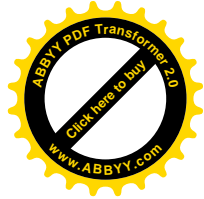
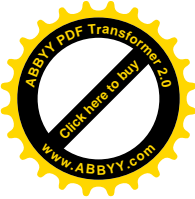
Q_{\max} = es el gasto máximo posible que puede producirse con una lluvia de intensidad i en una cuenca de área.

A = Área de la cuenca (Km²)

El coeficiente de escurrimiento C , el coeficiente de escurrimiento toma valores entre 0 y 1 y varía apreciablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra debido a las condiciones de humedad iniciales. Sin embargo, es común tomar valores de representativos de acuerdo con ciertas características de las cuencas. Algunos de estos valores se muestran en la tabla 3.2d, los cuales generalmente son conservadores para que puedan ser usados para diseño.

Tabla 3.2d Coeficiente de escurrimiento para tipo de área drenada

Tipo de Área Drenada	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO	
	Mínimo	Máximo
Zonas Comerciales:		
Zona comercial	0.7	0.95
Vecindario	0.5	0.7
Zonas Residenciales:		
Unifamiliares	0.3	0.5
Multifamiliares, espaciados	0.4	0.6
Multifamiliares, compactos	0.6	0.75
Semi urbanos	0.25	0.4
Casas habitación	0.5	0.7



Zonas Industriales:		
Espaciado	0.5	0.8
Compacto	0.6	0.9
Cementerio, Parques	0.1	0.25
Campos de Juego	0.2	0.35
Patios de Ferrocarril	0.2	0.4
Zonas Suburbanas	1	0.3
Calles:		
Asfaltada	0.7	0.95
Concreto hidráulico	0.7	0.95
Adoquinadas	0.7	0.85
Estacionamientos	0.75	0.95
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendiente 0.02 o menos)	0.05	0.1
Suelos arenosos con pendiente medias (0.02 - 0.07)	0.1	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.2
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Fuente: APARICIO M. FRANCISCO J, Fundamentos de Hidrología Superficial

3.2.9.2 Método de Distribución Gumbell.

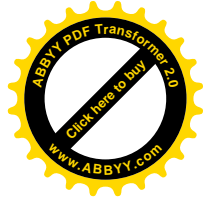
La distribución Gumbell, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamada también Valor Extremo Tipo I, o distribución doble exponencial, es una función biparamétrica, en cuya deducción se supone fundamental, que de las observaciones de las cuales se toma el máximo son muy numerosas, independientes y que se distribuyen de acuerdo a lo que se denomina una distribución de tipo exponencial.

Donde:

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{(X-\mu)}{\alpha}}}$$

α = Es el parámetro de escala

μ = Es el parámetro de forma



3.2.9.3 Método del Hidrograma Triangular.

Este método consiste en evaluar la máxima avenida a partir de las características físicas propias de la cuenca. Tiene como elementos fundamentales los siguientes parámetros.

- **Tiempo de Retardo** = duración de la lluvia neta en horas

$$TL = 0.6 * Tc$$

- **Tiempo de Ocurrencia del Caudal Pico** = es el tiempo en horas durante en el que la lluvia está generando escorrentía directa.

$$Tp = \frac{D}{2} + TL$$

- **Tiempo Base** = es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo.

$$T_b = 2.67 * Tp$$

- **Caudal Pico Unitario** = Caudal pico del *HU* por milímetro de lluvia neta ($m^3/s/(m)$).

$$Q_{pu} = \frac{2.08 * A * h}{Tp}$$

- **Lluvia Neta** = es el caudal que transcurre durante tiempo base.

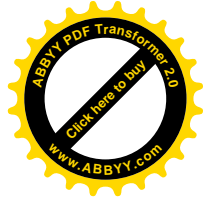
$$h_{neta} = C * h$$

- **Caudal Pico** = Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

$$Q = Q_{pu} * h_{neta}$$

Donde:

TL = Tiempo de retardo



T_c = Tiempo de concentración

T_p = Tiempo al pico

T_b = Tiempo base

Q_{pu} = Caudal pico unitario

H_{neta} = Lluvia neta

Q_p = Caudal pico

3.2.10 Cálculo de Caudales y Tirantes en el Eje del Puente.

En base a criterios técnicos, se toma el caudal de crecida con tasa de retorno de 100 años para el diseño de la sección hidráulica del puente.

Durante el levantamiento topográfico, se determinaran la sección transversal de control en el río del lugar de emplazamiento del puente.

El cálculo hidráulico correspondiente reporta los niveles máximos de tirante de agua en las secciones del río, como ser:

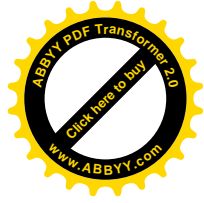
- N.A.M.E.; Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias.
- N.A.M.; Nivel de Aguas Máximas.
- N.A.O.; Nivel de Aguas Ordinarias.
- N.A.m.; Nivel de Aguas mínimas.

El nivel de aguas máximas extraordinarias NAME es calculado según Maning mediante la utilizacion de la seccion del eje del puente planteado; donde el coeficiente de Maning se evaluó de la expresion desarrollada por la Federal Highway Administration de los EEUU para ríos con lechos de grava.

$$n = 0.0395 * (d_{50})^{\frac{1}{6}} \quad Q = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} A$$

Donde:

d_{50} = Diámetro en pies de las particulas de lecho correspondiente al 50% en la curva granulométrica del suelo.



n = Coeficiente de Rugosidad

R = Radio Hidráulico

S = Pendiente Hidráulica del Cauce (m/m)

A = Área de la Sección (m²)

3.2.11 Profundidad de Socavación.

3.2.11.1 Método de Lacey.

Un aspecto importante en el diseño de todo tipo de obra hidráulica ubicada en el lecho de un río es el fenómeno de la socavación, por lo general erróneamente ignorado, normalmente sólo se hacen cálculos de socavación alrededor de pilas de puentes y no aguas arriba ni aguas abajo debajo de otras estructuras, existen varios métodos de cálculo, el recomendado por el Programa Nacional de Riego (PRONAR) es el método de Lacey.

La fórmula de Lacey para el cálculo de socavación es expresada así:

$$D_s = 1.35(q^2 / f)^{1/3}$$

Donde:

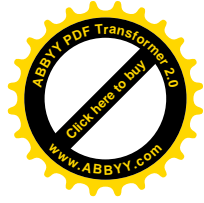
D_s = Profundidad de socavación por debajo de la superficie de agua de la máxima crecida, en metros.

q . = Caudal unitario en m³/seg/m

f = Factor de Lacey de una muestra representativa del material del lecho

La profundidad de socavación D_s debe ser ajustada a las condiciones específicas del tipo de estructura, su ubicación y el flujo del agua, para esto se añade el factor de ajuste de socavación.

$$D_{sa} = K_{sa} * D_s$$



D_{sa} = profundidad de socavación ajustada, medida desde la superficie del agua de la máxima crecida, en m.

La profundidad de socavación por debajo del lecho del río, puede ser estimada substrayendo el tirante de agua de la siguiente manera:

$$d_{sa} = D_{sa} - \text{tirante de agua}$$

El factor de Lacey para ríos puede ser estimado mediante la siguiente ecuación:

$$s = 0.0003 f^{5/3} / Q^{1/6}$$

Donde: s = pendiente longitudinal del río

Q = Caudal del río en m³/s

De acuerdo a datos experimentales se recomienda asumir los siguientes valores:

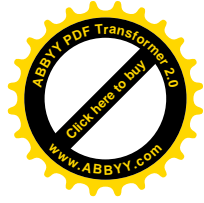
Tabla 3.3.1 Valor de Factor de Lacey

Material	Valor de f
Rocas masivas (diámetro 70 cm.)	40
Rocas	38
Pedrones y lajas	20
Piedras y lajas	6
Piedras pequeñas y gravas gruesas	4.7
Arenas gruesas	1.52
Arenas medianas	1.3
Limos estándar	1
Limos finos	0.85

Fuente: PRONAR

Asimismo se deberán ajustar estos valores de acuerdo a la ubicación de la obra, de acuerdo a los siguientes valores:

- * Tramo recto/curva moderadas 1.50
- * Ángulos rectos/curvas pronunciadas 2.0
- * Aguas arriba de las pilas 2.0
- * Aguas arriba de deflectores 2.5



3.2.11.2 Método Propuesto por Belmonte.

El método propuesto por el libro de puentes del Ing. Belmonte G. determina la socavación máxima para velocidad y el tirante máximo.

$$h = K \cdot H \cdot V^2$$

Donde:

h = profundidad de socavación [m]

K = constante característica del terreno seg^2/m^2

V = velocidad de las aguas [m/seg.]

Tabla 3.3.2 Constante K para los Diferentes Materiales

Material	K (seg^2/m^2)
Ripio conglomerado	0.01
Ripio suelto	0.04
Arena	0.06
Fango	0.08

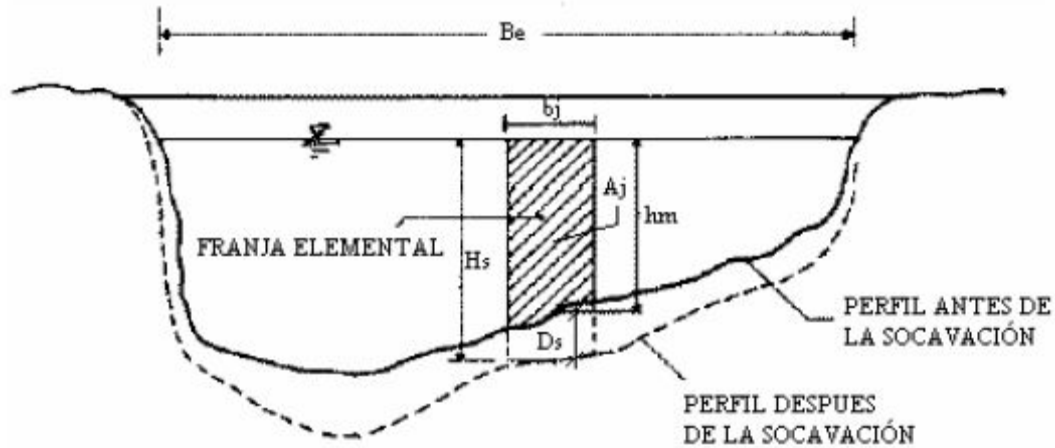
Fuente: Belmonte - Puentes

3.2.11.3 Método de Neill

Éste es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente. El método propuesto por Neill a partir del método de Lischtvan-Levediev es el más usado para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente.

Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la profundidad de socavación.

Uniendo estos puntos se obtiene el perfil de socavación. Considerando que la hipótesis del método es que el gasto en cada franja del cauce permanece constante durante el proceso erosivo, la profundidad de socavación será nula en las orillas, por lo que no se permite estimar ninguna erosión lateral de las márgenes.



Fuente: Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992).

Figura 3.2.3.1 Sección transversal de un río cualquiera.

Aplicando las siguientes ecuaciones se determinará la nueva profundidad del río socavado.

Caudal total de la Franja.

$$Q_j = K_i \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Q_j = caudal total de la franja [m³/seg.]

S = pendiente media del lecho [m/m]

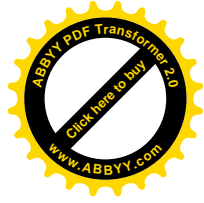
Caudal unitario de la Franja.

$$q_j = \frac{Q_j}{B_j}$$

Donde:

B_j = ancho de la franja [m].

Q_j = caudal total de la franja [m³/seg.]



Profundidad de Socavación más Tirante de Agua.

$$h_{cj}^{\frac{2}{3}} \cdot Ln\left(\frac{12h_{cj}}{k_s}\right) = \left(\frac{q_j}{0.787 \cdot \sqrt{g \cdot D}}\right)$$

Donde:

Q_j = caudal total de la franja [m³/seg.]

S = pendiente media del lecho [m/m]

n_j = coeficiente de rugosidad de Manning de la franja

R_j = radio hidráulico de la franja [m]

A_j = área de la franja [m²]

q_j = caudal unitario de la franja [m³/seg./m]

B_j = ancho de la franja [m]

h_{cj} = socavación mas tirante de agua [m]

k_s = diámetro D₆₅ de la granulometría [mm]

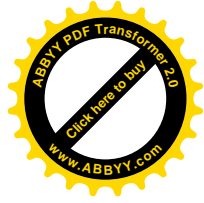
g = aceleración de la gravedad [m/seg²]

D = diámetro medio de las partículas del material granular [mm]

3.2.11.4 Método de Lischtván-Levediev

Como se ha notado, la teoría expuesta por Lischtván-Levediev, requiere para su aplicación de datos que son relativamente fáciles de obtener en la naturaleza, permite determinar, además del valor de la socavación general en cualquier tramo de un río, el correspondiente a la socavación debida a la contracción en secciones donde se ha reducido el área hidráulica.

- a) El gasto Q_d de diseño escogido con una frecuencia determinada y que puede ser obtenido mediante algún método estadístico
- b) El perfil de la sección durante el estiaje, que es cuando más cómodo resulta obtenerlo.
- c) Características del material del fondo (γ_d ó dm), así como su distribución en el subsuelo, para lo cual se requiere hacer sondeos.



La hipótesis de la partida y fundamental es que el gasto permanece constante durante todo el proceso erosivo en cada franja escogida de la sección. Como el gasto de las orillas es igual a cero, después de la erosión deberá permanecer así, por lo que se excluye la posibilidad de cualquier corrimiento lateral. En la mayoría de las ocasiones esto se cumple excepto en la parte exterior de las curvas. Al tratarse del cálculo bajo de un puente, los estribos impiden cualquier avance lateral.

Aplicando la siguiente ecuación, es posible determinar la profundidad de Socavacion del rio:

$$H_s = \left[\left(\frac{q_j}{0.68 * \beta * \phi * Dm^{0.28}} \right)^{\left(\frac{1}{1+z} \right)} \right]$$

Donde:

H_s = tirante considerado a cuya profundidad se desea conocer qué valor de la velocidad de arrastre se requiere para arrastrar y levantar el material, en m.

q_j = caudal unitario de la franja [m³/seg./m]

D = diámetro medio de las partículas del material granular [mm]

β = coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

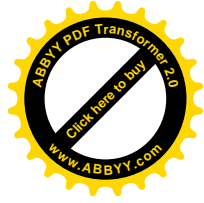
Φ = Coeficiente que considera la influencia del sedimento en suspensión.

X = Parámetro de la fórmula de arrastre crítico

3.2.12 Socavación en Estribos.

La erosión local ocurre en estribos cuando los estribos obstruyen el flujo. La obstrucción del flujo forma un vértice horizontal comenzando en el extremo aguas arriba de los estribos y corriendo a lo largo de la punta del estribo, y formando en consecuencia un vértice vertical en el extremo aguas abajo del estribo.

El informe de HEC N° 18 recomienda dos ecuaciones para el cálculo de la erosión de estribo de lecho vivo. Cuando la longitud del terraplén mojado (L) dividido por la profundidad del flujo más cercano (y_1) es más grande que 25, el informe del HEC N°



18 sugiere usar la ecuación de HIRE (Richardson, 1990). Cuando la longitud del terraplén mojado dividido por la profundidad del flujo más cercano es menor que o igual a 25, el informe de HEC N° 18 sugiere usar la ecuación de Froehlich (Froehlich, 1989).

3.2.12.1 Método de Laursen.

Socavación en lecho móvil

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \left[\left(\frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

Donde:

d_s = Profundidad de socavación

h = Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal

L = Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.

3.2.12.2 Método de Liu, Chang y Skinner.

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} F_r^{0.33}$$

Donde:

d_s = Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación [m]

h = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal [m]

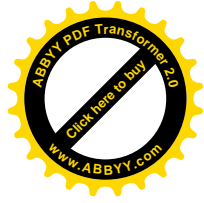
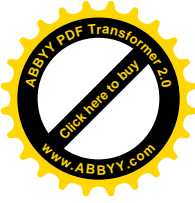
L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua [m]

Fr = número de Froude en la sección de aguas arriba

K_f = coeficiente de corrección por la forma del estribo

$K_f = 1.1$ para estribos con pared inclinada hacia cauce

$K_f = 2.15$ para estribos con pared vertical



3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE.

3.3.1 MATERIALES.

3.3.1.1 Hormigón.

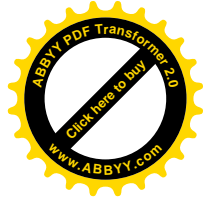
La norma AASHTO LRFD 2004 clasifica a los hormigones según su resistencia a la compresión según lo mostrado en la siguiente tabla:

Tabla 3.3.3 Clasificación de Hormigones.

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento Kg/m ³	Máxima relación agua-cemento Kg/Kg	Agregado grueso según AASHTO M43 (ASTM D 448) Tamaño aberturas cuadradas (mm)	Resistencia a la compresión a 28 días MPa	Uso
A	362	0.49	25 a 4.75	28	Generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada.
B	307	0.58	50 a 25	17	Se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
C	390	0.49	12.5 a 4.75	28	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.
P	334	0.49	25 a 4.75 ó 19 a 4.75	Según se especifique	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.
S	390	0.58	25 a 4.75	-	Se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.
Baja densidad	334	Según se especifique			

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

Como se observa en el cuadro anterior la norma AASHTO LRFD 2004 ya no permite hormigones tipo A de menos de 28MPa. Sin embargo para nuestro medio se usara un hormigón de 21 MPa y para estructuras de hormigón pretensado se usan resistencias que están entre 28 MPa y 56 MPa, siendo más habituales las comprendidas entre 35 y 48 MPa para hormigones de peso normal y en estructuras especiales se llega a usar hormigones de hasta 60 a 70 MPa.



Módulo de elasticidad.

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

$$E_c = 2.6 \times 10^5 \text{ MPa}$$

3.3.1.2 Acero.

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

Módulo de Elasticidad.

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

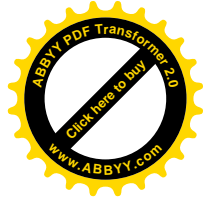
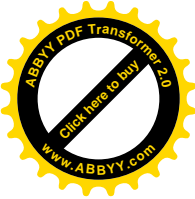
$$2 \times E^5$$

MPa.

Tabla 3.3.4 Diámetros Comerciales.

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

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)



3.3.1.3 Acero de Pretensado.

El torón es fabricado con siete alambres, 6 firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de 17590 kg/cm² conocido como grado 250K. Existe un acero más resistente conocido como grado 270K, con una resistencia mínima a la ruptura de 270 Ksi o 18960 Kg/cm². Para los torones se usa el mismo tipo de alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de presfuerzo.

Propiedades del acero de pretesado.

Tabla 3.3.5 Propiedades del Acero de Pretesado Noma AASTHO.

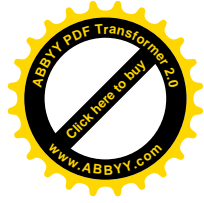
Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, f_{pu} (MPa)	Tensión de fluencia, f_{py} (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85%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

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

Restricciones de tesado de los cables.

Tabla 3.3.6 Restricción de los Esfuerzos del Cable.

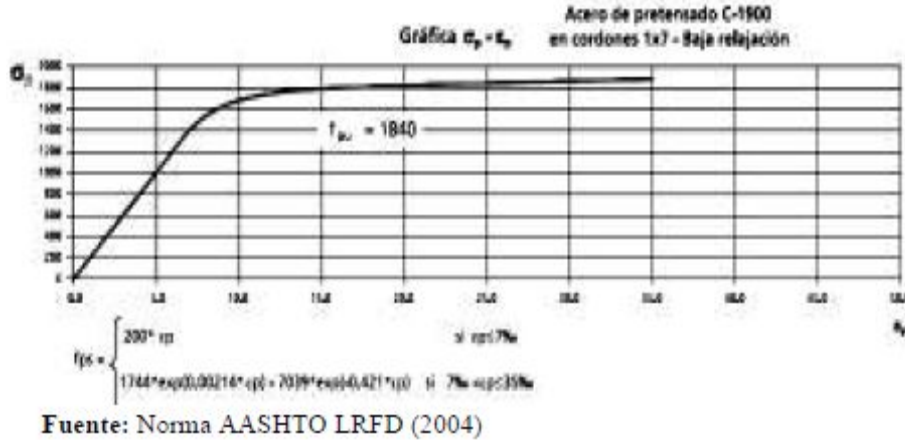
Operaciones de tesado	
$\sigma_{tracción}$	0.90* f_{py}
En transferencia	
$\sigma_{tracción}$	0.7* f_{pu}
extremo anclado	
$\sigma_{tracción}$	0.74* f_{pu}
extremo no anclado	
Servicio	
$\sigma_{tracción}$	0.8* f_{py}



Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

Curva esfuerzo-deformación del acero de pretensado.

Gráfico 3.2.5 Curva Esfuerzo Deformación del Acero de G- 270



3.3.1.4 Norma para el Diseño de Elementos de Hormigón Armado.

Los “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-05)” del American Concrete Institute, proporcionan los requisitos mínimos para cualquier diseño o construcción de concreto estructural.

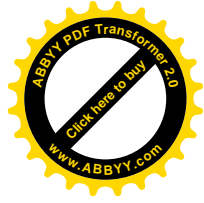
Este reglamento incluye en un solo documento las reglas para todo concreto usado con propósitos estructurales, incluyendo tanto al concreto simple como el concreto reforzado. El término “concreto estructural” se usa para referirse a todo concreto simple o reforzado usado con fines estructurales. Esto cubre el espectro de usos estructurales del concreto desde el concreto simple hasta el concreto con refuerzo no preesforzado, con acero de preesforzado, o secciones compuestas con perfiles de acero o tuberías.

3.3.1.5 Análisis y Diseño del Hormigón Armado.

3.3.1.5.1 Análisis y Diseño por Flexión.

Para el diseño por flexión es necesario saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil con el cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones.

El código Norma ACI-318 nos da los siguientes límites de cuantía para el diseño:



Cuantías máximas:

$$\rho_b = \beta_i * 0.85 * \frac{f_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

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

Donde:

ρ_b = Cuantía balanceada

f_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

β_i = Para ' f_c entre 18 y 30 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85.

3.3.1.5.2 Cuantía Mínimas.

Se tomara el valor mayor de las siguientes expresiones:

$$\rho_{min} = 0.85 * \sqrt{\frac{f_c}{f_y}}$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

Diseño por Flexión se deberá hacer cumplir las siguientes condiciones:

$$M_u \leq \phi M_n$$

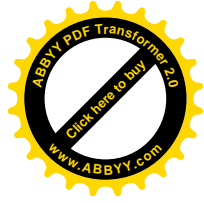
Donde:

M_u = Momento mayorado en la sección

M_n = Resistencia nominal a flexión en la sección

ϕ = factor de reducción de resistencia

El cálculo de la armadura es simple y se lo calcula con las dos siguientes fórmulas que resultaron de un análisis del equilibrio del par de fuerzas internas, con una



distribución de compresiones en el hormigón de forma rectangular. (Método Simplificado Ref. 8)

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

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

Donde:

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el dendroide del refuerzo longitudinal en tracción.

b = Ancho de la cara en compresión del elemento.

A_s = Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

3.3.1.5.3 Diseño por Fuerza Cortante.

La fuerza cortante que resiste una viga será la que proporciona el hormigón y el acero transversal, es decir:

$$V_n = V_c + V_s$$

Con el mismo criterio anterior para flexión.

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección.

V_n = Esfuerzo resistente nominal de cortante.

Fuerza Cortante que Resiste el Concreto (V_c).

El código ACI sugiere la siguiente expresión simplificada.



$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

b = Ancho de la cara en compresión del elemento.

Fuerza Cortante que Resiste el Acero (V_s).

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

Donde:

A_v = Área de acero.

S = Espaciamiento de los estribos verticales.

V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

- si $V_u \leq \phi V_c/2$;

No necesita ningún refuerzo transversal.

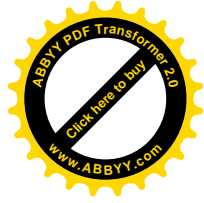
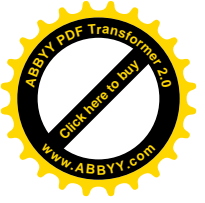
- si $\phi * V_c/2 \leq V_u \leq \phi V_c$;

Necesita un refuerzo mínimo exceptuando losas, vigas con una altura menor a 20 cm y viguetas.

Área de refuerzo mínimo.

$$A_{v_{\min}} = 3.5 * b * \frac{S}{f_y}$$

$$S \leq d/2$$



$$S \leq 60 \text{ cm}$$

Donde:

$A_{v \min}$ = Área mínima de refuerzo para cortante con un espaciamiento S .

b = Ancho de la cara en compresión del elemento.

S = Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, tendones de preesfuerzo, alambres, o anclajes, mm.

Hormigón es capaz de resistir fuerzas de tensión diagonal por lo tanto la fuerza de compresión es resistida parte por el hormigón y parte por el acero.

• Pérdidas del Pretensado.

Dentro de las pérdidas de pretensado están las perdidas instantáneas que se dan al inicio del pretesado y las perdidas diferidas que se dan a lo largo del tiempo, estas pérdidas deben ser calculadas.

• Pérdidas Instantáneas.

- **Por fricción**, la tensión se reduce a lo largo de la longitud del cable, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos desde el otro.

A medida en que el acero se desliza a través de la vaina, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato.

- **Por incrustación de anclaje**, inmediatamente después de la transferencia de fuerzas se reduce la tensión en los cables por el deslizamiento en los anclajes en los miembros pretensados.

- **Por acortamiento elástico**, cuando la fuerza de pretesado se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el hormigón a medida en que este se comprime causara una pérdida de tensión en los tendones.

• Pérdidas Diferidas.

- **Por contracción**, la contracción por secado del hormigón provoca una reducción en la deformación del tendón o cable del presfuerzo igual a la deformación por contracción del hormigón lo que produce una pérdida de esfuerzo en los cables.

- **Por flujo plástico**, el hormigón es sujeto a un esfuerzo de compresión constante, primero se deformará elásticamente, y después continuará deformándose en el tiempo.

- **Por relajamiento**, los tendones o cables de pretensado se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción del hormigón. Existirá una reducción gradual del esfuerzo en el acero bajo estas condiciones debido al relajamiento, aun cuando la longitud se mantenga casi constante.

3.3.4 Sistema de Pretensado.

El sistema de pretensado utilizado para el diseño y construcción del presente proyecto es el sistema PROTENDE de origen brasilero, utilizado comúnmente en nuestro medio en la construcción de puentes.

A continuación, se mostrarán algunas propiedades del sistema PROTENDE ya que es éste el sistema del que se tomó referencia. Cualquier otra cuestión se puede obtener del catálogo de PROTENDE.

- **Anclaje.**



FIGURA 3.3-1 Anclaje de PROTENDE tipo MTC

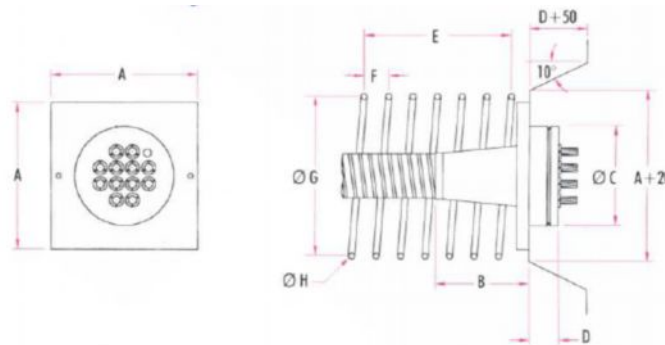


FIGURA 3.3-2 Geometría del anclaje tipo MTC de PROTENDE

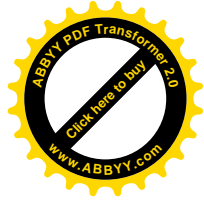
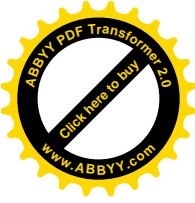


TABLA 3.3.7 Dimensiones de los anclajes de tipo MTC de PROTENDE

		ARMADURA DE FRETAGEM - CA-25							
Tipo	Dimensões	A mm	B mm	Ø C mm	D mm	E mm	F mm	Ø G mm	H mm
4	MTC 12,7	150	100	100	45	200	50	140	10
6	MTC 12,7	180	100	127	50	200	50	170	10
7	MTC 12,7	190	100	127	50	250	50	180	10
8	MTC 12,7	210	100	140	50	300	50	190	10
9	MTC 12,7	220	100	152	50	300	50	200	10
10	MTC 12,7	240	210	165	55	300	50	220	10
12	MTC 12,7	240	210	165	57	350	50	220	12
15	MTC 12,7	290	165	197	60	350	50	270	12
19	MTC 12,7	320	300	216	60	400	50	290	12
22	MTC 12,7	350	300	229	60	450	60	320	16
27	MTC 12,7	400	300	267	75	600	70	410	20
31	MTC 12,7	430	475	279	85	600	70	430	20

Fuente: Catalogo de PROTENDE

3.3.5 NORMATIVA DE DISEÑO.

3.3.5.1 Norma para el Diseño de Puente.

El diseño y calidad de su ejecución debe estar sujeta estrictamente a la normativa para el diseño de puentes AASHTO LRFD (2004) debido a la falta de una normativa boliviana.

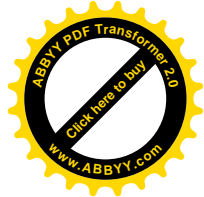
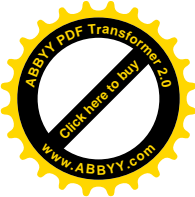
Las especificaciones de construcción consistentes con estas especificaciones de diseño se encuentran en las *Especificaciones para la Construcción de Puentes mediante el Método de Factores de Carga y Resistencia de AASHTO*.

3.3.6 FILOSOFIA DE DISEÑO.

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética, según lo especificado en el Artículo 2.5.

3.3.6.1 Factores de Carga y Combinación de Carga.

Se especifican los requerimientos mínimos para las cargas y las fuerzas, los límites de su aplicación, los factores de carga y las combinaciones de carga a ser usadas en el diseño de puentes nuevos, para el diseño del proyecto se tomo en cuenta los siguientes estados límites:



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

ESTADO LÍMITE DE 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.

En la Tabla 3.3.8 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño.

Tabla 3.3.8 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga.

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

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes LRFD - 2004

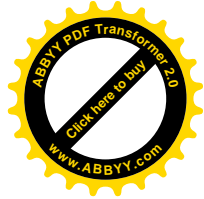
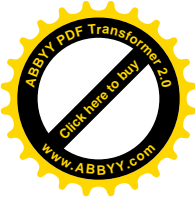


Tabla 3.3.9 Factores de Cargas Permanentes, γ

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Maximo	Minimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
Activo	1.50	0.90
En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje Vertical del suelo		
Estabilidad global	1.00	N/A
Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
Marcos rígidos	1.35	0.90
Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes LRFD - 2004

Estados limites.-

Toda estructura debe reunir las condiciones adecuadas de seguridad, funcionalidad y durabilidad, con objeto de que pueda rendir el servicio para el que ha sido proyectada.

Se denominan estados límites aquellas situaciones tales que, al ser rebasadas, colocan a la estructura fuera de servicio.

Los que se tomarán en cuenta para el diseño del proyecto son los siguientes:

Estado límite de Resistencia I

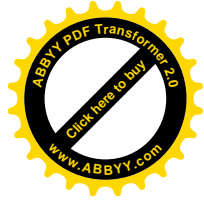
$$1*[1.25*D_C + 1.25*D_W + 1.75*LL + 1.75*IM + 1.75*PL]$$

Estado Límite de Evento Extremo II

$$1*[1.25*D_C + 1.25*D_W + 0.5*LL + 0.5*IM + 0.5*PL + 1*CT]$$

Estado Límite de Servicio I

$$1*[1*D_C + 1*D_W + 1*LL + 1*IM + 1*PL]$$



3.3.6.2 Cargas Actuantes Sobre el Puente.

Las cargas, fuerzas y acciones que deben considerar en el diseño estructural de puentes son:

➤ Cargas permanentes:

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

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

EH = Empuje horizontal del suelo

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

➤ Cargas transitorias:

LL = Sobre carga vehicular.

PL = Sobre carga peatonal

IM = Incremento por carga vehicular dinámica.

BR = Fuerza de frenado de los vehículos.

CT = Fuerza de colisión de un vehículo.

WS = Viento sobre la estructura.

WL = Viento sobre la sobrecarga.

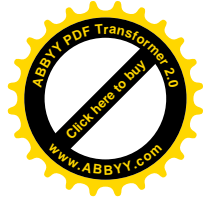
Para propósito de diseño, las cargas ó acciones se definen como los elementos del entorno que causan esfuerzos y deformaciones en la estructura.

3.3.6.2.1 Cargas Permanentes.

3.3.6.2.2 Peso Propio y Peso Propio de Rodadura.

Consiste en el peso de la estructura (DC) donde la norma recomienda un peso del hormigón armado de 2392 Kg/m³ sin embargo para el proyecto se tomará:

- Hormigón Armado.....2400 Kg./m³



3.3.6.2.3 Peso Propio de las Superficies de Rodamiento e Instalaciones de Servicios.

El peso de la superficie de rodamiento (DW) varía según el material que lo compone. En este caso se designará con una capa de pavimento flexible, de utilizar otro material la norma da una tabla de densidades recomendada según el material. (Ver referencia 17 Tabla 3.5.1-1).

- Asfalto.....2200 Kg./m³

3.3.6.2.4 Empuje Horizontal y Vertical del Suelo.

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

$$E = \frac{1}{2} * \gamma \text{ Relleno} * h * (h + 2h') * C$$

$$C = \tan^2(45^\circ - \theta/2)$$

$$E_V = E * \text{sen}(\theta/2)$$

$$E_H = E * \text{cos}(\theta/2)$$

Donde:

E = El empuje según Ranking θ = Angulo de fricción interna del relleno

3.3.6.2.5 Cargas Transitorias.

Las cargas transitorias son las correspondientes a las cargas de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil, peatones, cargas hidráulicas, de viento, etc.

3.3.6.2.5.1 Sobrecarga Vehicular de Diseño.

3.3.6.2.5.2 Requisitos Generales.

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

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

A excepción de las modificaciones especificadas en el Artículo 3.6.1.3.1, cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda.

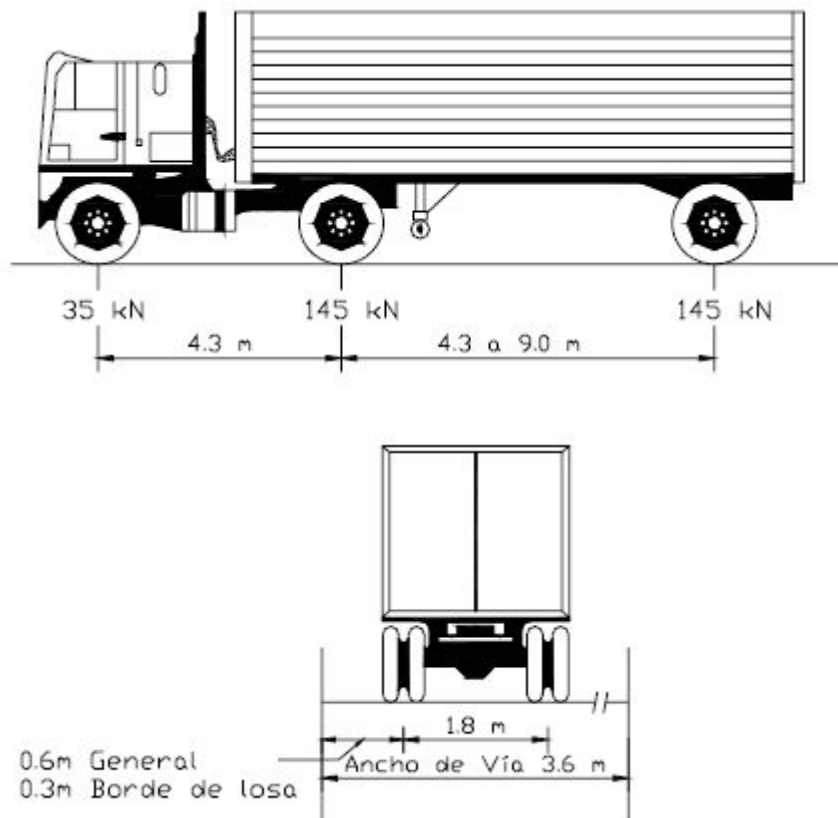
Se asumirá que las cargas ocupan 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

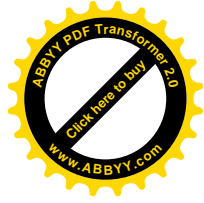
3.3.6.2.5.3 Camión de Diseño.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2.

A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas.

Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.





3.3.6.2.5.4 Tándem de Diseño.

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm.

La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Art 3.6.2

3.3.6.2.5.4.1 Carga del Carril de Diseño.

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

Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm.

Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

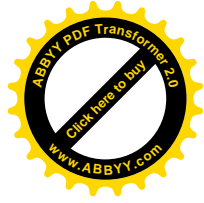
3.3.6.2.5.5 Cargas Peatonales.

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

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

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

$$PLL = 890 + 0,73L \quad (13.8.2-1)$$



Donde:

L = separación entre postes (mm)

3.3.6.2.5.6 Incremento por Carga Dinámica.

A menos que los Artículos 3.6.2.2 y 3.6.2.3 permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 3.3.10, incremento por carga dinámica.

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

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

Tabla 3.3.10 Incremento por carga Dinámica

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

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes LRFD - 2004

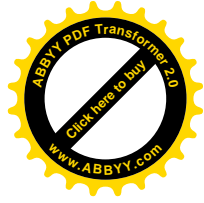
3.3.6.2.5.7 Fuerza de Frenado.

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

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

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 y que transportan tráfico en la misma dirección.

Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados



simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2.

3.3.6.2.5.8 Fuerza de Colisión de un Vehículo.

No es necesario considerar los requisitos del Artículo 3.6.5.2 en el caso de estructuras protegidas por:

- Un terraplén;
- Una barrera anti choque estructuralmente independiente, instalada en el terreno y de 1370 mm de altura, ubicada a 3000 mm o menos del componente protegido; o
- Una barrera de 1070 mm de altura ubicada a más de 3000 mm del componente protegido.

Esta excepción sólo se podrá aplicar si la barrera es estructural y geoméricamente capaz de sobrevivir el ensayo de impacto para el Nivel de Ensayo 5, según lo especificado en la Sección 13.

3.3.6.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

3.3.6.3.1 Ancho de Vía.

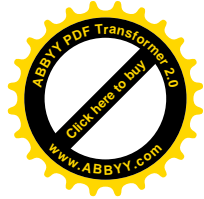
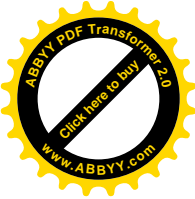
El ancho del puente no debe ser menor que el ancho de la sección de la carretera de acceso, incluyendo las banquetas o cordones, las cunetas y las aceras.

La luz horizontal debajo del puente debe satisfacer los requisitos del Art 2.3.2.2.1.

No se debería ubicar ningún objeto sobre o debajo de un puente, a excepción de una barrera, a menos de 1200 mm del borde de un carril de circulación. La cara interna de la barrera no debería estar a menos de 600 mm de la cara del objeto o del borde de un carril de circulación.

3.3.6.3.2 Baranda para tráfico vehicular.

El propósito principal de las barandas para tráfico vehicular deberá contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura cap. 13.



3.3.6.3.3 Barandas.

Los puentes deben estar provistos de barandas, para protección y seguridad de los usuarios. Deben considerarse estéticamente para lograr proporción entre sus diferentes elementos y armonía en el conjunto de la estructura, a la vez que ofrezcan resistencia y seguridad.

3.3.6.3.4 Drenaje de la Calzada.

El drenaje transversal de la calzada se asegura por medio del bombeo de la superficie y el drenaje longitudinal por medio de la pendiente y en caso de rasante horizontal, por medio de drenes (sumideros) de diámetros suficientes y número adecuado. En vías, para vehículos.

3.3.6.3.5 Ancho Efectivo de la Aleta.

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

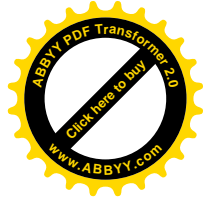
Para el caso de estudio este puente está ubicado en parte de la zona urbana la cual debe cumplir con los requisitos especificada en la norma.

La profundidad mínima para una viga I con más tablero según norma AASTHO es:

Cuadro N° 3.1 Ancho efectivo de la Aleta

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

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes LRFD - 2004



Vigas doble T prefabricadas

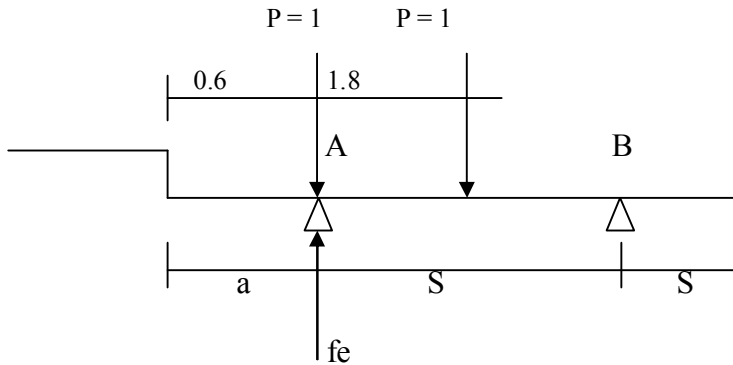
Donde:

$L = \text{Luz de calculo} \quad h = 0.040 * L$

$h = \text{Profundidad mínima para una viga.}$

3.3.6.3.6 Separación entre Vigas.

Ley de Momentos:



Fracción de carga interna (fi)

Para vigas I de H°P°

$$fi = 0.596 * S \quad \dots\dots 1$$

Fracción de carga externa (fe)

Por equilibrio haciendo momentos en el punto B de la figura.

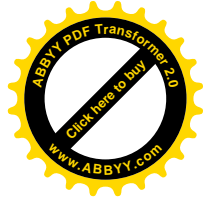
$$\sum M_B = 0 \quad P * (S + a - 0.6) + P * (S + a - 2.40) = fe * S \quad \dots\dots 2$$

$$fe = \frac{2 * S + 2a - 3}{S}$$

Si b es el ancho de calzada conocido entonces:

$$b = 2 * S + 2 * a \quad \longrightarrow \quad a = \frac{b - 2 * S}{2} \quad \dots\dots 3$$

Simplificando 3 en 2.



$$fe = \frac{2*S + 2\left(\frac{b-2*S}{2}\right) - 3}{S}$$

$$fe = \frac{2*S + b - 2*S - 3}{S} \quad \text{Igualando} \quad \text{4 en 1.}$$

$$fe = \frac{b-3}{S} \quad \dots\dots 4 \quad \frac{b-3}{S} = 0.596*S$$

$$b-3 = 0.596*S^2$$

$$S = \sqrt{\frac{b-3}{0.596}}$$

Se determina el espaciamiento entre vigas.

3.3.6.3.7 Espesor de la Losa.

A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm. Art 9.7.1.1

$$hf \geq 17.5cm \quad \text{Norma AASHTO}$$

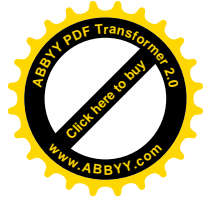
El espesor de la losa se asumirá de acuerdo a la magnitud del proyecto.

3.3.6.3.8 Estados de Cargas.

3.3.6.3.8.1 Estados de Cargas para el Diseño de Losa del Volado para la Carga Viva.

A menos que se especifique lo contrario, la sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La sollicitación debida al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, y



- Tanto para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90 % de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15.000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 % de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145.000 N de cada camión se deberá tomar como 4300 mm.

Los ejes que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada se deberán despreciar.

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan sollicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la sollicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

La carga de viva se debe dividir por el ancho de faja equivalente de acuerdo al *4.6.2.1.3 Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores*.

$$F_e = 1140 + 0.833 \cdot x$$

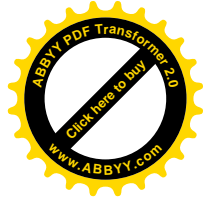
Donde:

F_e = ancho de la faja equivalentes interiores.

x = distancia de la carga y el punto de apoyo.

3.3.6.3.8.2 Estados de Cargas para el Diseño de la Losa Interior.

Para el diseño de la losa interior se deberá tomar en cuenta la situación más desfavorable que pueda presentarse en la superestructura por las cargas actuantes.

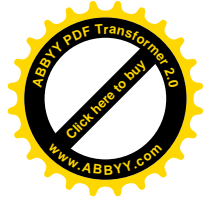


La norma AASTHO LRFD – 2004 nos indica en su punto **3.6.1.3 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño, artículo 3.6.1.3.1 Requisitos generales** el camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de, para el diseño de todos los demás componentes a 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

- a) Hipótesis 1: La carga del eje trasero del camión de diseño se coloca a 60 cm. de la cara del bordillo baranda vehicular; para poder determinar el momento máximo positivo y negativo. También se puede hacer variar el eje de carga del camión de diseño en la sección transversal a cada 0.1 m de la luz de cálculo.
- b) Hipótesis 2: La carga del eje trasero del camión de diseño se coloca a 60 cm. de la cara del bordillo o baranda vehicular y se adicionará otro eje de carga a 1.20 m, esto se podrá realizar en tanto y cuando sea posible adicionar más camiones de diseño separados a 1.20 entre ejes de rueda mientras entre, en la sección transversal del puente. También se puede hacer variar el eje de carga del camión de diseño a lo largo de la sección transversal a cada 0.1 m de la luz de cálculo.
- c) Hipótesis 3: Para generar los estados de carga más desfavorables, tanto para los momentos positivos y negativos, las cargas deben actuar en determinados lugares de la sección transversal dando lugar así a los estados más desfavorables de cargas posibles para el diseño de la losa.

Para el momento Negativo: Para determinar el momento máximo negativo para el diseño de la losa se toma la carga de HL-93 cargado sobre los dos carriles de diseño para determinar su máximo momento.

Para el momento Positivo: Para determinar el máximo momento positivo para el diseño de la losa se toma la carga HL-93 sobre un solo carril.



3.3.6.3.9 Diseño de vigas pretensadas

3.3.6.3.9.1 Diseño por flexión basado en esfuerzos permisibles

El estado límite de servicio aún es aplicado en el diseño de miembros de hormigón con tendones de acero que pre comprimen la sección de tal manera que los esfuerzos en el hormigón " f " pueden ser determinados de las propiedades de la sección elástica no fisurada y la ecuación familiar:

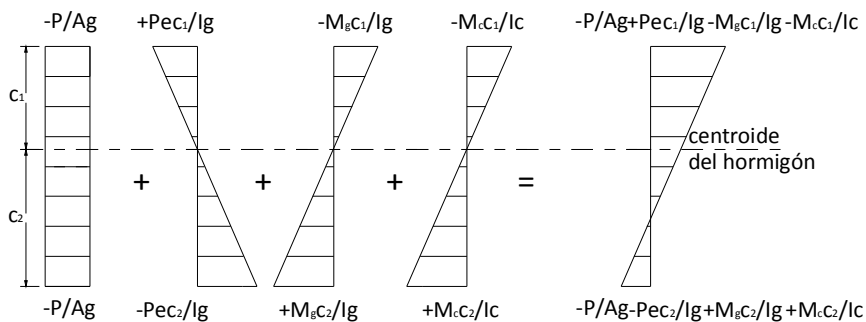
$$f = -\frac{P}{A_g} \pm \frac{P * e * c}{I_g} \mp \frac{M * c}{I_g}$$

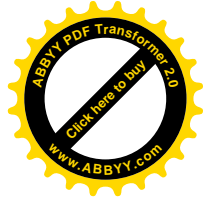
Donde " P " es la fuerza de pretensado, A_g es el área de la sección transversal, e es la excentricidad de la fuerza de pretensado, M es el momento debido a cargas aplicadas, c es la distancia del centroide de la sección a la fibra, I_g es el momento de inercia de la sección. Si el miembro es una construcción compuesta, es necesario separar el momento debido a las cargas sobre la viga M_g y el momento debido a cargas sobre la sección compuesta M_c , porque los valores " c " e " I " son diferentes, esto es,

$$f = -\frac{P}{A_g} \pm \frac{P * e * y}{I_g} \mp \frac{M_g * y}{I_g} \mp \frac{M_c * y}{I_c}$$

Donde los signos más y menos para los esfuerzos en las fibras superior e inferior deben ser consistentes con la convención de signos elegida, aquí la tracción es positiva y la compresión es negativa. Estas distribuciones lineales de esfuerzos elásticos en el hormigón son mostradas en la siguiente figura.

Figura N° 16 Esfuerzos de flexión en el hormigón





3.3.6.3.9.2 Esfuerzos permisibles en el hormigón

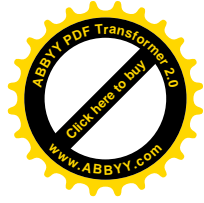
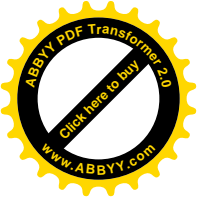
Los límites de esfuerzos en el hormigón son dados en las tablas siguientes para dos etapas de carga: (1) etapa de transferencia de pretensado - inmediatamente después de la transferencia de los tendones de pretensado al hormigón pero antes de las pérdidas dependientes del tiempo debidas a la fluencia y retracción del hormigón, y (2) etapa de carga de servicio - después de la contribución de todas las pérdidas de pretensado.

Una zona traccionada pre comprimida es una región que fue comprimida por los tendones de pretensado pero que ha sido traccionada cuando ha estado sujeta a momentos debido a cargas muertas y cargas vivas.

Cuadro N° 3.4 Límites para la tensión temporaria en el hormigón antes de las pérdidas

Esfuerzo de Compresión	
Componentes Pretensados	$0,60 f_{ci}$
Componentes Postensados	$0,60 f_{ci}$
Esfuerzos de Tracción	
Zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0,25\sqrt{f_{ci}} \leq 1,38 MPa$
En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 Mpa	$0,63\sqrt{f_{ci}}$

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [5.9.4.1.1] y fragmento de [Tabla5.9.4.1.2-1]



Cuadro N° 3.5 Límites para la tensión en el hormigón después de las pérdidas

Esfuerzos de compresión	
Tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f_c'$
Tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes	$0,40 f_c'$
Esfuerzos de tracción	
Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0,50 \sqrt{f_c'}$
Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas	$0,25 \sqrt{f_c'}$

Fuente: AASHTO LRFD 2004 fragmentos de [Tablas 5.9.4.2.1-1 y 5.9.4.2.2-1]

3.3.6.3.9.3 Inecuaciones de condición

3.3.6.3.9.3.1 Etapa Inicial (transferencia)

En ésta etapa, actúan la fuerza de pretensado inicial y el peso propio (dg)

Inecuación I

$$-\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i * e_g}{S_{1g}} - \frac{M_{dg}}{S_{1g}} \leq f_{ti}$$

Inecuación II

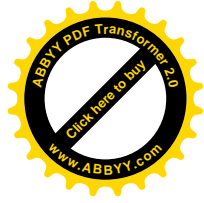
$$-\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i * e_g}{S_{2g}} + \frac{M_{dg}}{S_{2g}} \geq f_{ci}$$

3.3.6.3.9.3.2 Etapa Final (servicio)

En ésta etapa además de las cargas que actúan en la etapa inicial, actúa las cargas de servicio y la fuerza de pretensado efectiva ($P_e = R * P_i$).

Inecuación III

$$-\frac{R * P_i}{A_g} + \frac{R * P_i * e_g}{S_{1g}} - \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{1g}} - \frac{M_{d2} + M_L}{S_{1c}} \geq f_{cs}$$



Inecuación IV

$$-\frac{R * P_i}{A_g} - \frac{R * P_i * e_g}{S_{2g}} + \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{2g}} + \frac{M_{d2} + M_L}{S_{2c}} \leq f_{ts}$$

3.3.6.3.9.4 Excentricidad límite

Las inecuaciones de condición que se desarrollaron se utilizan para determinar la fuerza de pretensado inicial en la sección de máximo momento. En otros puntos de la viga, en donde los momentos son más pequeños, la excentricidad del acero debe reducirse con el objeto de evitar sobrepasar los esfuerzos límites en el hormigón cuando la viga se encuentra en estado descargado (etapa inicial). Contrariamente, existe una excentricidad mínima, o límite superior para el centroide del acero tal que los esfuerzos límites en el hormigón no se sobrepasen cuando la viga se encuentra en su estado totalmente cargado (etapa de servicio).

Inecuación I

$$e_g \leq \left(f_{ti} + \frac{P_i}{A_g} + \frac{M_{dg}}{S_{1g}} \right) \frac{S_{1g}}{P_i}$$

Inecuación II

$$e_g \leq - \left(f_{ci} + \frac{P_i}{A_g} - \frac{M_{dg}}{S_{2g}} \right) \frac{S_{2g}}{P_i}$$

Inecuación III

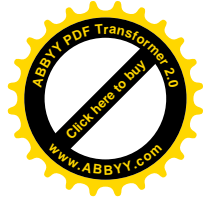
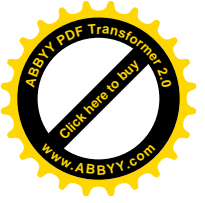
$$e_g \geq \left(f_{cs} + \frac{R * P_i}{A_g} + \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{1g}} + \frac{M_{d2} + M_L}{S_{1c}} \right) \frac{S_{1g}}{R * P_i}$$

Inecuación IV

$$e_g \geq - \left(f_{ts} + \frac{R * P_i}{A_g} - \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{2g}} - \frac{M_{d2} + M_L}{S_{2c}} \right) \frac{S_{2g}}{R * P_i}$$

3.3.6.3.9.5 Verificación por flexión en estado límite de resistencia

Para secciones (5.7.3.2.3) rectangulares solicitadas a flexión con tendones adherentes y si la altura del ala comprimida no es menor que c la resistencia de diseño a flexión es:



$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right]$$

Donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y}{0,85 f_c' \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Para las secciones (5.7.3.2.2) con alas (Te) solicitadas a flexión respecto de un eje y los tendones son adherentes, y si la altura del ala comprimida es menor que c , la resistencia factorada a la flexión es:

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f_c' (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

Donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - 0,85 \beta_1 f_c' (b - b_w) h_f}{0,85 f_c' \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

La tensión media (5.7.3.1.1) en el acero de pretensado a la resistencia a la flexión f_{ps} tanto para secciones Te como para secciones rectangulares se puede obtener con la siguiente expresión (para las cuales f_{pe} es mayor o igual que $0,5 f_{pu}$):

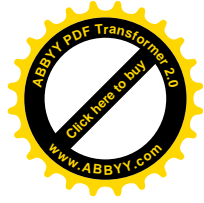
$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

Siendo:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado



f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado

A_s = área de la armadura de tracción de acero no pretensado

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = ancho del ala comprimida

b_w = ancho del alma

h_f = altura del ala comprimida de un elemento de sección Te

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión

d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada

f_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente

α = altura del diagrama de tensiones equivalente

3.3.6.3.9.5.1 Armadura máxima

La máxima cantidad (5.7.3.3.1) de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

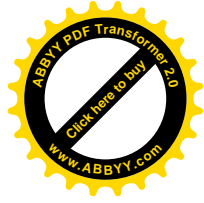
Siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

Donde:

d_e = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura fraccionada

Si no se satisface la condición $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$ la sección se considera sobre armada.



3.3.6.3.9.5.2 Armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado (5.7.3.3.2) la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión facturada ϕM_{rn} como mínimo igual al menor valor entre:

*1,2 veces el momento de fisuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del hormigón, donde M_{cr} se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} \right) \leq S_c f_r$$

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta

S_c = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción

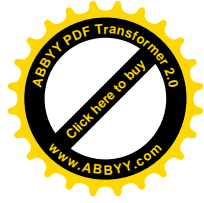
Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por $S_c * 1,33$ veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia.

3.3.6.3.9.6 Diseño por cortante

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

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0,25 * f_c' * b_w * d_v + V_p$$



Siendo:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s}$$

Donde:

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva.

El ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal se puede asumir igual a 45°, esto lleva a un diseño conservador dentro de la seguridad ya que en la práctica se espera que en el hormigón pretensado éste ángulo sea más pequeño.

Por tanto para $\theta = 45^\circ$ y $\alpha = 90^\circ$ (estribos perpendiculares al eje longitudinal) se tiene:

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

El área de refuerzo al corte requerido por cálculo será:

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p\right) * s}{f_y * d_v}$$

La separación máxima se calcula de manera similar que para hormigón armado con la diferencia que la tensión de corte se calcula como: $v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$

3.3.6.3.9.6.1 Resistencia del hormigón a cortante

Las fuerzas de cortante son absorbidas por el hormigón hasta una resistencia límite, el excedente de la fuerza de cortante es absorbido por el acero de refuerzo transversal.

Para determinar la resistencia al cortante del hormigón en elementos pretensados se usan las siguientes ecuaciones:

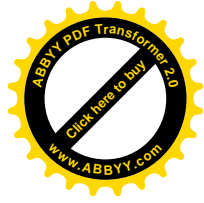
$$V_{ci} = 0,05\sqrt{f_c'} b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cr}}{M_{m\acute{a}x}} \leq 1/7\sqrt{f_c'} b_w * d_p$$

$$V_{cw} = 0,3 \left(\sqrt{f_c'} + f_{pc} \right) b_w * d_p + V_p$$

En el cual V_c debe ser el menor de V_{ci} y V_{cw}

Donde:

V_i = Fuerza de cortante mayorada debido a carga muerta sobrepuesta y carga viva



$M_{m\acute{a}x}$ =Momento flector mayorada debido a carga muerta sobrepuesta y carga viva

f_{pc} =Esfuerzo de compresión en el hormigón en el centroide de la sección.

V_p =Componente vertical de la fuerza de pretensado

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} * (0,5\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d)$$

Un método simplificado para calcular V_c consiste en usar la siguiente ecuación:

$$V_c = \left(0,05\sqrt{f_c'} + 5 \frac{V_u * d_p}{M_u} \right) b_w * d_p$$

Donde $\frac{V_u * d_p}{M_u}$ no se debe tomar mayor que 1.

3.3.6.3.9.7 Pérdidas de pretensado

En elementos postesados se tiene:

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

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total

Δf_{pF} = pérdida por fricción

Δf_{pA} = pérdida por acuñaamiento de los anclajes

Δf_{pEs} = pérdida por acortamiento elástico

Δf_{pSR} = pérdida por contracción

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón

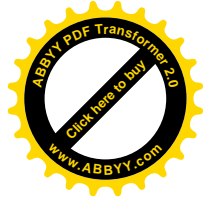
Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia

3.3.6.3.9.7.1 Pérdidas Instantáneas

3.3.6.3.9.7.1.1 Acuñaamiento de los anclajes

En construcciones postesadas no todo el esfuerzo desarrollado por la fuerza del gato es transferido al miembro porque los tendones se deslizan un poco debido al asentamiento de las cuñas en el anclaje. El asentamiento promedio que se asume sobre la longitud del tendón L es Δ_A , el cual resulta en una pérdida por acuñaamiento de:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_p$$



Donde E_p es el módulo de elasticidad del tendón de pretensado, El rango de Δ_A varía de 3mm a 10mm, con un valor frecuentemente asumido de 6mm. Para tendones largos la pérdida por acuñaamiento es relativamente pequeña, pero para tendones cortos puede llegar a ser significativa.

3.3.6.3.9.7.1.2 Fricción

En construcciones postesadas las pérdidas por fricción en entre los tendones de pretensados internos y la pared de la vaina según se estima con la siguiente ecuación:

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

Donde:

Δf_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado

x = longitud del tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado

K = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado, por longitud de tendón

μ = coeficiente de fricción

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, y el punto investigado.

e = base de los logaritmos neperianos

Los valores de K y μ , según AASHTO LRFD 5.9.5.2.2b se pueden obtener dentro de los rangos de K y μ especificados en la siguiente tabla:

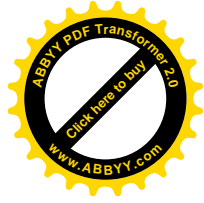


Tabla 3.3.11 Coeficientes de fricción para tendones de postesado

Tipo de acero	Tipo de vaina	K (1/mm)	μ (-)
Alambres o cables	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15-0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,3

Fuente: AASHTO LRFD 2004 [Tablas 5.9.5.2.2b-1]

3.3.6.3.9.7.1.3 Acortamiento elástico

En el caso de un miembro postesado, no se produce pérdida por acortamiento elástico si todos los tendones son tesados simultáneamente. No ocurre pérdida porque el acortamiento elástico del hormigón ya se produce en la operación del tesado. Si los tendones son tesados secuencialmente esto es uno a la vez, el primer tendón anclado experimenta la mayor pérdida debido al acortamiento del hormigón. Cada tendón siguiente experimenta una fracción de pérdida de pretensado, con el último tendón anclado sin pérdida.

La pérdida de pretensado debido al acortamiento elástico para miembros postesados con tendones tesados secuencialmente está dado por:

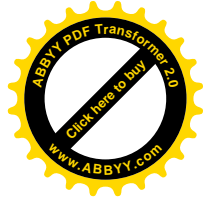
$$\Delta f_{p_{Es}} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Donde:

N = número de tendones de pretensado idénticos

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

Los valores de f_{cgp} se pueden calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción.



Para las estructuras postesadas con tendones adherentes, f_{cgp} se puede tomar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

$$f_{cgp} = \left| -\frac{P_i}{A_g} - \frac{(P_i * e)e}{I_g} + \frac{M_{dg} * e}{I_g} \right|$$

3.3.6.3.9.7.2 Pérdidas diferidas

Con las fórmulas para las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación presentadas aquí se obtiene valores bastante precisos (AASHTO LRFD 5.9.5.4), para elementos pretensados y postesados con:

- Longitudes de tramo de no más de 75 000 mm,
- Hormigón de densidad normal, y
- Resistencia mayor que 24 MPa en el momento del pretensado.

3.3.6.3.9.7.2.1 Contracción

Para elementos postesados, la pérdida por contracción se puede estimar con la siguiente expresión:

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

Donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción, en Mpa

3.3.6.3.9.7.2.3 Fluencia lenta

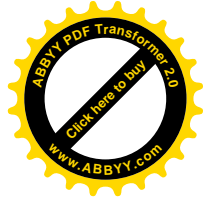
La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

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

Donde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Se debe calcular en la misma sección para la cual se calcula f_{cgp}



$$f_{cgp} = \left| -\frac{P_i}{A_g} - \frac{(P_i * e_g) e_g}{I_g} + \frac{M_d g * e_g}{I_g} \right|$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{d1} * e_g}{I_g} + \frac{M_{d2} * e_c}{I_c}$$

3.3.6.3.9.7.2.4 Relajación

La pérdida por relajación después de la transferencia se obtiene con las siguientes expresiones:

- Para postesado con cables de aliviados de tensiones:

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

- Para postesado con cables de baja relajación de tensiones:

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

Donde:

Δf_{pF} = pérdida por fricción en el punto considerado, en Mpa

Δf_{pEs} = pérdida por acortamiento elástico, en Mpa

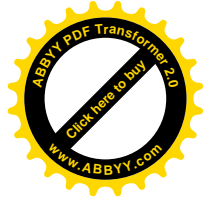
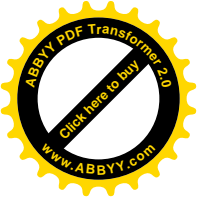
Δf_{pSR} = pérdida por contracción, en Mpa

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón, en Mpa

3.3.6.3.10 DISEÑO DE LOS APARATOS DE APOYO DE NEOPRENO.

Los aparatos de apoyo son elementos que se colocan entre las vigas y la superficie de apoyo de la caja del estribo o de la pila. Sirven para distribuir las reacciones de las vigas en áreas que den esfuerzos admisibles en la superficie de contacto y para absorber los movimientos de la estructura debidos a fuerzas longitudinales.

Para el diseño de los aparatos de neopreno se utilizan los siguientes requerimientos de la AASHTO LRFD:



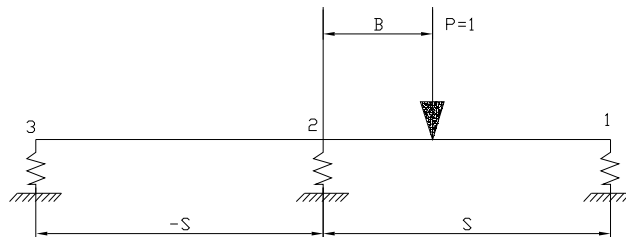
En general, el proceso de diseño es el siguiente:

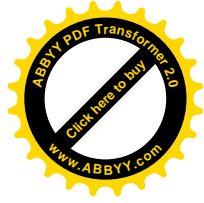
1. Se selecciona el espesor según el desplazamiento por temperatura.
2. Se dimensiona el área (L y W), de acuerdo a la máxima presión por compresión.
3. Se calcula la presión con las dimensiones adoptadas y el factor de forma.
4. Se selecciona la dureza del neopreno y se comprueba la deformación por compresión.
5. Se comprueba el desplazamiento del apoyo por flexión de la viga.
6. Se calcula la fuerza cortante aplicada a la infraestructura, la cual debe ser menor al 20% de la reacción de la carga muerta.

3.3.6.3.11 DIAFRAGMA.

Las vigas transversales, además de cumplir la misma función que la losa del tablero, presentan además importancia desde el punto de vista constructivo, pues colaboran rigidizando el puente, de acuerdo a su posición se pueden identificar vigas transversales de tramo (VT), las vigas transversales de apoyo intermedio (VAI) y de apoyo extremo (VAE). Las vigas transversales de tramo pueden estar o no separadas de la losa del tablero; en el primer caso rigidizan solamente a las vigas longitudinales.

Los diafragmas se diseñan como vigas sobre apoyos elásticos, vigas altas en relación a su luz lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyados en las vigas principales que son muy largas y elásticas el apoyo de los diafragmas resulta elástico.





3.3.6.3.12 DISEÑO DE LOS ESTRIBOS.

Los estribos son estructuras de apoyo del dintel, localizados en los extremos del puente. La función de los mismos es transmitir las cargas provenientes de la superestructura al suelo y contener las tierras localizadas hacia el intradós que son componentes de los accesos.

Se pueden identificar las siguientes partes:

El alzado o muro frontal, sobre el cual descansa el dintel del puente

La fundación se encargada de transmitir y distribuir las cargas al suelo de cimentación

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

El “espaldar” o muro de guarda, que contiene la parte superior del terraplén y protege los extremos del puente

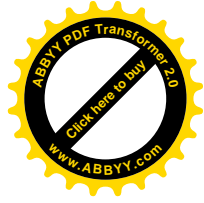
La losa de transición localizada entre el estribo y los accesos, su función es evitar la formación del resalto entre acceso y puente.

3.3.6.3.13 COMPARACIÓN DE ALTERNATIVAS DE ESTRIBO.

Con el fin de seleccionar el tipo de estribo para el proyecto se presentan dos alternativas: estribo de hormigón ciclópeo y estribo de hormigón armado sobre los cuales se realiza un análisis técnico y económico donde se describen sus ventajas y desventajas y se muestran los costos aproximados de cada uno.

3.3.6.3.13.1 Análisis Económico.

Para el presente proyecto se ha seleccionado el estribo de hormigón armado ya que el costo es menor frente al hormigón ciclópeo constituyéndose en la alternativa más económica en lo que se refiere a volúmenes de hormigón.



3.3.6.3.13.2 Análisis Técnico.

Estribo de Gravedad “Hormigón Ciclópeo u Hormigón Simple”.

Son muros de hormigón en masa en los que la resistencia se consigue por su propio peso, normalmente carecen de cimientado diferenciado, aunque pueden tenerlo

Ventaja:

- Su ventaja fundamental es que no van armados, con lo cual no aparece en la obra el doblado de hierro.
- Para alturas inferiores a los 5 m; los estribos pueden ser ejecutados en hormigón ciclópeo o en mampostería de piedra.
- Su cálculo y verificación de estabilidad se ejecuta por bandas de un metro de ancho como si se tratase de muros de contención para todos los estados de carga incluida la etapa de construcción.

Desventajas:

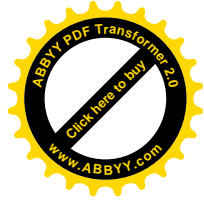
- Pueden ser interesantes para alturas moderadas si su longitud no es muy grande, pues en caso contrario representan una solución antieconómica frente a los muros de hormigón armado.
- Se debe realizar un curado adecuado.
- Son estructuras cuyos volúmenes crecen considerablemente a mayor altura.
- Son estructuras rígidas que no resisten esfuerzos de tracción.

Estribo en Voladizo “Hormigón Armado”.

Están hechos de concreto reforzado y consta de un tallo delgado y una losa de base.

Ventaja:

- Para alturas mayores conviene emplear el hormigón armado que permite multiplicidad de soluciones desde simple pantallas hasta muros con contrafuertes y su estabilidad se la controla incluyendo aleros, es decir en todo su conjunto.
- Son muros de contención de uso más frecuente, y aunque su campo de aplicación depende de los costes de excavación, hormigón, acero, encofrado y relleno, se



puede pensar que constituyen la solución más económica para muros de hasta 10 ó 12 m de altura.

- Son estructuras rígidas que pueden soportar pequeñas deformaciones del terreno, ya que pueden resistir esfuerzos de tracción gracias al refuerzo de acero.
- Para estribos con alturas superiores a 5.5 metros, se recomienda utilizar estribos de Hormigón Armado (Alberto Avendaño Ruiz)

Desventajas:

- Requieren de un buen piso de cimentación son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formales especiales, su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masa grandes de suelo.
- Se debe realizar un curado adecuado.

3.3.6.3.13.3 Elección de la Alternativa de Diseño.

Viendo las ventajas y desventajas de los dos tipos de estribos se puede notar que no existe gran diferencia en la ejecución, mantenimiento y durabilidad de estas estructuras, para estribos de más de 5.5 metros aproximadamente resulta poco aconsejable el uso de estribos de H^oC^o ya que al aumentar la altura crece considerablemente su volumen lo cual se traduce en mayor costo.

De los dos tipos de estribos la mejor alternativa seleccionada y por sus características constructivas es el Estribo en Voladizo “Hormigón Armado”.

Análisis de Hipótesis:

El análisis de las hipótesis de las cargas a considerar son básicamente dos estados o hipótesis de cargas:

Combinación 1. Totalmente construido + rellenos (accesos)

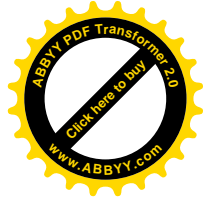
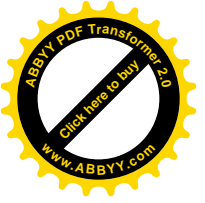
Combinación 2. Construido + relleno + puente

Y las cargas a tomar en cuenta será:

a) Acciones Verticales

Peso propio

Relleno



RCM

RCV máx.

b) Empujes

$$Eah + q = \left(\gamma_s \frac{h^2}{2} + qh \right) \lambda_h * A$$

$$Eav + q = \left(\gamma_s \frac{h^2}{2} + qh \right) \lambda_v * A$$

$$y = h \frac{2\gamma h + 3q}{3\gamma h + 6q}$$

$$\text{Brazo} = h - y$$

$$M_v = Eh * B$$

c) Comprobaciones de estabilidad

✓ Al deslizamiento

$$C_{SD} = \frac{N'}{Eah + q - \mu E_{av} + q} = > 2.0$$

✓ Al vuelco

$$C_{SV} = \frac{M_R}{M_V} = > 2.00$$

✓ Tensiones sobre el terreno

Excentricidad de la resultante:

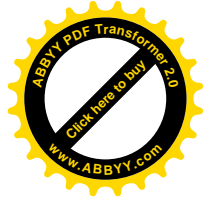
$$e_A =$$

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

(Fuera del núcleo : distribución triangular)

$$T_A = kN / m^2$$

$$T_A = < 1.25 \sigma_{adm}$$



3.3.6.3.11.1 CIMENTACIONES.

Las subestructuras o cimentaciones es aquella parte de la estructura que se coloca generalmente por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo o roca subyacentes. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos en la estructura soportada.

Para el presente desarrollo de esta sección se utilizaran las zapatas combinadas, ya que permiten en su análisis soportar más de una columna a la vez o más. Porque la distancia entre columnas está demasiado cerca entre ellas, que las columnas están tan cerca que las zapatas se traslapan entre sí.

Se aconseja diseñar las zapatas combinadas de modo que el centroide del área de la zapata coincida con la resultante de las cargas de las dos o más columnas; ésto produce una presión de contacto uniforme sobre la totalidad del área y evite la tendencia a la inclinación de la zapata.

El área de la zapata se determina mediante tanteos, con base en la condición:

$$q_{\max} \leq q_a$$

Donde:

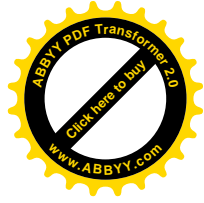
q_{\max} = Esfuerzo máximo del terreno

q_a = Esfuerzo admisible

Una vez que se determina el área requerida de la zapata, ésta debe diseñarse para desarrollar la capacidad necesaria para resistir todos los momentos, cortantes y otras acciones internas que producen las cargas aplicadas aplicando los factores correspondientes por la norma AASHTO LRFD – 2004.

A continuación se presenta una serie de cálculos que se pueden seguir en el diseño de las zapatas.

1. Calcular el área de la zapata. Para ésto se pueden seguir dos procedimientos:



- a) Suponer un peralte total h de la zapata y calcular la presión que el concreto de dicha zapata da al suelo ($\sigma_c = \gamma_c \cdot h$).
- b) Suponer un peso de la cimentación como un porcentaje de la carga P que transmite la columna y aplicar la fórmula:

$$A = \frac{P_T}{\sigma_a}$$

En la que σ_a es la capacidad de carga admisible de la zapata de cimentación y P_T es el peso total que transmite la columna más el peso de cimentación.

2. Calcular la reacción neta σ_n del suelo que será igual a:

$$\sigma_n = \sigma_a - \sigma_c$$

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

3. Verificar el peralte efectivo de la zapata, como el momento es normalmente menor que el necesario para resistir corte, se revisa al corte.

$$V_{act} = \frac{V_c}{b \cdot d} \quad \text{Valor que debe ser menor que } 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Para calcular V_c se tiene que considerar la sección mas critica a la distancia de $d/2$ en zapatas cuadradas y rectangulares, y a una distancia d en zapatas continuas.

4. Calcular el refuerzo necesario por flexión.
5. Calcular el acero por temperatura. Si el refuerzo por temperatura resulta mayor que el refuerzo de flexión, debe emplearse el de temperatura.

CAPITULO IV:

4. DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA

4.1 Ingeniería Básica del Proyecto

4.1.1 Terraplenes de Accesos al Proyecto.

Para poder determinar la información respecto a los accesos ver Anexo IX planos.

4.1.2 Estudio Topográfico.

Para la obtención del levantamiento topográfico se partió de un punto de referencia BM, se hizo el levantamiento de un área aproximada de 60607.817 m², con una estación total donde se obtuvo una nube de puntos para luego ser procesados con un software de computador y plasmados en planos, generando así la topografía del área de emplazamiento del puente sobre la quebrada Sagredo.

El puente estará ubicado sobre la cuota de 1905.5 a nivel de los terraplenes de acceso al puente, entre las progresivas de 0 + 134.30 y 0 + 157.90, considerando el estudio hidráulico con un tirante de N.A.M.E de 2.28 m y una revancha recomendada de 1.5 m, determinando también la longitud total del puente de 23.60 m

Toda la información respecto a la topografía, curvas de nivel, perfiles, secciones transversales, niveles y elevaciones Ver Anexo I y Anexo IX (Planos).

4.1.3 Estudio Hidrológico e Hidráulico.

Después de realizar un estudio detallado de las características de la quebrada Sagredo se pudo determinar lo siguiente. (Ver Anexo II)

4.1.3.1 Ubicación de la Cuenca.

Latitud Sur entre 21°32'45.73"

Latitud Oeste entre 64°41'49.53"

Elevación 1900 m.s.n.m.

4.1.3.1.1 Características Morfológicas de la Cuenca.

- Área de la Cuenca es de $A = 17.645 \text{ Km}^2$

- Perímetro Real de la Cuenca $P = 16.759 \text{ Km}$
- La longitud del río principal es de $L_r = 7.064 \text{ Km}$
- Pendiente media del río es de $S_m = 0.0031 \text{ m/m}$
- El índice de compacidad o Gravelius del río y/o quebrada tiene una tendencia a crecidas lentas y sostenidas, la cuenca es de forma casi redonda a ovalada-redonda.
- La densidad de drenaje es la relación existente entre longitud de afluentes sobre el área total de la cuenca, en nuestro caso la densidad de drenaje es menor, significa que los ríos que aportan al cauce principal de la quebrada, son bajos en relación al tamaño de la cuenca

4.1.3.1.2 Tiempo de Concentración de la Cuenca.

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

Datos:

$L = 7.06 \text{ Km}$	$L = \text{longitud del río principal (Km)}$
$H = 221 \text{ m}$	$H = \text{ desnivel de la cuenca (m)}$
$J = 0,0031$	$T_c = \text{ tiempo de concentración (Hrs.)}$
$A = 17.645 \text{ Km}^2$	$J = \text{ pendiente media del río principal en decimal}$
	$A = \text{ Área de la cuenca (Km}^2\text{)}$

a) Fórmula de Alcantarillas

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

$$T_c = 1.137 \text{ Hrs}$$

b) Fórmula de California

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

$$T_c = 1.129 \text{ Hrs}$$

c) Fórmula de Giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * J * L}$$

d) Fórmula de Venturas y Heras

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

$$T_c = 4.900 \text{ Hrs}$$

$$T_c = 1.187 \text{ Hrs}$$

No se tomara en cuenta el tiempo de concentración por la fórmula de Giandotti debido a que presenta una notable diferencia con las demás Métodos.

Promedio del tiempo de concentración:

$$T_c = 1.151 \text{ hrs.}$$

4.1.3.2 Cálculo probabilístico de avenidas máximas.

4.1.3.2.1 Hidrograma triangular.

Este método consiste en evaluar la máxima avenida a partir de las características físicas propias de la cuenca. Tiene como elementos fundamentales los siguientes parámetros.

Tiempo de Retardo TL = duración de la lluvia neta en horas

Tiempo de Ocurrencia del Caudal Pico Tp = es el tiempo en horas durante en el que la lluvia está generando escorrentía directa.

Tiempo Base Tb = es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo.

Caudal Pico Unitario Qpu = Caudal pico del *HU* por milímetro de lluvia neta ($\text{m}^3/\text{s}/(\text{m})$).

Caudal Pico Q = Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

$$TL = 0.691 \text{ hrs}$$

$$Tp = 1.266 \text{ hrs}$$

$$Tb = 3.381 \text{ hrs}$$

$$Q_{pu} = 28.987 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

El caudal para un periodo de retorno de 100 años será:

$$Q = 127.910 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4.1.3.2.2 Método Racional.

La fórmula racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia escurrimiento. Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura o intensidad de la precipitación y es hoy en día muy utilizado, particularmente en el diseño de drenajes urbanos.

Coefficiente de escorrentía

El coeficiente de escurrimiento C, toma valores entre 0 y 1 y varía apreciablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra debido a las condiciones de humedad iniciales. Sin embargo, es común tomar valores representativos de acuerdo con ciertas características de las cuencas. Algunos de estos valores se muestran en la tabla 3.2c, los cuales generalmente son conservadores para que puedan ser usados para diseño.

Tabla 3.2c de coeficientes de escurrimiento para tipo de área drenada

Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendiente 0.02 o menos)	0.05	0.1
Suelos arenosos con pendiente medias (0.02 - 0.07)	0.1	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.2
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

De acuerdo a la topografía y vegetación existente en la zona, además del tipo de suelo, se adoptó un coeficiente de escorrentía de $C = 0.35$

$$i_{\max} = 86.508 \text{ (mm/hr)}$$

$$A = 17.645 \text{ (Km}^2\text{)}$$

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

Periodo de retorno (años)	Caudales máximos (m3/seg)
50	136.20
100	148.40
200	160.61
500	176.74

El caudal para un periodo de retorno de 100 años será:

$$Q = 148.40 \text{ m}^3/\text{seg}$$

4.1.3.2.3 Método de distribución Gumbell

$r =$ Es el parametro de escala

$\sim =$ Es el parametro de forma

$$Q = \sim - r * Ln \left[- Ln \left[1 - \frac{1}{T} \right] \right]$$

P = Periodo de retorno

Q = Caudal pico

Se determinará un caudal para un tiempo de retorno de 100 años como se lo realizó en los dos anteriores métodos Hidrograma Triangular, método Racional.

T (años)	Q (m3/sg)
20	122.9161
50	134.021
100	142.3426
500	161.5724
1000	169.8396

El caudal para un periodo de retorno de 100 años será:

$$Q = 142.3426 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Resumen general del Caudal máximo para un tiempo de retorno de 100 años:

Método de Cálculo	T años	Q m3/seg
Hidrograma Triangular	100	127.911
Método Racional	100	148.403
Método de D. Gumbell	100	142.343

En resumen se tiene valores diferentes para los tres métodos empleados para la determinación de los caudales, pero adoptó para el diseño el caudal de 148.40 m³/seg, por ser el valor más representativo.

4.1.3.3 Cálculo de caudales y tirantes en el eje del puente

Caudal máximo.- Este caudal se tomó en función al cálculo hidrológico logrado mediante datos de lluvias máximas de diferentes estaciones pluviométricas proporcionados por el SENAMHI-Tarija. El caudal máximo es de 148.403 m³/seg para un periodo de retorno de 100 años.

Para realizar el diseño de un puente vehicular, se realiza el estudio hidrológico y topográfico correspondiente, habiéndose obtenido los siguientes resultados.

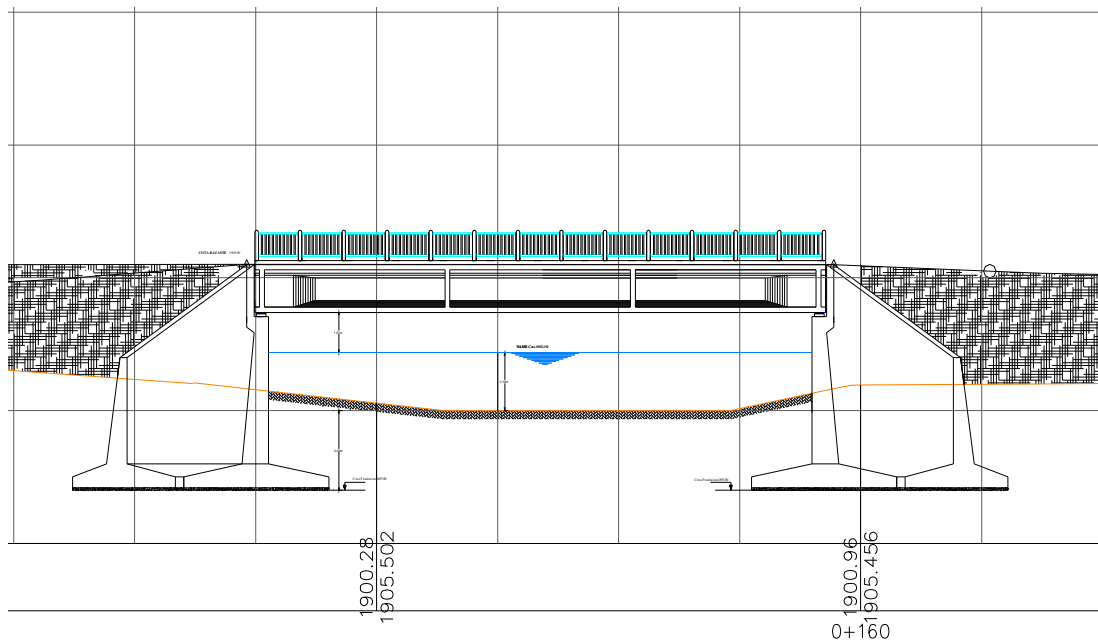
Caudal Máximo $Q_{\text{máx}} = 148.403 \text{ (m}^3/\text{seg)}$

Coefficiente de Rugosidad $n = 0.03 \text{ (m)}$

Talud $Z = 0$

Pendiente Aproximada $S = 0,0031 \text{ m/m}$

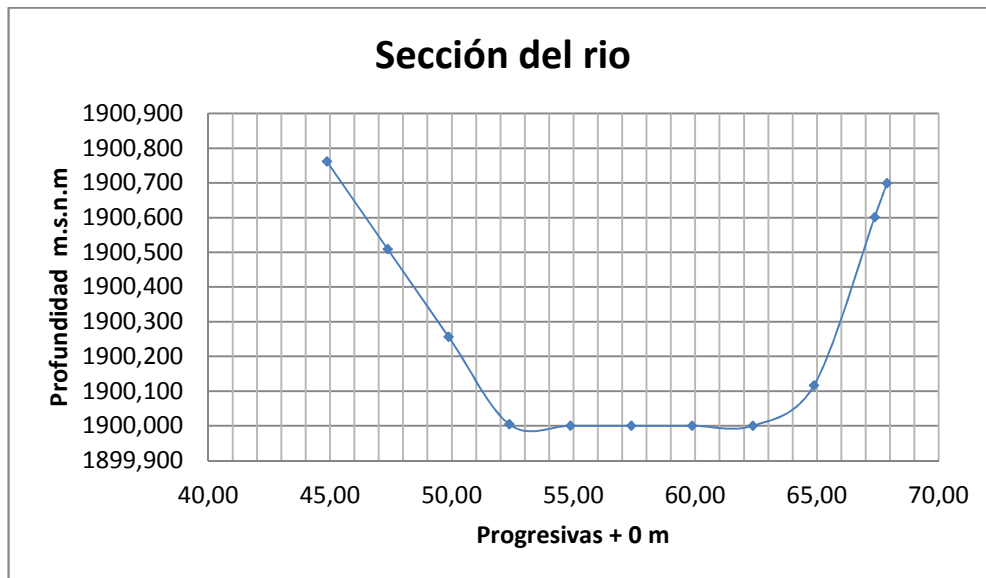
Se calcularan áreas aproximadas dividiendo en figuras geométricas conocidas, o por cualquier método.



Punto	X (m)	Cota del Lecho m.s.n.m
1	44,87	1900,761
2	47,37	1900,509
3	49,87	1900,256
4	52,37	1900,004
5	54,87	1900,000
6	57,37	1900,000
7	59,87	1900,000
8	62,37	1900,000
9	64,87	1900,116
10	67,37	1900,601
11	67,87	1900,699

Progresiva	Tirante
1900,00	0,00
1900,50	0,50
1901,00	1,00
1901,50	1,50
1902,00	2,00
1902,50	2,50
1903,00	3,00
1903,50	3,50
1904,00	4,00
1904,50	4,50
1905,00	5,00

Sección del río



Cálculos de Areas y Perímetros:

A1 =	7,814 m ²	P1 =	20,265 m
A2 =	11,242 m ²	P2 =	5,279 m
A3 =	12,591 m ²	P3 =	1,657 m
A4 =	13,251 m ²	P4 =	1,328 m
A5 =	13,911 m ²	P5 =	1,456 m
A6 =	14,572 m ²	P6 =	1,180 m
A7 =	14,782 m ²	P7 =	1,694 m

Calculo de y_{max} se lo realiza por la gráfica de la curva de descarga.

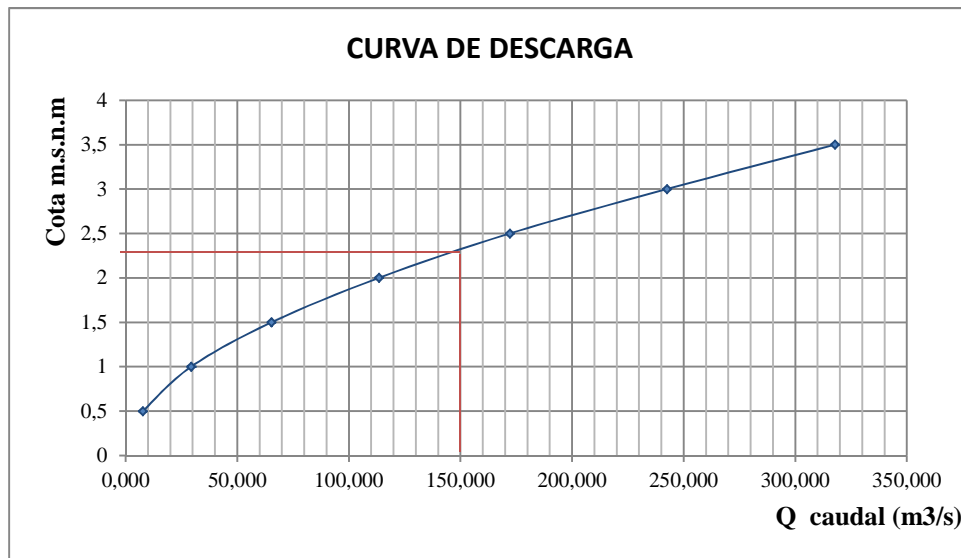
El cálculo hidráulico se lo realizará en funcion a la fórmula de MANNING la cual es

una de la fórmulas más empleadas en nuestro medio.

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

$$R_H = \frac{A_{acumulada}}{P_{acumulado}}$$

Tirante (m)	Área (m2)	A (acum) (m2)	Perímetro (m)	P (acum) (m)	RH (m)	Q caudal (m3/s)
0	0	0	0	0	0	
0,5	7,814	7,814	20,265	20,265	0,386	7,729
1	11,242	19,056	5,279	25,544	0,746	29,265
1,5	12,591	31,647	1,657	27,201	1,163	65,362
2	13,251	44,898	1,328	28,529	1,574	113,417
2,5	13,911	58,809	1,456	29,985	1,961	172,040
3	14,572	73,381	1,180	31,165	2,355	242,486
3,5	14,782	88,163	1,694	32,859	2,683	317,833



De la curva de descarga se obtiene el tirante máximo (y_{max} x)

Y_{max} = 2,28 m ± aproximadamente

De acuerdo a la topografía del lugar y del caudal, para un periodo de retorno de 100 años, se obtiene el NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias).

4.1.3.4 Cálculo de la socavación general

La socavación es el fenómeno por el cual el agua a través de la fuerza de una corriente arrastra las partículas sólidas del lecho de un río. Debido a este fenómeno se ha producido la falla de innumerables estructuras de puente, por ello, debe ser tratado con mucho cuidado en cada caso particular de emplazamiento de puentes.

4.1.3.4.1 Método de Lischtván – Levediev

Be = 23.00 m
 A = 19.465 m²
 Tr = 100 años
 Dm = 1.25 mm

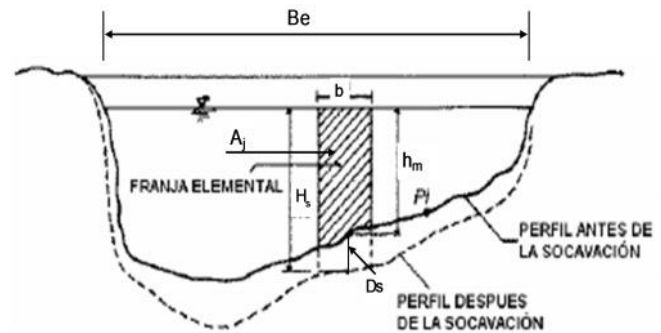


FIGURA N° 4.1 SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN RÍO CUALQUIERA

$$= 0.9875 \quad Z = 0.390$$

$$\phi = 1.398$$

Determinando la altura de socavación para diferentes secciones del río se toma un promedio la altura de la socavación de:

$$Ds = 2.9804 \text{ m}$$

4.1.3.4.2 Método de Neill

Dónde:

Dm = 0.001 mm
 g = 9.81 m/seg.
 Ks = 0.08 mm

$$h_{cj}^{\frac{2}{3}} \cdot Ln \left(\frac{12h_{cj}}{k_s} \right) = \left(\frac{q_j}{0.787 \cdot \sqrt{g \cdot D}} \right)$$

Determinando la altura de socavación para diferentes secciones del río se toma un promedio de la altura de socavación de:

$$Ds = 1.22 \text{ m}$$

Ver anexo II

4.1.3.4.3 Método de la Lacey

Dónde:

$$Q = 148.403 \text{ m}^3/\text{seg}$$
$$S = 0.031 \text{ m/m}$$
$$Be = 23.00 \text{ m}$$
$$K_{sa} = 2$$
$$f = 27.8$$
$$D_s = 1.35 \cdot \left(\frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$D_{sa} = K_{sa} \cdot D_s$$

$$d_{sa} = D_{sa} - y$$

$$D_s = 1.54 \text{ m}$$

$$D_{sa} = 3.09 \text{ m}$$

Determinando la altura de socavación para diferentes secciones del río se toma un promedio de la altura de socavación de:

$$d_{sa} = 0.81 \text{ m}$$

4.1.3.4.4 Método propuesto por Belmonte

Cabe recordar que una de las causas más frecuentes de la falla de los puentes es la socavación, por esta razón es de importancia fundamental que la cota de fundación, se fije con criterio conservador para quedar salvo de este fenómeno.

Dónde:

$$V = 7.624 \text{ m/seg}$$
$$h = k \cdot H \cdot V^2$$

$$K = 0.01$$

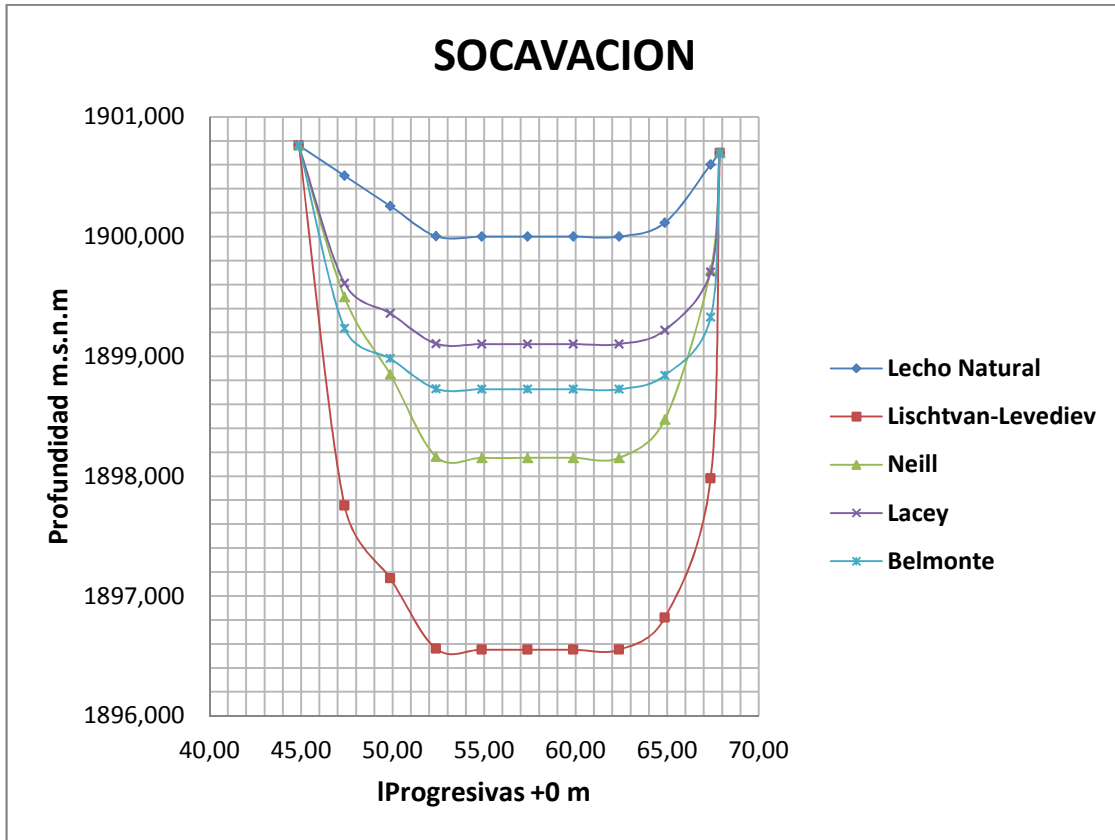
$$H = 2.280 \text{ m}$$

Determinando la altura de socavación para diferentes secciones del río se toma un promedio de la altura de socavación de:

$$h = 3.25 \text{ m}$$

Los métodos utilizados para la determinación de la profundidad de socavación general nos dan como resulta distintas profundidades a lo largo de la sección de estudio como se muestra en la figura 4.2.

Figura N° 4.2 Socavación General



Elaboración propia

4.1.3.5 Socavación en estribos

El efecto que causa el fenómeno de la socavación en los estribos es diferente al de las pilas, ya que la forma como la corriente del agua actúa en cada uno es también diferente, con un arrastre lateral en los estribos y un arrastre general en las pilas.

4.1.3.5.1 Método de Laursen

Socavación en lecho móvil

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \left[\left(\frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

Dónde:

Estribo Izquierdo

$$L = 0.492 \text{ m}$$

$$h = 2.28 \text{ m}$$

$$ds = 1.611 \text{ m}$$

Estribo Derecho

$$L = 0.579 \text{ m}$$

$$h = 2.28 \text{ m}$$

$$ds = 1.746 \text{ m}$$

4.1.3.5.2 Método de Liu, Chang y Skinner

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} Fr^{0.33}$$

Dónde:

Estribo Izquierdo

$$L = 0.492 \text{ m}$$

$$h = 2.28 \text{ m}$$

$$Fr = 1,644$$

$$ds = 1.601 \text{ m}$$

Estribo Derecho

$$L = 0.579 \text{ m}$$

$$h = 2.28 \text{ m}$$

$$Fr = 1.644$$

$$ds = 1.708 \text{ m}$$

El Cuadro 4.1 muestra el resumen de las profundidades de socavación calculadas por los diferentes métodos tanto para la socavación general como para la socavación local (estribos del puente).

Cuadro 4.1 Socavación General y Socavación Local

Método de Calculo	ds "m"	
	Socavación General	Socavación Localizada en Estribos
Método de Lischtvan - Levediev:	2.980	
Método de Neill:	1.222	
Método de Lacey:	0.897	
Método de Belmonte:	1.325	
Socavación Promedio	1.584	
Método de Laursen		
Estribo Izquierdo		1.611
Estribo Derecho		1.746
Socavación Local Promedio		1.678
Método de Lui, Chang y Skinner		
Estribo Izquierdo		1.601
Estribo Derecho		1.708
Socavación Local Promedio		1.654

Elaboración propia.

La profundidad de socavación estará sujeta a dos criterios importantes:

AASHTO. La profundidad de las zapatas se deberá determinar considerando la naturaleza de los materiales de fundación y la posibilidad de socavación. Las zapatas ubicadas en cruces sobre cursos de agua se deberán fundar como mínimo a una profundidad de 600 mm por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada como se especifica en el artículo 2.6.4.4.1

Hugo Belmonte. Una vez estimada la profundidad de socavación, se puede definir la cuota de fundación de las pilas adicionando al valor estimado con la fórmula anterior un mínimo de 3.00 m.

Tomando en cuenta los criterio de la Norma AASHTO y Puentes de Hugo Belmonte la cuota de fundación estará a 3.00 m por debajo del lecho de la quebrada Sagredo, con una Cuota de Fundación 1897.00 m.s.n.m.

4.1.4 Geotecnia.

El presente estudio de geotecnia se realiza con el objeto de determinar las características físico-mecánicas del subsuelo de la Quebrada en la zona de emplazamiento del proyecto para el diseño de cimentaciones de la estructura.

4.1.5 Ubicación.

La zona de ubicación del presente proyecto se localiza entre el barrio Luis de Fuentes y la comunidad de Tablada perteneciente al municipio de Cercado de la ciudad de Tarija.

Las excavaciones de los pozos para los ensayos de SPT se realizaron en el emplazamiento del puente, el primer pozo se realizó en la orilla de la Quebrada Sagredo lado barrio Luis de Fuentes en el sitio donde se emplazará uno de los estribos y el segundo pozo lado de la Comunidad Tablada donde estará ubicado el segundo estribo.

Geotecnia.

Se realizaron ensayos en campo para la determinación de la capacidad portante y los datos obtenidos se adjuntan en planillas. Trabajo que se desarrolló en tres fases: Trabajo de Campo, de Laboratorio y Gabinete. También se efectuó una inspección ocular de la zona de emplazamiento del proyecto y de los estratos visibles en el pozo excavado, posteriormente se procedió a la ejecución del ensayo:

- Ensayo de Penetración Estándar (SPT)
- Toma de muestra directa a la profundidad referida.
- Se observó la presencia de nivel freático en los dos pozos.

Para la determinación de la resistencia característica del suelo, se realizó el ensayo de la capacidad portante (SPT) teniendo como dato la profundidad de socavación General y Local (estribos del puente) a cada margen de la quebrada también se tomó en cuenta el nivel freático que presentaron en cada uno de los ensayos.

El ensayo de capacidad portante (SPT) para las márgenes de la quebrada dio como resultado una resistencia de Pozo 1 -1.410 Kg/cm² (margen barrio Luis de Fuentes) Pozo 2 - 2.364 Kg/cm² (margen Comunidad de Tablada) tomando en cuenta las modificaciones por nivel freático para SPT.

Según el ensayo granulométrico, el suelo pertenece al grupo A3 (Arenas de granulometría graduada y uniforme) según la clasificación AASHTO, en su equivalente del sistema SUCS pertenece al grupo GW, gravas arenosas poco plásticas.

Para el diseño de la fundación se trabajó con los dos resultados obtenidos para ver cuál de los dos resultados nos garantiza la resistencia necesaria para la fundación del estribo, resistencia de los dos ensayos que es $1.410 - 2.364 \text{ kg/cm}^2$. Ver anexo III.

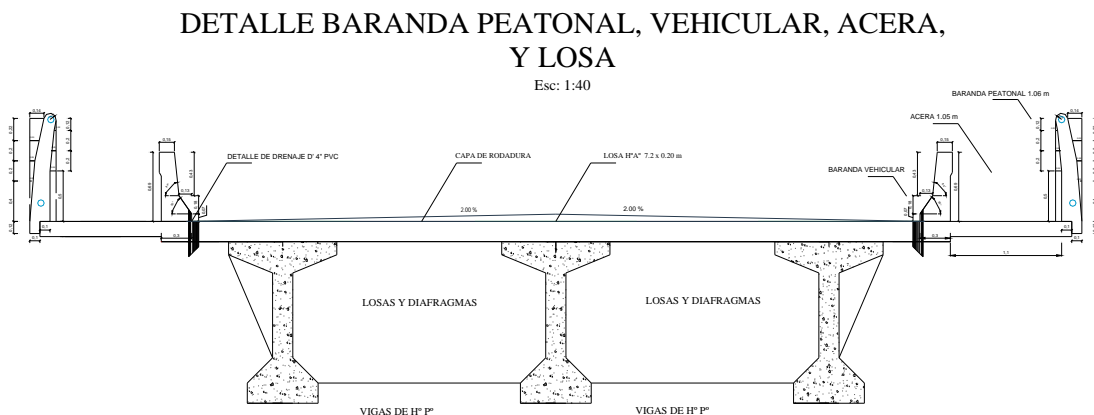
4.1.5 Análisis y Diseño de la Estructura.

4.1.5.1 Reglamento y Norma Base del Proyecto.

El presente proyecto tiene como base para su diseño y cálculo, las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el Método LRFD 2004, así como también las especificaciones del código ACI 318 — 2005 para el diseño de elementos de Hormigón Armado y Hormigón Pretensado. Debido a que ambos códigos tienen criterios coherentes y comunes entre sí.

4.1.5.2 Geometría de la Estructura

La forma y las características geométricas de las partes componentes de la estructura se definieron tomando en cuenta: características particulares de la zona de emplazamiento, funcionalidad estructura y las especificaciones de las normas bases del proyecto.



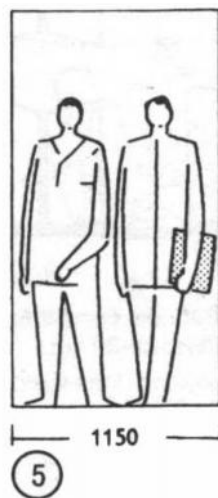
4.1.5.3 Longitud.

En función de las características propias de la zona de emplazamiento, se determinó que como longitud del puente vehicular $L = 23$ m. La estructura está compuesta de tres vigas pretensadas de 23 m de longitud simplemente apoyadas, cuya altura de rasante de la calzada, será la que determine el tamaño y la forma de los accesos, tomando en cuenta criterios de funcionalidad y estética.

4.1.5.4 Ancho de Calzada.

La calzada formada por dos carriles tiene un ancho de 7.20 m, cada carril de 3.60 m. está provista de un bombeo del 2% y con barbacanas con separación cada 3 m para el desagüe inmediato del agua proveniente de las precipitaciones, de manera que el puente brindará fluidez y comodidad al tráfico vehicular, peatonal y ciclista.

4.1.5.5 Ancho de la Acera. Se adoptará un ancho de acera de 1.20 m porque es el ancho necesario para que una o dos persona pueda circular cómodamente, las recomendaciones del Neufert es de 1150 mm para dos personas que circulan en una misma dirección o en direcciones contrarias.



4.1.5.6 Accesos.

Los accesos del puente son de mucha importancia, ya que los mismos determinarán la funcionalidad de la estructura. Se dispuso de accesos que permiten la circulación de

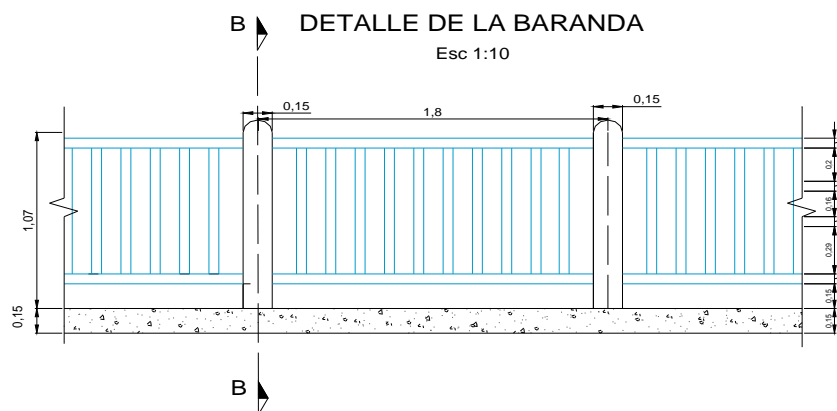
vehículos y peatones a través del puente. Los mismos tienen una pendiente máxima del 7.023%, con longitudes que están condicionadas por la altura de rasante de la calzada del puente.

4.1.5.7 Baranda Peatonal.

Las Barandas son elementos muy importantes, debido a que es el encargado de brindar seguridad a las personas que harán uso de puente. El diseño de las barandas debe darle al puente un aspecto de estética y sobre todo de seguridad.

Las barandas deben ser diseñadas y calculadas en base a lo especificado en el apartado 13.8 y 13.9 del código AASHTO LRFD 2004 donde se establecen las especificaciones para sobrecargas de diseño y condiciones geométricas para las barandas de puentes vehiculares.

Las mismas están constituidas por los elementos verticales (postes) de hormigón armado y elementos horizontales (pasa manos) de las barandas, que son pasamanos de tubo galvanizado.



4.1.5.7.1 Materiales

Como el puente vehicular es de hormigón armado con vigas de Hormigón Pretensado los materiales a utilizar son hormigón y acero.

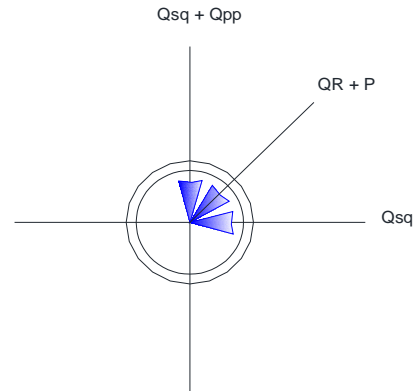
La resistencia característica del hormigón será de $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ para la superestructura e infraestructura, un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y de 350 Kg/cm^2 para las vigas pretensadas, para el acero de pretensado $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ grado 270.

4.1.5.7.2 Diseño de la Baranda.

4.1.5.7.2.1 Diseño del pasamano.

Geometría del Tubo.-

A =	3,066 cm ²
C =	3,2 cm
I =	32,691 cm ⁴
L =	180 cm



Cargas actuantes en el barandado.

Cargas permanentes

Peso Propio:

Sobrecargas:

$$Q_{pp} = 6.00 \text{ Kg}$$

$$Q_{sobrecarga} = 0,73 \text{ N/mm}$$

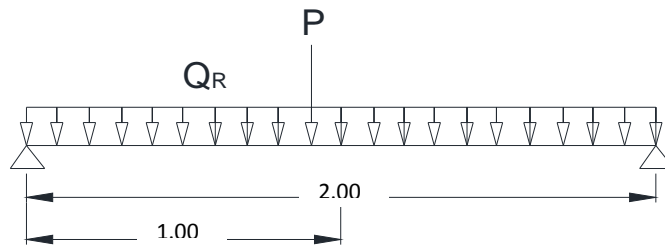
$$P_{sobrecarga} = 890,00 \text{ N}$$

$$Q_R = 189,54 \text{ Kg/m}$$

$$Q_R = \sqrt{(Q_{pp} + Q_{sq})^2 + Q_{sq}^2}$$

$$M_{QR} = 76,76 \text{ kg*m}$$

$$M_P = 71,44 \text{ kg*m}$$



$$M_u = 148,21 \text{ kg*m}$$

$$\text{Esfuerzos: } \dagger = \frac{M * c}{I} \leq 0.6 * f_y$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1451 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el pasamano se utilizaron tubos de hierro galvanizados de 2" de diámetro, de un espesor de 4 mm con un peso de cada uno de 36 Kg c/tubo de 6 m.

Por razones de seguridad se diseñó el primer tramo del pasamanos por ser este el más solicitado y se supondrá como elemento biapoyado.

4.1.5.7.3 Diseño del Poste de H°A°

4.1.5.7.3.1 Diseño a flexión del poste.

Cargas actuantes en el poste.

Carga puntual debido al peso propio = $\gamma H^{\circ} * b * h * e$

Sobre carga concentrada = $P_{LL} = 890 + 0.73 * L$ (AASHTO 04)

Según la normativa AASHTO LRFD 2004 en el capítulo 13 los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , en N se deberá tomar como $P_{LL} = 890 + 0.73 * L$

Donde L = separación entre postes.

Datos:

Materiales H°A° = 2400 Kg/m³

Resistencia f_c H°A° = 210 Kg/cm²

$f_y = 4200$ Kg/cm

$\varnothing 2" = 12,00$ Kg/m 1,06

h = 1,07 m

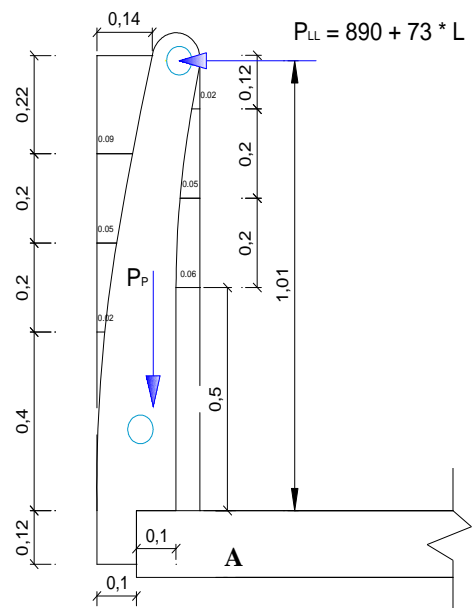
b = 0,15 m

L = 2,00 m

hp = 1,01 m

Propiedades de la Sección:

Sección Transversal



Esquema de carga del Poste

$$\text{Área} = 0,1824 \text{ m}^2$$

$$X = 2,287 \text{ cm}$$

$$Y = 44,322 \text{ cm}$$

Cargas.

Cargas permanentes

Para hallar los momentos máximos por carga muerta y viva se hace sumatoria de momentos en el punto A.

$$QR = 189,54 \text{ Kg/m}$$

Peso Propio:

$$P_{\text{poste}} = 65,648 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{poste}} = 150,112 \text{ Kg*cm}$$

Sobre Cargas:

$$P_{\text{sobrecarga}} = 890 + 0.73 * L =$$

$$P_{\text{sobrecarga}} = 239,551 \text{ Kg}$$

$$M_{\text{sobrecarga}} = 24158,767 \text{ kg*cm}$$

El diseño del poste combinado estará sujeto al efecto más desfavorable provocado por los estados, estado límite de Evento Extremo II y Estado de Resistencia I.

4.1.5.7.3.2 Momento último.

$$Mu = 1.0 * (1.25 * DC + 1.75 * PL) \quad \text{Estado límite de Resistencia}$$

$$Mu = 1.0 * (1.25 * DC + 0.50 * PL + 1.0 * CT) \quad \text{Estado límite de Evento de Extremo II}$$

$$Mu = 39838.86 \quad \text{kg*cm}$$

$$M_u = 11516.56 \quad \text{kg*cm}$$

Se tomará el estado de resistencia I

4.1.5.7.3.3 Análisis por flexión.

Datos:

$E_c =$	251835	kg/cm ²
$E_s =$	2E+06	kg/cm ²
$\Phi =$	0,9	en flexión
r(recubrimiento) =	2,50	cm
h(ancho del poste) =	20,00	cm
d(canto útil) =	17,50	cm
b=	15,00	cm
$f'_c =$	210	Kg/cm ²
$f_y =$	4200	Kg/cm ²
h =	107,00	cm

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

$$a = 1,04 \text{ cm} \quad 0,0104 \text{ m}$$

Armadura de Refuerzo.-

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 0,66 \text{ cm}^2$$

Cuantía y armadura de refuerzo máxima.

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} \quad 0,0212$$

$$A_{s_{\max}} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d \quad 4,169 \text{ cm}^2$$

Cuantía y armaduras de refuerzo mínimas:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cong 0,0033 \cdot b \cdot d \quad 0,003$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b * d = 0,88 \text{ cm}^2$$

usar: $A_s = 0,662 \text{ cm}^2$

Como la armadura necesaria es menor que la armadura mínima , entonces diseñamos con ***Asmin*** constructivamente se usa 4 10 mm.

$A_{\min} = 0,88$ $A_{\text{nec}} = 0,662$ $A_{\text{max}} = 4,169 \text{ cm}^2$

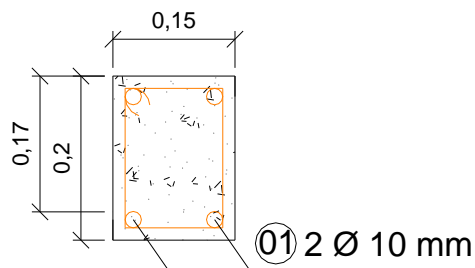
$A_s = 2\Phi 10 \text{ mm}$ $1,57 \text{ cm}^2$ menor a la máxima

$\emptyset = 10 \text{ mm}$ $A_{\emptyset} = 0,79 \text{ cm}^2$

Usar 2 Barras de 10mm

Sección	
Mu =	39838.858 kg*cm
Pmin =	0.003
Pnec =	0.002
Pmax =	0.016
Amín =	0.875 cm2
Asmax =	4.169 cm2
Asnec =	0.619 cm2
Asadop =	0.875 cm2
Varillas =	2 Ø 10 mm

Detalle de armadura a flexión.



4.1.5.7.3.4 Análisis por corte.

Cortante último.

$$V_{PL} = 239,551 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.0 * (1.25 * DC + 1.75 * PL)$$

Estado límite de Resistencia I

$$V_u = 1.0 * (0.5 * PL + 1.0 * CT)$$

Estado límite de Evento de Extremo II

$$V_u = 419,22 \text{ kg}$$

Se tomará el estado de Resistencia I

$$V_u = 119,78 \text{ kg}$$

Análisis por Corte:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c * b * d}$$

$$A_v = \frac{(V_u - w * V_c) * s}{0.85 * f_y * d}$$

$$V_c = 1681,362 \text{ kg}$$

El coeficiente ϕ para corte vale 0,85

$$A_c = 0,202 \text{ cm}^2$$

$$si: v_u < \frac{V_c}{2}$$

No necesita armadura

$$\frac{V_c}{2} \leq v_u < V_c$$

Necesita armadura mínimo

No necesita armadura de corte pero se debe colocar una armadura mínima.

Adoptamos:

$$S_{max} = 10,00 \text{ cm}$$

Armadura mínima :

$$A_{s_{min}} = 3.50 \frac{bw * s}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,125 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \frac{A_{v, \text{min}}}{2}$$

$$A_v = 0,063 \text{ cm}^2$$

Para una pierna

$$\phi = 0.281 \text{ mm}$$

$$0,281 \text{ mm}$$

Asumimos barras de diámetro de 6 mm

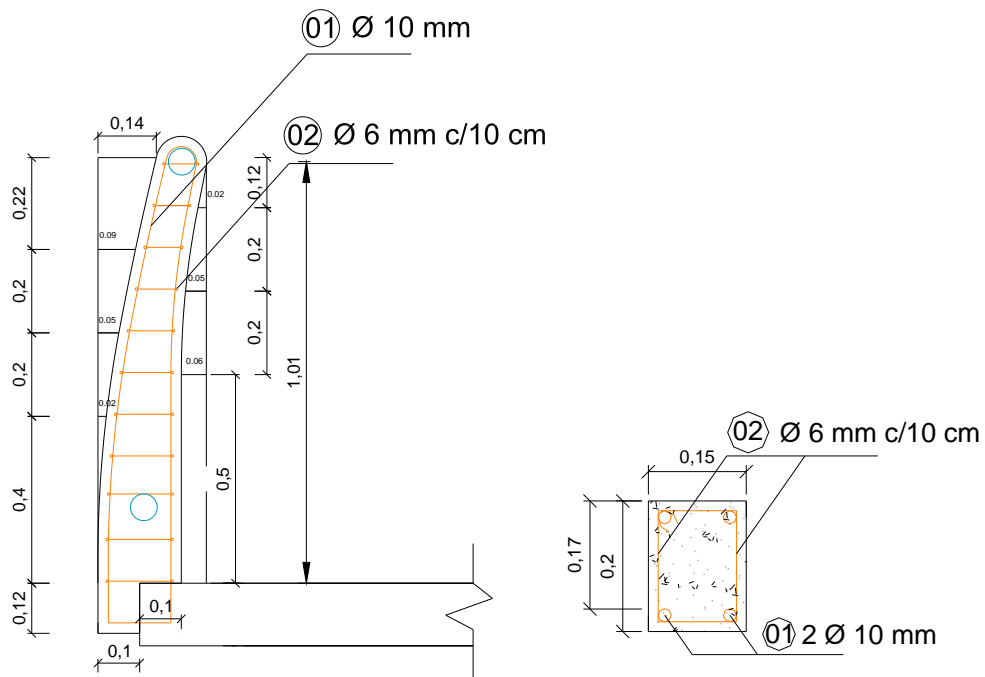
$$\varnothing = 6 \text{ mm} \quad A\varnothing = 0,283 \text{ cm}^2$$

Usar 1 Barras de 6mm c/ 10cm

Análisis por corte:

Sección		
Vu =	419.22	kg
Vc =	1681.362	kg
Caso 1	$Vu < Vc/2$	No requiere armadura de corte
Caso 2	$Vu > 0.75 Vc$	Requiere armadura de corte
Caso 3	$Vc/2 < Vu < Vc$	Requiere armadura mínima
Caso 1	No requiere armadura de corte	
Amín =	0.125	cm2
Varillas =	1 Ø 6 mm c/10 cm	

Detalle de armadura a corte.



4.1.5.8 Diseño de la Vereda de H°A°

4.1.5.8.1 Diseño a flexión de la vereda.

Cargas actuantes sobre la vereda.

Carga distribuida debido al peso propio de la vereda, del poste y de los pasamanos

Cargas permanentes

a) Peso propio

Ancho de la acera 1.20 m

Tubo de 2" galvanizado de 6 Kg/m

$$P1 = 12 \quad \text{Kg/m}$$

$$P2 = 12 \quad \text{Kg/m}$$

$$P3 = 65.648 \quad \text{Kg/m}$$

$$P4 = 432 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{MDC} = 38516.550 \quad \text{Kg*cm}$$

Para el cálculo de momentos por carga viva hay una hipótesis

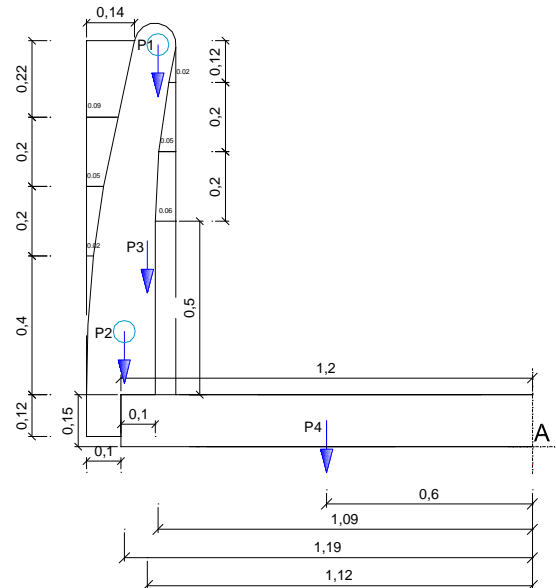
1. Con la sobrecarga peatonal

El grado de conservadurismo de este artículo refleja la naturaleza impredecible de la carga peatonal, que cobra importancia cuando se transforma en una carga primaria.

Caso de diseño 1 sobre carga peatonal.

Carga distribuida debido a la carga viva peatonal (sección 3 AASHTO 04) $3.6 \cdot 10^{-3}$ MPA

= 360 kg/m² y carga puntual sobre poste de hormigón armado.



Esquema de cargas por peso propio

$$d1 = 116 \text{ cm}$$

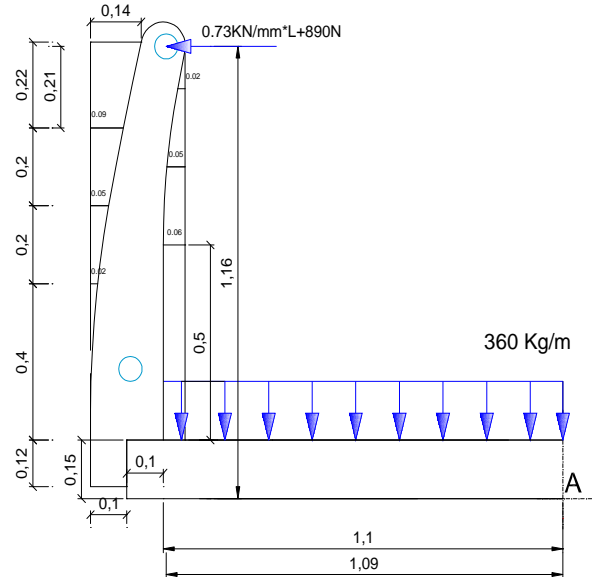
$$d2 = 110 \text{ cm}$$

$$P = 224.7 \text{ kg/m}$$

$$P4 = 360 \text{ kg/m}$$

Momento por sobrecarga peatonal.

$$\text{MPL} = 47842 \text{ kg*cm/m}$$



4.1.5.8.2 Momento último.

El momento último de diseño resultará el más desfavorable de todos los estados de diseño, con su correspondiente estado de consideración.

Para los casos de diseños 1 y 2 se aplicara el estado limite correspondientes a Evento extremo II y Resistencia I

Caso de diseño 1

Estado límite de Evento extremo II

$$M_u = 1.25*DC + 0.5*LL + 0.5*IM + 0.5*PL + 1*CT$$

Estado límite de Resistencia I

$$M_u = 1.2*DC + 1.75*LL + 1.75*IM + 1.75*PL$$

$$\text{MU} = 72930 \text{ Kg*cm}$$

$$\text{MU} = 134890 \text{ Kg*cm}$$

Debo elegir el momento máximo más desfavorable que se presenta en las diferentes hipótesis de cargas

$$MU = 134890 \text{ Kg*cm}$$

4.1.5.8.3 Análisis por flexión.

Datos:

r(recubrimiento) =	2,50 cm
h(Altura de la losa) =	15,00 cm
d(canto útil) =	12,50 cm
b	100,00 cm
 f'c=	 210 Kg/cm ²

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

$$a = 0,69 \text{ cm}$$

Armadura principal.-

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$A_s = 2,94 \text{ cm}^2$$

Cuantía y armadura de refuerzo máxima.

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} = 0,0212$$

$$A_{s_{\max}} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 19,853 \text{ cm}^2$$

Cuantía y armaduras de refuerzo mínimas:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \cong 0,0033 \cdot b \cdot d = 0,0033$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d = 4,167 \text{ cm}^2$$

usar: $A_s = 2,936 \text{ cm}^2$

Cálculo de la armadura.

$A_{mín} = 4,167$ $A_{nec} = 2,936$ $A_{max} = 19,853 \text{ cm}^2$

$A_s = 3\Phi 12 \text{ mm}$ $4,52 \text{ cm}^2$ menor a la máxima

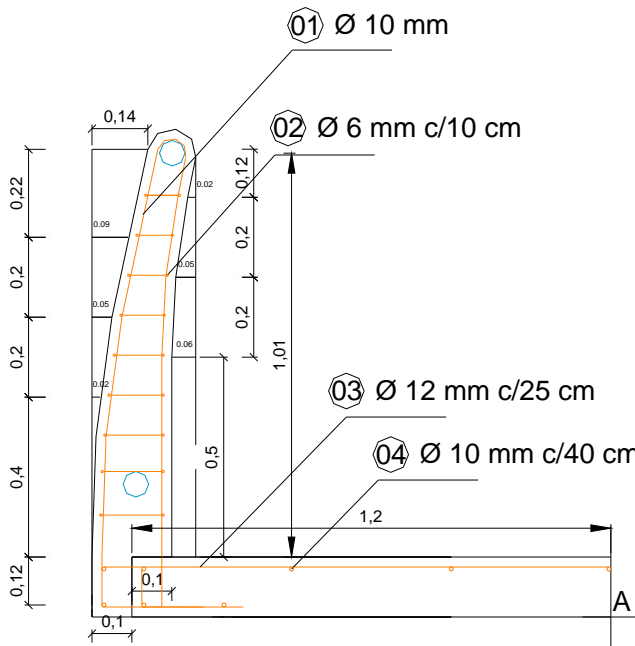
$\emptyset = 12 \text{ mm}$ $A_{\emptyset} = 1,13 \text{ cm}^2$

Usar Barras de 12mm c/ 25cm

Análisis por flexión

Sección	
Mu =	134890,637 Kg*cm
Pmin =	0,003
Pnec =	0,002
Pmax =	0,016
Amín =	4,167 cm ²
Amax =	19,853 cm ²
Asnec =	2,936 cm ²
Aadop =	2,936 cm ²
Varillas =	$\emptyset 12 \text{ mm c/25 cm}$

Detalle de armadura a flexión.



4.1.5.8.4 Armadura de distribución.

Refuerzo por contracción o temperatura recomendado por el código es igual a (ACI-7.12).

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

- (a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 300 o 350.....
0.0020
- (b) En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electro soldado de alambre Grado 420..... 0.0018
- (c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35%..... $0.0018 \cdot 4200 / f_y$

Armadura de Distribución

$L_c = 1,2 \text{ m}$

$$A_{st} = 0.0018 * b * t \left(\frac{4200}{f_y} \right) \geq 0.0014 * b * t$$

$$A_D = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm} \qquad A \emptyset = 0,79 \text{ cm}^2$$

Usar Barras de 10mm c/ 40cm

Sección	
b =	100,000 cm
d =	12,500 cm
A _D =	0.0018*b*d*(4200/f _y)
A _D =	1,967 cm ²
Varillas =	Usar Barras de 10mm c/ 40cm

4.1.5.9 Diseño de la Baranda Vehicular.

El propósito principal de la baranda, debe ser capaz de contener y re direccionar al vehículo; el vehículo no debería penetrar, pasar por debajo o sobrepasar la instalación aunque una deflexión lateral controlada del elemento ensayado es aceptable.

4.1.5.9.1 Nivel de ensayo:

El nivel de ensayo considerado es TL-2 Nivel de Ensayo Dos: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas.

4.1.5.9.2 Características de diseño de la baranda.

Nivel de seguridad TL-2

$$F_t = 120.00 \text{ KN}$$

$$F_l = 40.00 \text{ KN}$$

$$F_v = 20.00 \text{ KN}$$

$$L_t = 1.22 \text{ m}$$

$$L_v = 5.50 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 0.51 \text{ m}$$

Características de los materiales.

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Características geométricas.

$$b_s = 0.15 \text{ m}$$

$$h = 0.685 \text{ m}$$

$$= 90^\circ$$

$$= 55^\circ$$

$$= 84^\circ$$

$$h_i = 0.075 \text{ m}$$

$$h_m = 0.18 \text{ m}$$

$$h_{ic} = 0.05 \text{ m} \quad \text{espesor carpeta de rodamiento}$$

Armaduras.

$$\text{Rec} = 0.025 \text{ m} \quad \text{Recubrimiento de la armadura}$$

$$N^\circ \text{ Ahm} = 2 \quad \text{barras c/cara}$$

$$\varnothing h = 10 \text{ mm} \quad \text{Diámetro barras horizontales}$$

$$\varnothing v_3 = 12 \text{ mm} \quad \text{Diámetro barras vertical posición 3}$$

$$\varnothing v_4 = 16 \text{ mm} \quad \text{Diámetro barras verticales posición 4}$$

$$S_{vc} = 0.25 \text{ m} \quad \text{Separación barras vertical zona central}$$

$$S_{ve} = 0.15 \text{ m} \quad \text{Separación barras vertical zona extrema y juntas}$$

Parámetros geométricos deducidos.

$$h_s = 0.43 \text{ m} \quad \text{altura parapeto superior}$$

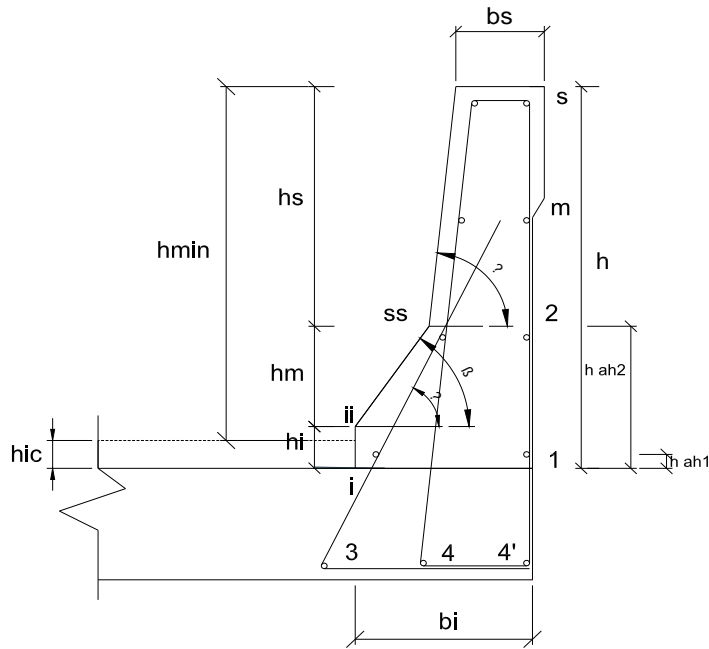
$$b_{ss} = 0.175 \text{ m} \quad \text{ancho en sección ss}$$

$$b_{ii} = 0.3 \text{ m} \quad \text{ancho en sección ii}$$

$$b_i = 0.3 \text{ m} \quad \text{ancho en interfaz con tablero}$$

$$b_{ic} = 0.3 \text{ m} \quad \text{ancho a la altura de la carpeta de rodamiento}$$

$$= 63.7^\circ \quad \text{ángulo de la armadura vertical en posición 3}$$



Características de la baranda vehicular.

4.1.5.9.3 Sección central

4.1.5.9.4 Mecanismo de rotura inferior

Armadura horizontal- Momento de por unidad de longitud respecto a eje vertical Mw cantidad de barras por cara.

$$4 \quad \text{Ø } 10 \text{ mm } c/20 \quad \text{Ø } 10 \text{ mm} \quad 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 3.1416 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

Altura del bloque de H° comprimido.
$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = 0.0103 \text{ m}$$

Posición	d (cm)	As (cm2)	Mn (Kg*cm)	KN m
ah1i	29	0.79	94513.11	9.45
ah2i	17.89	0.79	57650.13	5.77
ahmi	14.5	1.57	92216.85	9.22
absi	12.3	0.79	39102.51	3.91

Mn cara interna

28.35 KN*m

ah1e	26.5	0.79	86218.11	8.62
ah2e	15.39	0.79	49355.13	4.94
ahme	14.5	1.57	92216.85	9.22
ahse	12.3	0.79	39102.51	3.91

Mn cara externa

26.69 KN*m

Participando Mw int en dos líneas de rotura Mni/h
KN*m/m

Mw interna = 41.384

Participando Mw ext en un alineo de rotura Mne/h
KN*m/m

Mw externa = 38.962

$$M_w = \frac{(2 * M_{wint} + M_{wext})}{3}$$

Mw = 40.577 KN*m/m

Armadura Vertical - Momento por unidad de longitud respecto a eje horizontal - Mc

Zona superior (despreciando aporte de av3 en esta zona)

4 Ø 12 mm c/25 Ø 12 mm 1.13 cm²

Asv = 4.52 cm²/cara interior

Altura del bloque de H° comprimido. $a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$

a = 0.0102 m

Posicion	dss (cm)	ds (cm)	dprom (cm)	As (cm ² /m)	Mn (Kg*m/m)	Mn (KN*m/m)
av4	17.47	12.3	14.885	4.52	272940.683	27.294

Mc superior =

27.294

Zona inferior

Análisis para un metro lineal de la baranda vehicular.

4 Ø 12 mm c/25 Ø 12 mm 1.13 cm²

4 Ø 10 mm c/25 Ø 10 mm 0.79 cm²

Asv = 7.68 cm²/cara interior

Altura del bloque de H° comprimido.

$$a = 0.0172 \text{ m}$$

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

Posición	dss (cm)	ds (cm)	d _{prom} (cm)	As (cm ² /m)	Mn (Kg*m/m)	Mn (KN*m/m)
av3	34.25	17.47	25.86	3.16	331767.352	33.177
av4	25.5	17.47	21.485	4.52	391498.301	39.150

Mc inferior =

72.327

Cálculo de Mc en una sección central (armadura vertical)

$$M_c = \frac{h_s * M_{c\text{sup}} + (h_i + h_m) * M_{c\text{inf}}}{h}$$

$$M_c = 44.058 \text{ KN*m/m}$$

Cálculo de la longitud crítica del patrón de la línea de rotura.

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 * H * (M_b + M_w)}{M_c}}$$

$$L_c = 2.567 \text{ m}$$

Cálculo de la resistencia transversal total de la baranda (N).

$$R_w = \left(\frac{2}{2 * L_c - L_t}\right) * \left(8 * M_b + 8 * M_w + \frac{M_c * L_c^2}{H}\right)$$

$$R_w = 330.192 \text{ KN} > F_t$$

$$330192.322 \text{ N} > 120000.000 \text{ N} \quad \text{Cumple}$$

Verificación al corte en la interfaz baranda - tablero.

$$V_d = \sqrt{F_t^2 + F_l^2}$$

$$V_d = 126.491 \text{ KN}$$

$$V_R = \emptyset * V_n$$

Se dispondrá de armadura de corte a cada 0.25 m

10 Ø 12 mm c/25 Ø 12 mm 1.13 cm²

As_{4'} = 11.60 cm² área de armadura de corte disponible en Lc

$$V_R = n * V_n = 0.6 * A_v * f_y$$

$$*V_n = 29237.608 \text{ Kg}$$

$$V_R = 286.821 \text{ KN} > V_d$$

$$286.821 \text{ KN} > 126.491 \text{ KN} \quad \text{Cumple}$$

4.1.5.9.5 Mecanismo de rotura superior.

Armadura Horizontal - Momento respecto al eje vertical –M_w cantidad de barras por cara.

3 Ø 10 mm c/20 Ø 10 mm 0.79 cm²

$$A_{sh} = 2.3562 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

$$\text{Altura del bloque de H}^\circ \text{ comprimido. } a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = 0.0123 \text{ m} \quad 1.2307 \text{ cm}$$

Posición	d (cm)	As (cm ²)	Mn (Kg*cm)	KN m
ahmi	14.5	1.57	92216.85	9.22
absi	12.3	0.79	39102.51	3.91

Mn cara interna 13.13 KN*m

ahme	14.5	1.57	92216.85	9.22
ahse	12.3	0.79	39102.51	3.91

Mn cara externa 13.13 KN*m

participando M_w int en dos líneas de rotura M_{ni}/h

$$M_w \text{ interna} = 30.539 \text{ KN*m/m}$$

participando M_w ext en un alineamiento de rotura M_{ne}/h

$$M_w \text{ externa} = 30.539 \text{ KN*m/m}$$

$$M_w = \frac{(2 * M_{w_{int}} + M_{w_{ext}})}{3}$$

$$M_w = 30.539 \text{ KN*m/m}$$

Armadura Vertical - Momento por unidad de longitud respecto a eje horizontal - Mc

Zona superior (despreciando aporte de av3 en esta zona)

4 Ø 12 mm c/25 Ø 12 mm 1.13 cm²

Asv = 4.52 cm²/cara interior

Altura del bloque de H^o comprimido. $a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$

a = 0.0102 m 1.015187166

Posición	dss (cm)	ds (cm)	d _{prom} (cm)	As (cm ² /m)	Mn (Kg*m/m)	Mn (KN*m/m)
av4	19.9	13.7	16.8	4.52	309295.043	30.930

Mc superior =

30.930

Calculo de Mc en una sección central (armadura vertical)

$$M_c = \frac{hs * M_{csupe} + (hi + hm) * M_{cinf}}{h}$$

Mc = 30.93 KN*m/m

Calculo de la longitud crítica del patrón de la línea de rotura.

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 * H * (M_b + M_w)}{M_c}}$$

Lc = 1.964 m

Calculo de la resistencia transversal total de la baranda (N).

$$R_w = \left(\frac{2}{2 * L_c - L_t}\right) * \left(8 * M_b + 8 * M_w + \frac{M_c * L_c^2}{H}\right)$$

Rw = 282.502 KN > Ft

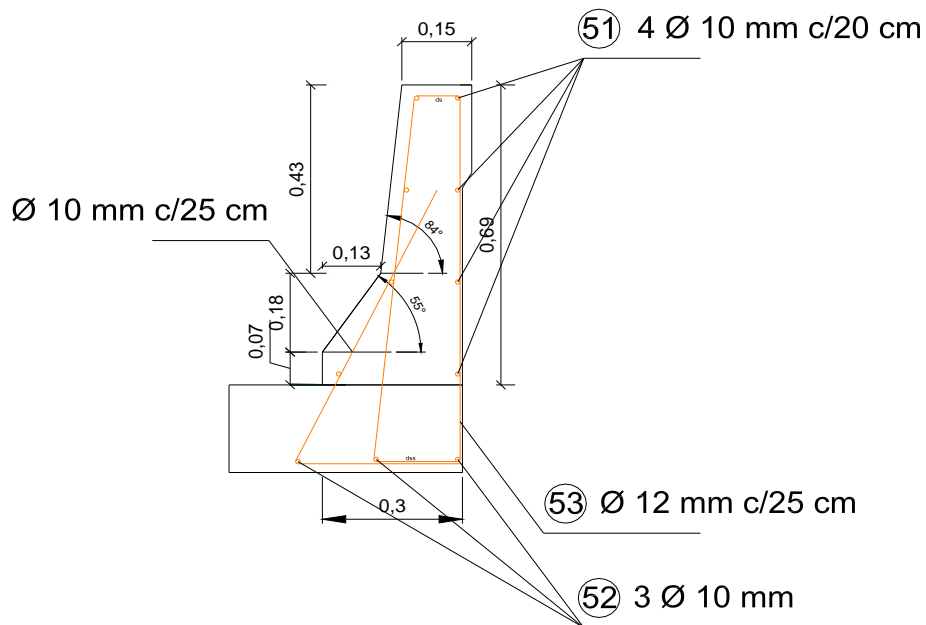
282501.650 N > 120000.000 N Cumple

4.1.5.9.6 Fuerza para el caso de diseño 3 del voladizo del tablero:

Mw = 44.058 KN*m/m Momento resistente armadura vertical

T = 83.872 KN/m Tracción hacia fuera del voladizo

Detalle de Armadura:



4.1.5.10 Diseño de la Losa Exterior

4.1.5.10.1 Predimensionamiento de la losa y separación de las vigas

4.1.5.10.2 Definición del canto total y del canto útil de la losa

Según la tabla 2.5.2.6.3-1 de la sección 2 de la Normativa AASHTO LRFD 2004 nos recomienda las profundidades mínimas para diferentes tipos de losas (ver anexo IV-A).

Excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser: Norma AASHTO 17.5 cm

Según la tabla para losas de Hormigón Armado, tipo losas con armadura principal perpendicular al tráfico se utiliza la siguiente fórmula:

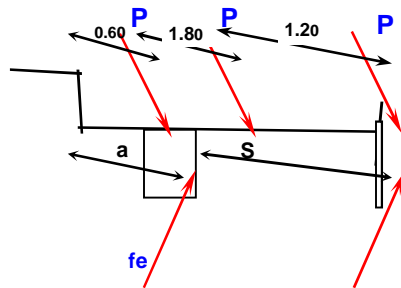
$$\frac{s + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

Dónde:

s = separación entre vigas.

4.1.5.10.3 Calculo de Separación entre Vigas "S".

Considerando el Concepto de " Fracción de Carga Interna y Externa"



$$f_i = 0.596 * S$$

Por simetría y trabajo igual se tiene que $f_e = f_i$, de donde:

$$f_e * S = 1 * (3) + 1 * (1.20)$$

$$f_e = \frac{4.2}{S} \dots\dots\dots(2)$$

$$f_i = 0.596 * S \dots\dots\dots(3)$$

Igualando :

$$f_i = f_e$$

$$0.596 * S = \left(\frac{4.2}{S} \right)$$

$$0.596 * S^2 = 4.20 \dots\dots\dots(4)$$

$$S = \sqrt{\frac{4.20}{0.596}}$$

$$S = 2.655 \text{ m Remplazando en (1)}$$

$$7.90 = 2 * S + 2 * a$$

$$a = \frac{7.90 - 2 * S}{2} \dots\dots\dots(1)$$

$$a = 1.200 \text{ m}$$

Resolviendo la Ecuación 4 y sustituyendo en 1:

$$S = 2.655 \text{ m se adopta } 2.70 \text{ m}$$

$$a = 1.200 \text{ m se adopta } 1.20 \text{ m}$$

$S = 2700 \text{ mm}$

Entonces:

$h_f = 190 \text{ mm.}$

Adoptamos una altura de losa de:

$h_f \text{ adop} = 200 \text{ mm.}$

Recubrimiento para la Losa:

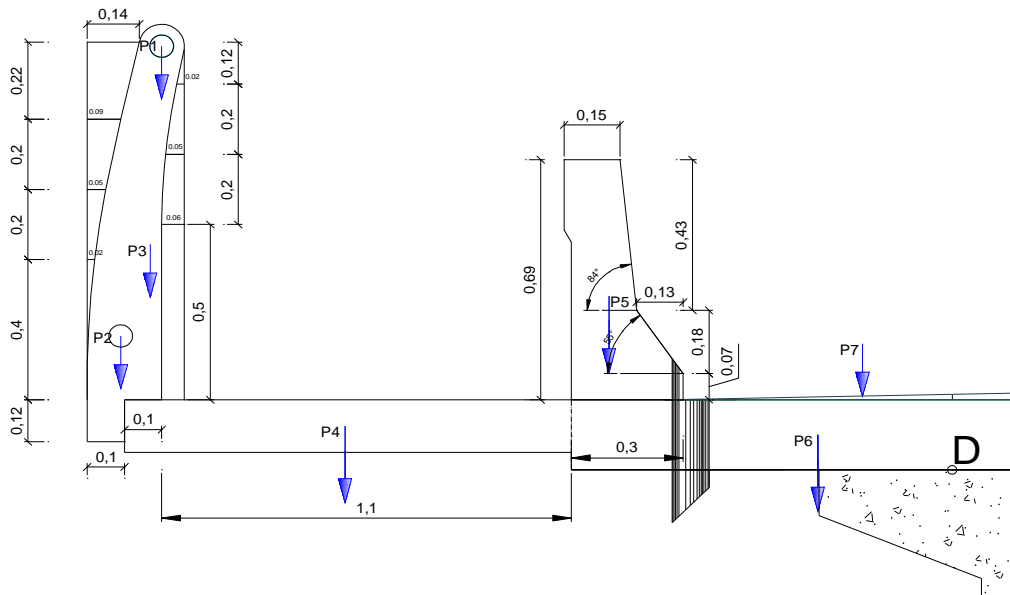
El recubrimiento será de 25 mm según lo prescrito en el punto 5.12.3 de la sección 5 de la normativa AASHTO LRFD 2004 (ver tabla 5.12.3-1 anexos IV-A).

Fondo de Losas hormigonadas en situ mm.

Hasta barras N° 36 25

Barras N° 43 y N° 57 50

4.1.5.10.4 Análisis de carga muerta.

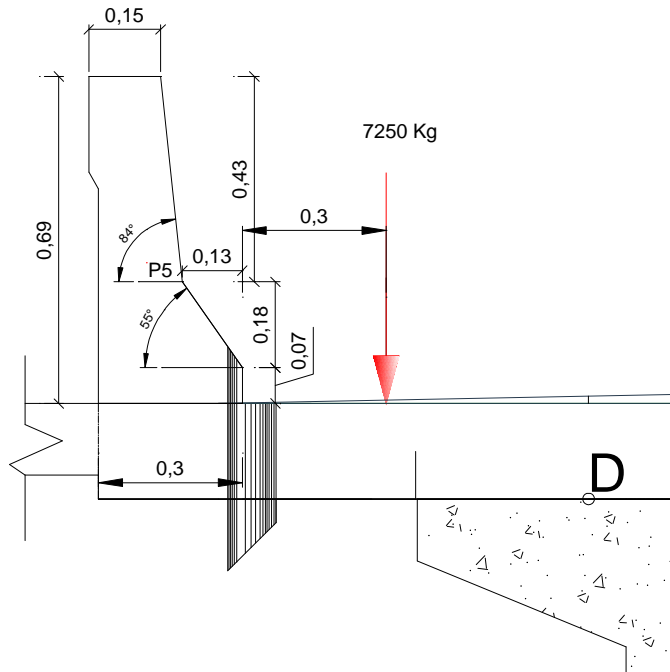


$d_1 =$	212.20 cm	$P_1 =$	12 Kg
$d_2 =$	223.20 cm	$P_2 =$	12 Kg
$d_3 =$	215.36 cm	$P_3 =$	65.65 Kg
$d_4 =$	163.02 cm	$P_4 =$	432.00 Kg

X = Distancia en metros de la carga al punto de apoyo

$$F = 1140 + 0,833 \cdot 422 = 1140 \text{ mm}$$

$$F_e = 1.14 \text{ m}$$



$$d1 = 42.20 \text{ cm}$$

$$P_v = 7250.00 \text{ Kg}$$

Momento por carga de la rueda:

$$MLL = 268377.193 \text{ kg*cm}$$

$$MIM = 88564.474 \text{ kg*cm}$$

Caso de Diseño 3 Fuerza transversal y longitudinal:

$$M_w = 44.058 \text{ KN*m/m}$$

Momento resistente armadura vertical

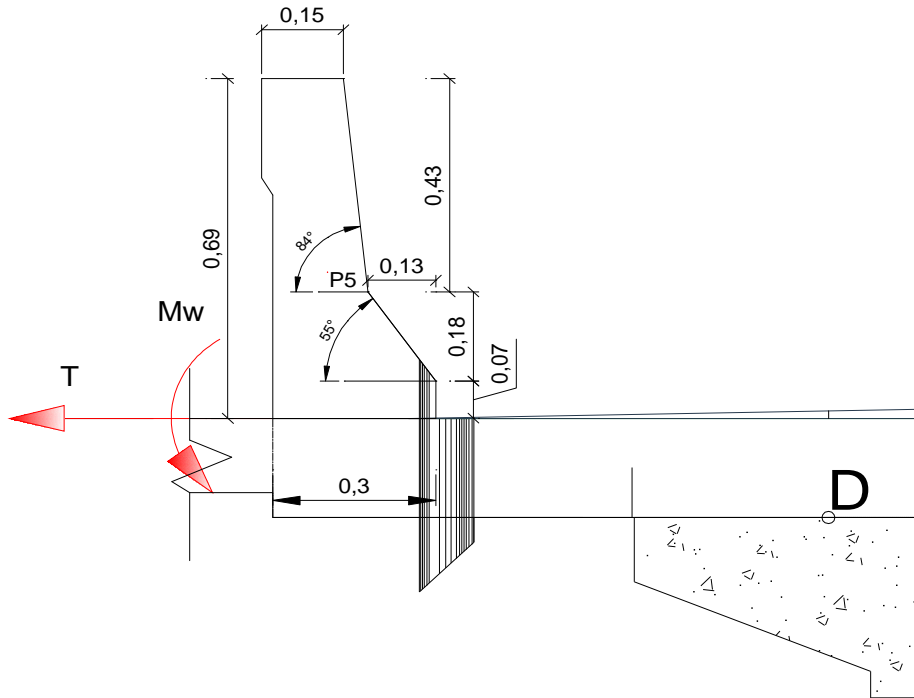
$$T = 83.872 \text{ KN/m}$$

Tracción hacia fuera del voladizo

$$M_w = 449113.054 \text{ kg*cm}$$

$$T = 8549.635 \quad \text{kg}$$

$$dT = 20.00 \quad \text{cm}$$



Momento por fuerza transversal y longitudinal.

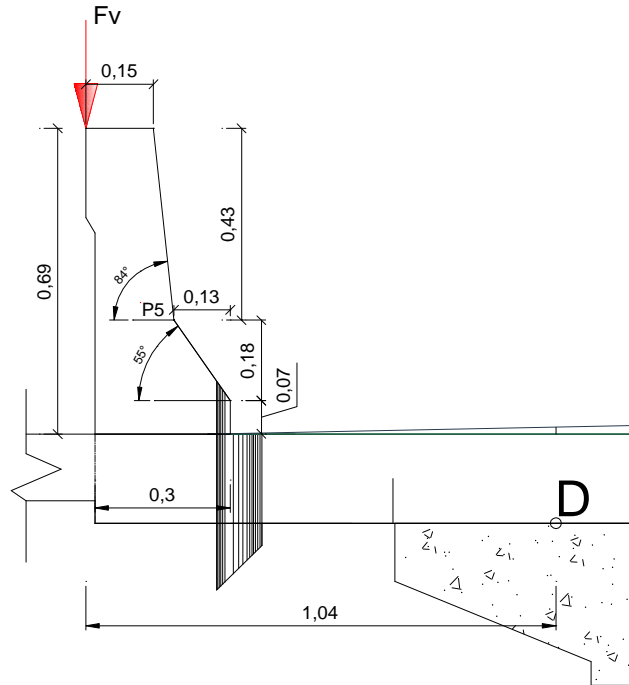
$$Mw = 449113.054 \quad \text{kg*cm}$$

$$MT = 170992.690 \quad \text{kg*cm}$$

Caso de Diseño 4 Fuerza vertical:

$$Fv = 20000.000 \quad \text{N} \quad \text{Fuerza vertical descendente}$$

$$Fv = 2038.736 \quad \text{kg} \quad dv = 104.00 \quad \text{cm}$$



Momento por fuerza vertical.

$$M_v = 212028.5423 \text{ kg*cm}$$

4.1.5.10.6 Momento último.

El momento ultimo de diseño resulta el más desfavorable de todos los estados de diseño, con sus correspondientes estado de consideración para los casos de diseños 1 se aplica el estado limite correspondientes a Evento extremo II y Resistencia I

Estado límite de Resistencia I

$$M_u = 1.25*DC + 1.5 * DW + 1.75*LL + 1.75*IM + 1.75*PL$$

Estado límite de Evento extremo II

$$M_U = 1.25*DC + 1.5 * DW + 0.5*LL + 0.5*IM + 0.5*PL + 1*CT$$

$$M_U = 343637,45 \text{ Kg*cm}$$

$$M_U = 228316,72 \text{ Kg*cm}$$

Para los casos de diseños 2 se aplica de igual manera:

$$M_U = 502745,10 \text{ Kg*cm}$$

$$MU = 362893,76 \quad \text{Kg*cm}$$

Para los casos de diseños 3 se aplica de igual manera:

$$MU = 320631,49 \quad \text{Kg*cm}$$

$$MU = 794996,16 \quad \text{Kg*cm}$$

Para los casos de diseños 4 se aplica de igual manera:

$$MU = 343710,18 \quad \text{Kg*cm}$$

$$MU = 394187,88 \quad \text{Kg*cm}$$

De todos los estados de cargas posibles que se pueden presentar en el sistema estructural toma el que genere la mayor sollicitación.

$$MU = 794996,162 \quad \text{Kg*cm}$$

4.1.5.10.7 Análisis por flexión.

Datos:

Es =	2E+0.6 kg/cm2	2000000
r(recubrimiento) =	2,50 cm	
h(Altura de la losa) =	20,00 cm	
d(canto util) =	17,50 cm	
b	100,00 cm	
fc=	210 Kg/cm2	
fy=	4200 Kg/cm2	

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{w \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot b d^2}} \right]$$

$$a = 3,10 \text{ cm}$$

Armadura principal.-

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$As = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{fy}$$

$$As = 13,187 \text{ cm}^2$$

Cuantía y armadura de refuerzo máxima.

$$\rho_b = 0,72 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{E_s}} = 0,0212$$

$$A_{s_{max}} = 0,75 * \rho_b * b * d = 27,794 \text{ cm}^2$$

Cuantía y armaduras de refuerzo mínimas:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d \cong 0,0033 * b * d = 0,003$$

$$5,833 \text{ cm}^2$$

usar: $A_{s_{min}} = 13,187 \text{ cm}^2$

constructivamente se usa:

$$A_{mín} = 5,833 \quad A_{nec} = 13,187 \quad A_{max} = 27,794 \text{ cm}^2$$

$$A_{nec} = 6 \Phi 16 \text{ mm} \quad 10,053 \text{ cm}^2 \quad \text{asumimos } A_{nec}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \quad A_{\emptyset} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \emptyset$$

Usar Barras de 16mmc/16cm

Sección	
Mu =	794996,162
a =	3,103 cm
Pmin =	0,0033
Pnec =	0,0075
Pmax =	0,0159
Amín =	5,833 cm ²
Asnec =	13,187 cm ²
Amax =	27,794 cm ²
Aadop =	13,187 cm ²
Varillas =	∅ 16 mm c/16 cm

4.1.5.10.8 Armadura de distribución.

Refuerzo por contracción o temperatura recomendado por el código es igual a:

La cuantía de refuerzo de retracción y temperatura debe ser al menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0.0014:

(a) En losas donde se empleen barras corrugadas Grado 300 o 350..... 0.0020

(b) En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electro soldado de alambre Grado 420..... 0.0018

(c) En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 MPa, medida a una deformación unitaria de 0.35%..... $0.0018 \cdot 4200 / f_y$

Armadura de distribución:

$$L_c = 0,60 \text{ m}$$

$$A_{distr} = \frac{1.22}{\sqrt{L_c}} \quad \begin{array}{l} \% \text{ Adist} = 1,58 < 0,67 \\ \text{Se adopta} = 0,67 \end{array}$$

$$A_s = 8,835 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm} \quad A_{\emptyset} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Usar 11 Barras de 10mmc/9cm

Armadura por Temperatura:

$$A_{\min} = 0.018 \cdot b \cdot d \quad A_{\min} = 3,15 \text{ cm}^2$$

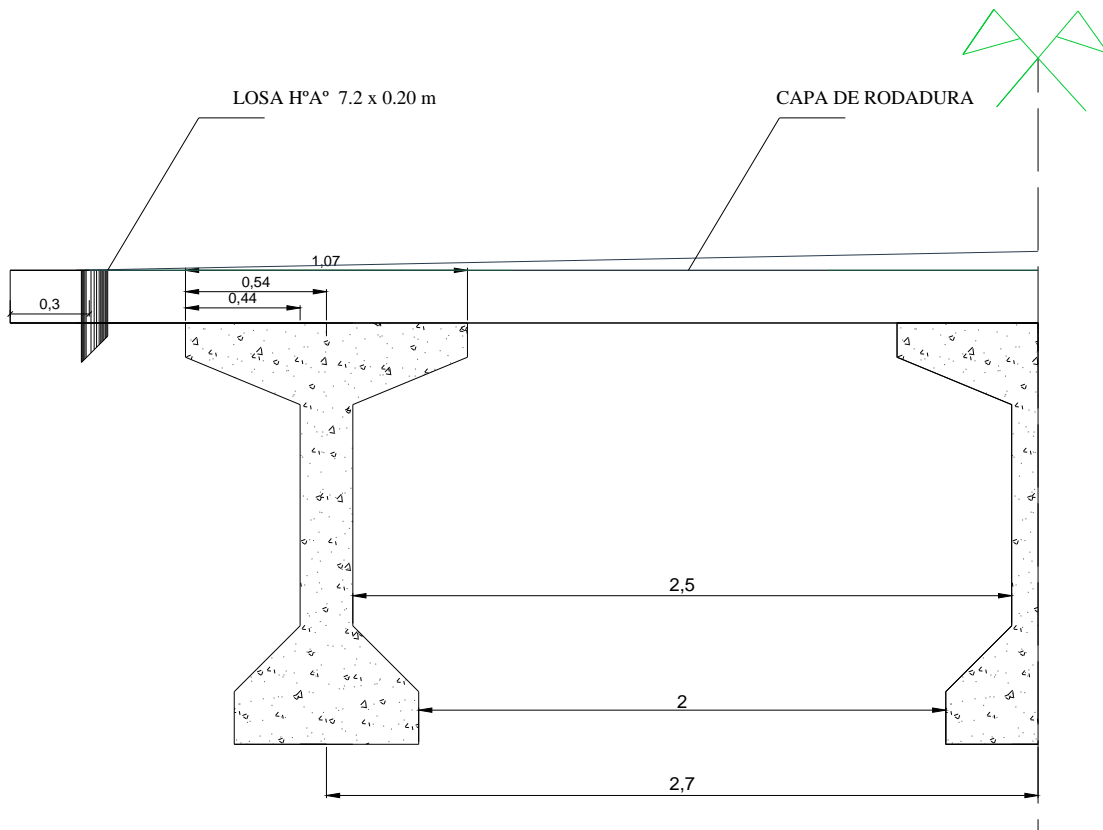
$$\emptyset = 10 \text{ mm} \quad A_{\emptyset} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Usar Barras de 10mmc/20cm

Sección		
b =	100.00	cm
d =	17.50	cm
AD =	$0.0018 \cdot b \cdot d \cdot (4200 / f_y)$	
AD =	3.1500	cm ²
Varillas =	Ø 10 mm c/20 cm	

4.1.5.11 Diseño de la Losa Interior.

4.1.5.11.1 Predimensionamiento de la losa y separación de las vigas



Esquema de losa interior.

4.1.5.11.2 Cargas actuantes sobre la losa interior.

Carga distribuida debido al peso propio de la losa.

Carga distribuida debido a la capa de rodadura.

Cargas puntuales debido al camión tipo HL-93 de 7250 Kg estas cargas actúan de manera que generen máximos momentos positivos y negativos

4.1.5.11.3 Diseño a flexión de la losa interior:

Debemos encontrar los máximos momentos positivos y negativos que actúan en la sección transversal de la losa.

Ancho de faja para la losa interior.

La losa, tanto interior como exterior se diseña por metro de ancho para facilitar el análisis Ancho de faja para Momento positivo (M+) de la losa Interior:

$$E = 660 + 0.55 * S \quad S = 2700.00 \quad \text{mm}$$

$$E = 2145.00 \quad \text{mm}$$

$$E = 2.145 \quad \text{m}$$

Ancho de faja para Momento negativo (M-) de la losa Interior:

$$E = 1220 + 0.25 * S \quad S = 2700.00 \quad \text{mm}$$

$$E = 1895 \quad \text{mm}$$

$$E = 1.895 \quad \text{m}$$

4.1.5.11.4 Cálculo de los momentos actuantes sobre la losa.

4.1.5.11.5 Análisis de cargas muertas:

Cargas puntuales sobre el voladizo debido a la carga muerta del barandado, acera y baranda vehicular.

$$P1 = 23 \quad \text{Kg}$$

$$P2 = 23 \quad \text{Kg}$$

$$P3 = 65.65 \quad \text{Kg}$$

$$P4 = 432.00 \quad \text{Kg}$$

Carga puntual que actúa sobre el voladizo es:

$$P_{extr} = 521.6 \quad \text{kg}$$

Para determinar los momentos se carga la losa como una viga continua de dos tramos en el programa SAP 2000 v11.0.4

Losa:

$$Q1DC = 480.00 \quad \text{Kg/m}$$

Capa de Rodadura:

$$Q2DW = 110.00 \quad \text{Kg/m}$$

Cargando la sección transversal con las Pextr, Q1DC, Q2DW se obtiene el siguiente resultado según el programa SAP 2000 v11.0.4

Momentos por carga muerta:

MDCmax (+)= 205,59 Kg-m

MDCmax (-)= -1410,10 Kg-m

Reacciones en los apoyos:

RA = 2610,41 Kg

RB = 424,47 Kg

RC = 2610,41 Kg

4.1.5.11.6 Análisis por carga viva:

Para determinar los momentos se carga la losa como una viga continua de dos tramos en el programa SAP 2000 v11.0.4 con las siguientes cargas:

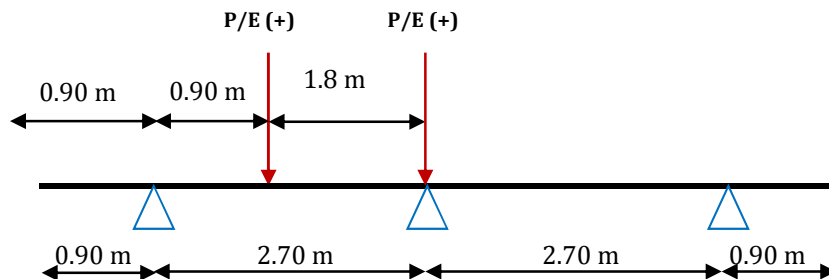
Se hace actuar las cargas en el programa Sap-2000, haciendo variar las ruedas del camión a cada 10 cm sobre la losa obteniendo de esta forma el momento máximo. Se cargará la losa con dos hipótesis para hallar en momento máximo positivo y negativo.

Camión de diseño.

Sección transversal del puente, variación del camión de diseño para generar momentos (+) momento a 0.30 m de la baranda vehicular.

P = 7250.00 Kg

P/E(+) = 3379.95 Kg



$$MLL_{max} (+) = 1802.64 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$MIM (+) = 594.87 \quad \text{kg}\cdot\text{m} \quad \text{Incremento por carga dinámica}$$

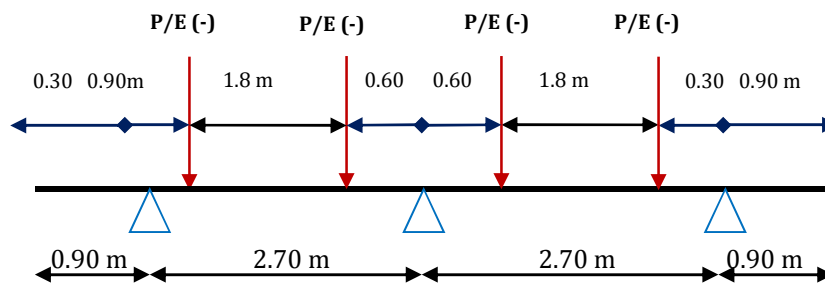
Generando el estado más desfavorable para calcular los momentos máximos negativos:

Camión de diseño.

Sección transversal del puente, variación del camión de diseño.

$$P = 7250.00 \text{ Kg}$$

$$P/E(-) = 3825.86 \text{ Kg}$$



$$MLL_{max} (-) = -2295.51 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

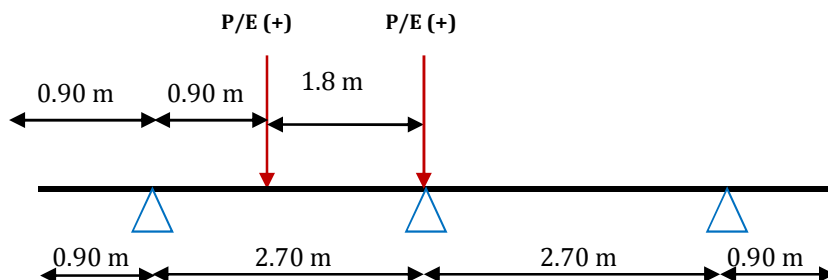
$$MIM (-) = -757.52 \quad \text{kg}\cdot\text{m} \quad \text{Incremento por carga dinámica}$$

Tándem de diseño.

Generando el estado más desfavorable para calcular los momentos máximos positivos:

$$P = 5500,00 \text{ Kg}$$

$$P/E (+) = 2564,10 \text{ Kg}$$



$$MLL_{\max (+)} = 1367,52 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

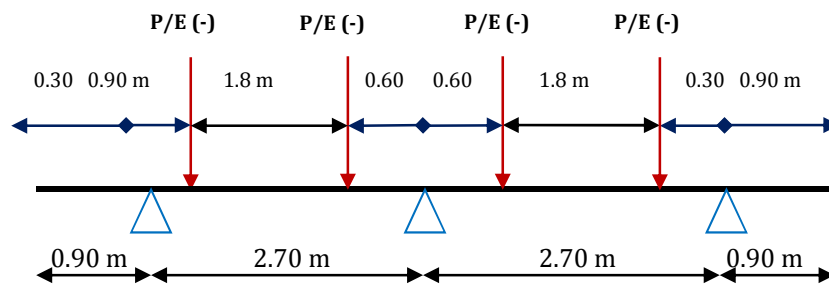
$$MIM (+) = 451,28 \quad \text{kg}\cdot\text{m} \quad \text{Incremento por carga dinámica}$$

Tándem de diseño.

Generando el estado más desfavorable para calcular los momentos máximos negativos:

$$P = 5500,00 \text{ Kg}$$

$$P/E (-) = 2902,37 \text{ Kg}$$



$$MLL_{\max (-)} = -1741,42 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$MIM (-) = -574,67 \quad \text{kg}\cdot\text{m} \quad \text{Incremento por carga dinámica}$$

Carga del carril de diseño.

Generando el estado más desfavorable para calcular los momentos máximos positivos:

$$MPL_{\max (+)} = 210.03 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

$$MPL_{\max (-)} = -175.62 \quad \text{kg}\cdot\text{m}$$

4.1.5.11.7 Momento último.

El momento último de diseño resultara el más desfavorable de todos los estados de diseño, con su correspondiente estado de consideración

Para los casos de Diseños 1 se aplicará el estado límite correspondientes a Servicio I y Resistencia I

Camión de Diseño + Carga de carril de diseño para momentos positivos

Estado límite de Servicio I

$$M_u = 1 * DC + 1 * DW + 1 * LL + 1 * IM + 1 * PL$$

Estado límite de Resistencia I

$$M_U = 1.25 * DC + 1.75 * LL + 1.75 * IM + 1.75 * PL$$

$$M_U = 281312,24 \quad \text{Kg*cm}$$

$$M_U = 482017,14 \quad \text{Kg*cm}$$

Camión de Diseño + Carga de carril de diseño para momentos Negativo:

$$M_U = -463875,83 \quad \text{Kg*cm}$$

$$M_U = -741277,70 \quad \text{Kg*cm}$$

Tándem de Diseño + Carga de carril de diseño para momentos Positivo:

$$M_U = 223441,28 \quad \text{Kg*cm}$$

$$M_U = 380742,96 \quad \text{Kg*cm}$$

Tándem de Diseño + Carga de carril de diseño para momentos Negativos:

$$M_U = -390181,49 \quad \text{Kg*cm}$$

$$M_U = -612312,60 \quad \text{Kg*cm}$$

De las diferentes hipótesis de cargas producidas se tomarán las que generan mayor sollicitación, produciendo el estado de carga más desfavorable.

$$M_U (+) = 482017,14 \quad \text{Kg*cm Positivo}$$

$$M_U (-) = 741277,70 \quad \text{Kg*cm Negativo}$$

4.1.5.11.8 Análisis por flexión para armadura positiva.

Datos:

r(recubrimiento) =	2,50 cm
h(Altura de la losa) =	20,00 cm
d(canto útil) =	17,50 cm
b	100,00 cm

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$a = 1,81 \text{ cm} \quad 0,01807912$$

Armadura principal.-

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

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

Armadura mínima.-

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

$$A_{s_{\min}} = 1,50952 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$A_f = 1,13 \text{ cm}^2$$

Usar Barras de 12mm/14cm

Verificación de la cuantía:

Cuantía Mecánica:

$$\dots = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad 0,00582 \quad > 0,0018 \quad \text{Cumple}$$

$$0,00582 \leq \dots \text{ max} = 0.75 \cdot \dots b \quad \text{Cumple}$$

$$b_{\min} = 0,0213 \quad \dots b = 0.85 \cdot S_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$b_{\max} = 0,0159$$

Sección	
Mu =	482017.14
a =	1.108 cm
Pmin =	0.0033
Pnec =	0.0044
Pmax =	0.0159
Amín =	1.510 cm ²
Asnec =	7.684 cm ²
Amax =	27.891 cm ²
Aadop =	7.684 cm ²
Varillas =	Ø 12 mm c/14 cm

4.1.5.11.9 Armadura de distribución:

Armadura de distribución:

$$L_c = 2,800 \text{ m}$$

$$A_{Distri} = \frac{1.22}{\sqrt{L_c}} \quad \begin{array}{l} A_{distri} = 0,73 < 0,67 \\ \text{Se adopta } 0,67 \% \end{array}$$

$$A_s = 5,148 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\varnothing} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Usar Barras de 10mmc/14 cm

Sección	
b =	100.00 cm
d =	17.50 cm
AD =	1.22/(Lc ^{1/2})
AD =	5.148 cm ²
Varillas =	Ø 10 mm c/14 cm

4.1.5.11.10 Análisis por flexión para armadura negativa.

Datos:

r (recubrimiento) =	2,50 cm
h (Altura de la losa) =	20,00 cm
d (canto util) =	17,50 cm
b =	100,00 cm
f'c=	210 Kg/cm ²

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

a= 2,87 cm 0,02872451

Armadura principal.-

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a}{f_y}$$

$$A_s = 12,21 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima.-

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot a}{f_y} = A_{s_{\min}} = 0,248 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Usar Barras de 12mm c/ 10 cm

Verificación de la cuantía:

Cuantía Mecánica:

$$\dots = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \mathbf{0,00698} > 0,0018 \quad \text{Cumple}$$

$$\dots b = 0.85 \cdot S_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y} \quad \mathbf{0,00698} \leq \dots \text{max} = 0.75 \cdot \dots b \quad \text{Cumple}$$

$$b = 0,0213$$

$$b_{max} = 0,0159$$

Sección		
Mu =	741277.702	Kg*cm
a =	2.872	cm
Pmin =	0.0033	
Pnec =	0.0070	
Pmax =	0.0159	
Amín =	0.248	cm ²
Asnec =	12.208	cm ²
Amax =	27.891	cm ²
Aadop =	12.208	cm ²
Varillas =	Ø 12 mm c/10 cm	

4.1.5.11.11 Armadura de distribución:

Armadura de distribución:

$$A_{Distri} = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}}$$

$$Lc = 2,800 \text{ m}$$

$$0,73 < 0,67$$

Se adopta 0,67

$$As = 8,179 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

$$A\varnothing = 1,13 \text{ cm}^2$$

Usar Barras de 12mm c/ 14 cm

Sección		
b =	100.00	cm
d =	17.50	cm
AD =	1.22/(Lc ^{1/2})	
AD =	8.1739	cm ²
Varillas =	7 Ø 12 mm c/14 cm	

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

4.1.5.12 Diseño de las Vigas de Hormigón Pretensado.

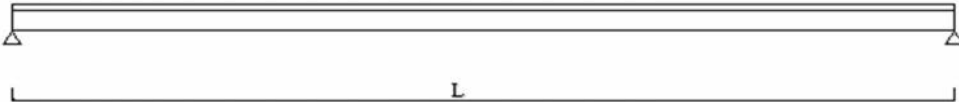
4.1.5.12.1 Dimensionamiento de la sección

Datos previos.

Viga simplemente apoyada:

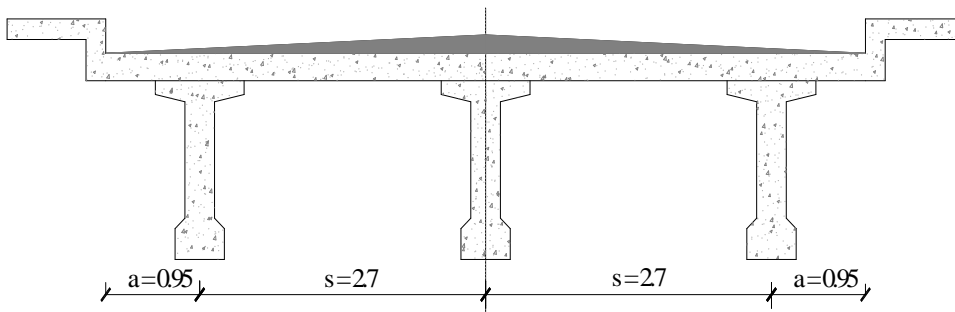
Luz de la viga:

$$L = 23.60 \text{ m}$$



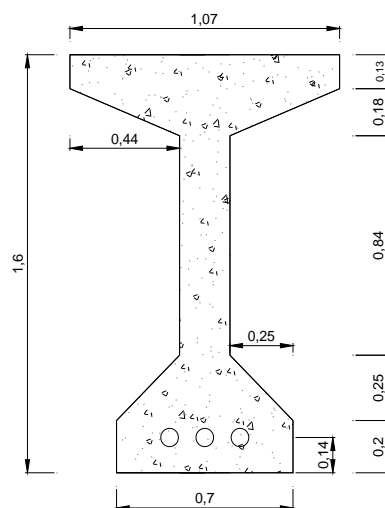
*Sección transversal de la viga

Se trata de 3 vigas como se muestra en la figura 1.1



La sección AASHTO recomendada para claros de 70 a 100 pies, es la sección Tipo V.

(A. H. Nilson. pág. 565).



En base a esto es que se adoptaron las siguientes dimensiones

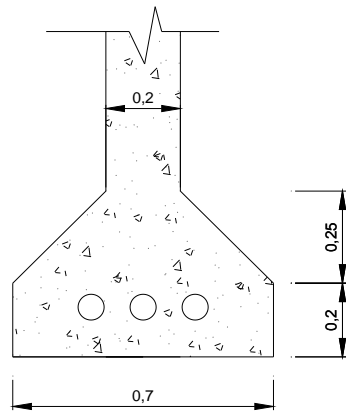
*Espesor de los patines:

1. El espesor del patín superior no deberá ser menor de 15 cm
2. El espesor del patín inferior no deberá ser menor de 14 cm.

En base a los espaciamientos mínimos necesarios y recubrimientos requeridos, debe ser por lo menos una vaina de separación entre los cables según norma.

El diámetro de la vaina, según el sistema de pretensado elegido (Protende), es igual a 7 cm.

Por lo tanto espesores adoptados:



No se eligieron patines más delgados porque patines delgados en compresión siempre presentan el peligro del pandeo cuando son cargados y son vulnerables a romperse durante las operaciones de erección de los elementos percolados.

*Base de los patines:

Base del patín superior:

Se adopta $B_1 = 107.00$ cm

Base del patín inferior:

Se adopta $B_2 = 70.00$ cm

*Ancho del alma

El espesor mínimo del alma se determina frecuentemente por los espacios mínimos requeridos por los cables de pretensado y por los requisitos de recubrimiento para el acero exterior.

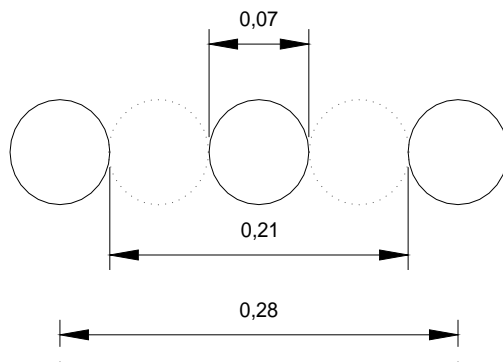
Según Arthur H. Nilson normalmente un ancho mínimo de 6 pulg, debe ser considerado como mínimo práctico. (pág. 166)

Considerando las 6 pulg, nos determina un ancho igual a 15,24 cm.

Por lo que se adoptó un ancho igual:

$b_w = 20$ cm.

Sabiendo que un cable es el que pasa por el alma se necesita:



4.1.5.12.2 Características de la Sección.

Propiedades Geométricas Tiempo "o"

Datos.-

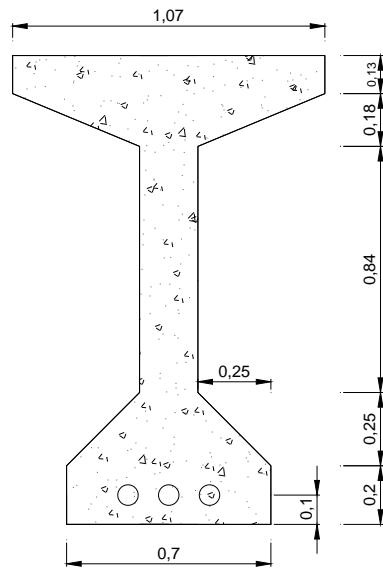
Longitud de la Viga

= 2300.00 cm

Torones = 1/2" pulg

H°A° 2400.00 Kg/m³

Asfalto 2200.00 Kg/m³



En tiempo "0"

A0 = 6739.000 cm²

C10 = 75.756 cm

C20 = 84.244 cm

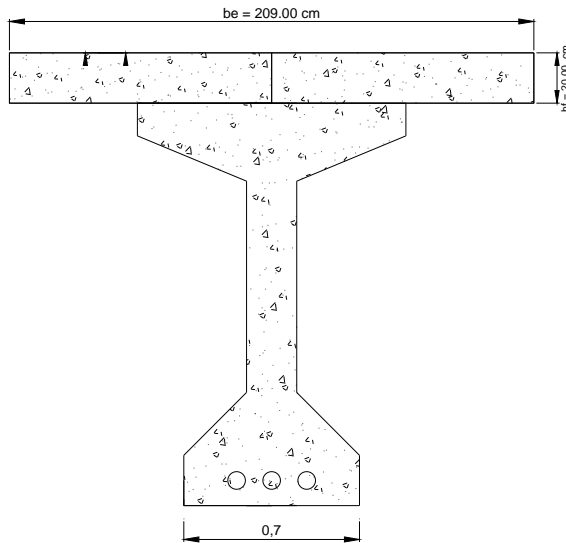
I0 = 22382238.522 cm⁴

e 0 = 74.244 cm

Propiedades Geométricas Tiempo " "

Datos.-

Longitud de la Viga =	2300.00 cm
Torones =	1/2" pulg
H°A° =	2400.00 Kg/m ³
=	0.775



En tiempo " "

A =	10919.000 cm ²
C1 =	59.996 cm
C2 =	120.004 cm
I =	39347360.688 cm ⁴
e =	110.004 cm

4.1.5.12.3 Análisis de Cargas Transversalmente.

La carga muerta constituida por postes, pasamanos, aceras, baranda vehicular, carpeta de rodadura y losas se las distribuye entre las tres vigas:

4.1.5.12.3.1 Análisis de carga muerta.

Postes y pasamanos:

P _{postes} =	65,65 Kg	M _{pp} =	73,72 Kg-m
P _{pasamanos} =	24,00 Kg	M _{ppasamanos} =	26,40 Kg-m

Aceras:

$$P_{\text{acera}} = 432,00 \text{ Kg} \qquad M_{\text{acera}} = 259,20 \text{ Kg-m}$$

Baranda Vehicular:

$$P_{\text{baranda}} = 331,20 \text{ Kg}$$

Peso Propio de la Losa:

$$P_{\text{losa}} = 480,00 \text{ Kg/m}$$

Peso Propio de la Capa de Rodadura:

$$P_{\text{rodadura}} = 110,00 \text{ Kg/m}$$

Reacciones en los apoyos.

$$R_a = 2610,41 \text{ Kg/m}$$

$$R_b = 424,47 \text{ Kg/m}$$

$$R_c = 2610,41 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de momentos flectores.**Momento debido al peso propio de la viga.**

*La carga distribuida para el peso propio de la viga será:

$$PP1 \text{ Viga} = 1617,36 \text{ Kg/m}$$

$$PP2 \text{ Viga Transición} = 1212,00 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{pp viga}} = 114247,00 \text{ Kg-m} \qquad \text{en centro luz}$$

$$M_{\text{pp viga}} = 112175,54 \text{ Kg-m} \qquad \text{camión tipo}$$

$$M_{\text{pp viga}} = 112527,88 \text{ Kg-m} \qquad \text{tándem}$$

Momento debido a la carga del tablero.

Para el análisis de cargas se contempla un análisis de la viga externa e interna por individual, puesto que los esfuerzos producidos en ellas son diferentes; al final se diseña la viga que se encuentre en una situación más desfavorable:

Viga externa.

Mpp tablero = 172613,62	Kg-m	en centro luz
Mpp tablero = 171927,57	Kg-m	camión tipo
Mpp tablero = 172496,15	Kg-m	tándem

Viga interna.

Mpp tablero = 28068,23	Kg-m	en centro luz
Mpp tablero = 27956,67	Kg-m	camión tipo
Mpp tablero = 28049,12	Kg-m	tándem

4.1.5.12.3.2 Análisis por carga viva.

Para encontrar el máximo momento producido por las cargas actuantes en la viga se recurrirá al teorema de Barre, que permite ubicar las cargas de manera que generen el máximo momento flector.

Los factores de distribución serán calculados según establece normativa en la sección 4.6.2.2.2 como sigue a continuación:

4.1.5.12.3.2.1 Determinación del factor de distribución.

Análisis para vigas interiores.

Para un carril de diseño cargado se estipula según la norma usar la siguiente formula:

a) Ecuación

$$g^{SI} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L * t_s^3}\right)^{0,1}$$

$$E_B = 29876 \text{ MPa}$$

$$E_D = 23142 \text{ MPa} \quad E_c = 0.043 * \chi_c^{1.5} * \sqrt{f'c}$$

$$n = \frac{E_B(\text{viga})}{E_D(\text{losa})} = 1.291$$

$$Kg = n * (I + A * eg^2) = 92881394.37 \text{ cm}^4$$

$$I = 22382238,522 \text{ cm}^4$$

$$eg = 85,76 \text{ cm}$$

$$A = 6739,000 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{Kg}{L * ts^3} \right)^{0.1} = 1.176$$

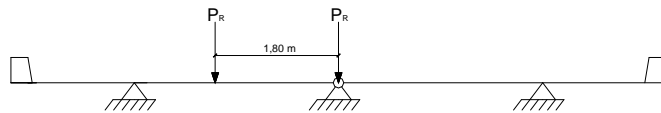
s: separación entre vigas 2700 cm

L: longitud de la viga 23000 cm

ts = profundidad de la losa de hormigón 200 mm

$$g^{SI} = 0.573$$

b) Ley de momentos:



$$g^{SI} = 0.667$$

Usar el menor: $g^{SI} = 0.573$

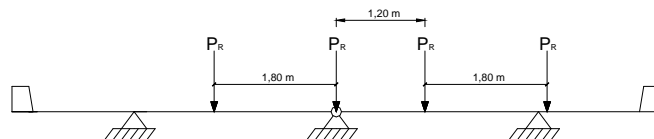
Dos carriles cargados:

a) Ecuación

$$g^{MI} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{Kg}{L * ts^3} \right)^{0,1}$$

$$g^{MI} = 0.809$$

b) Ley de momentos



$$g^{MI} = 0.889$$

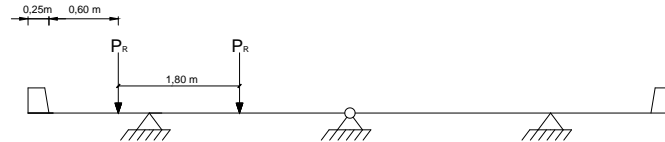
Usar el menor:

Gobierna dos carriles cargados: $g^I = 0.890$

Análisis para vigas Exteriores [Tabla 4.6.2.2d-1]

Para un carril de diseño cargado se estipula según la norma usar la siguiente fórmula:

a) Ley de momentos



$$g^{SE} = 0.797$$

Dos carriles cargados:

a) Ecuación

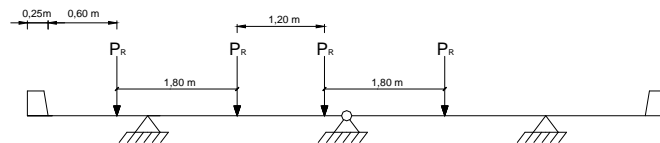
$$e = 0.77 + \frac{de}{2800} = 1.199$$

de = distancia entre el alma exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)

de = 1200 mm

$$g^{ME} = e \cdot g^I = 0.969$$

b) Ley de momentos



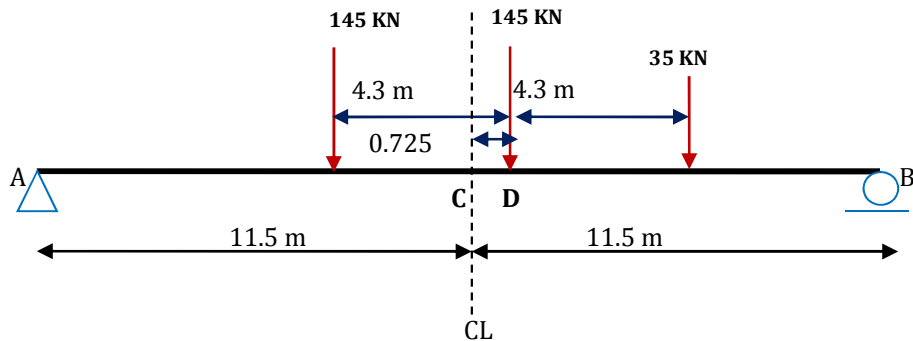
$$g^{ME} = 0.805$$

Gobierna dos carriles cargados: $g^E = 0.805$

Momento por Carga Viva.

Para hallar el máximo momento por carga viva se deben hacer las combinaciones ya sea camión + carril o tándem +carril, trabajando con la que resulte mayor.

Camión de Diseño.



$$R_A = 172,821 \text{ KN}$$

$$R_B = 152,179 \text{ KN}$$

Como se puede observar a simple vista el máximo momento flector en la viga no se encuentra en el centro de la misma, sino a 11.225 m desde el apoyo izquierdo, por tanto a esta sección se la denomina sección 1 para fines de cálculo de esfuerzos.

A continuación se analiza el comportamiento de estos efectos en las vigas externa e interna correspondiente afectándose los esfuerzos por sus respectivos coeficientes de fracción de carga.

Cálculo del Mmax en Centro Luz.

$$M_{\max D} = R_B * \left(\frac{L}{2} - a \right) - 35 * (4.3) =$$

$$M_{\max LL} = 1469,06 \text{ KN*m} \qquad 149751,5291 \text{ Kg-m centro luz}$$

Calculo del Mmax en el Punto D (0.725 m del Centro Luz).

$$M_{\max LL} = R_B * \left(\frac{L}{2} \right) - 35 * (4.3 + a) - 145 * a =$$

$M_{\max D} = 1489,23 \text{ KN}\cdot\text{m}$ 151807,5915 Kg-m camión tipo

Viga externa.

M camión = 120549,981 Kg-m centro luz

M camión = 122205,111 Kg-m camión tipo

Momento por efecto dinámico (considerado como el 33% de la carga viva)

M camión = 39781,49369 Kg-m centro luz

M camión = 40327,68669 Kg-m camión tipo

Viga interna.

M camión = 121129,165 Kg-m centro luz

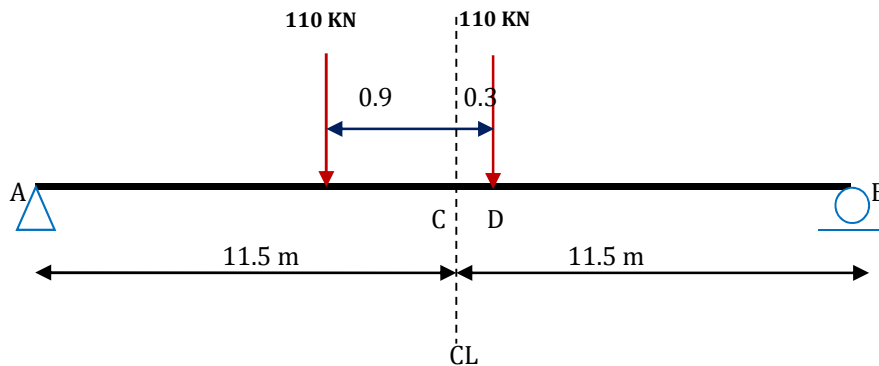
M camión = 122792,248 Kg-m camión tipo

Momento por efecto dinámico (considerado como el 33% de la carga viva)

M camión = 39972,625 Kg-m centro luz

M camión = 40521,442 Kg-m camión tipo

Tándem de Diseño.



Calculando se tiene:

$R_A = 112,870 \text{ KN}$

$R_B = 107,130 \text{ KN}$

Calculo del M_{\max} en centro luz.

$$M_{\max D} = R_B * \left(\frac{L}{2} - a \right) =$$

$$M_{\max LL} = 1199,00 \text{ KN}\cdot\text{m} \qquad 122222,222 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Calculo del Mmax en el punto D (0.725 m del centro luz).

$$M_{\max LL} = R_B * \left(\frac{L}{2}\right) - 110 * a =$$

$$M_{\max D} = 1199,86 \text{ KN}\cdot\text{m} \qquad 122309,977 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Viga externa.

$$M_{\text{tandem}} = 98388,889 \text{ Kg}\cdot\text{m} \qquad \text{centro luz}$$

$$M_{\text{tandem}} = 98459,531 \text{ Kg}\cdot\text{m} \qquad \text{tandem tipo}$$

Momento por efecto dinámico (considerado como el 33% de la carga viva)

$$M_{\text{tandem}} = 32468,33333 \text{ Kg}\cdot\text{m} \qquad \text{centro luz}$$

$$M_{\text{tandem}} = 32491,64526 \text{ Kg}\cdot\text{m} \qquad \text{tandem tipo}$$

Viga interna.

$$M_{\text{tandem}} = 98861,600 \text{ Kg}\cdot\text{m} \qquad \text{centro luz}$$

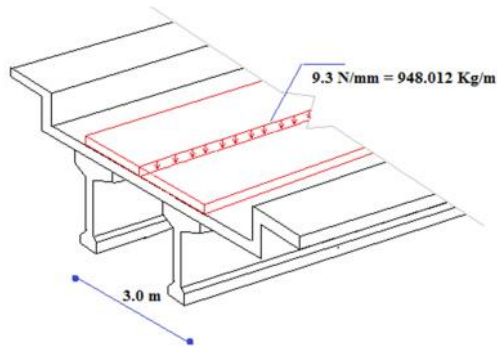
$$M_{\text{tandem}} = 98932,582 \text{ Kg}\cdot\text{m} \qquad \text{tandem tipo}$$

Momento por efecto dinámico (considerado como el 33% de la carga viva)

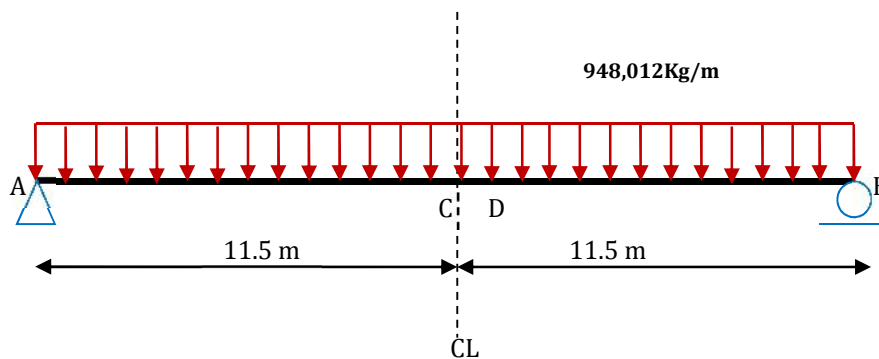
$$M_{\text{tandem}} = 32624,328 \text{ Kg}\cdot\text{m} \qquad \text{centro luz}$$

$$M_{\text{tandem}} = 32647,752 \text{ Kg}\cdot\text{m} \qquad \text{tandem tipo}$$

4.1.5.12.3.3 Máximo momento por la carga de carril.



$$P_{\text{carril}} = 948,012 \text{ Kg/m}$$



$$R_A = 10902,141 \text{ Kg}$$

$$R_B = 10902,141 \text{ Kg}$$

Momento debido a la carga de carril.

$$M_{\text{carril}} = 62287,294 \text{ Kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$M_{\text{carril}} = 62438,144 \text{ Kg-m} \quad \text{camión tipo}$$

$$M_{\text{carril}} = 62644,633 \text{ Kg-m} \quad \text{tandem tipo}$$

Análisis del momento de diseño para el camión de diseño.

$$M_d = M_{\text{pp viga}} + M_{\text{pp tablero}} + M_{\text{camión}} + M_{\text{imp. camión}} + M_{\text{c. carril}}$$

Viga externa.

$$M_d = 509074,051 \text{ Kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$Md = 509479,381 \text{ Kg-m} \quad \text{camión tipo}$$

Viga interna.

$$Md = 365704,304 \text{ Kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$Md = 365884,043 \text{ Kg-m} \quad \text{camión tipo}$$

Análisis del momento de diseño para el tandem de diseño.

$$Md = M \text{ pp viga} + M \text{ pp tablero} + M \text{ tandem} + M \text{ imp. tandem} + M \text{ c. carril}$$

Viga externa.

$$Md = 480005,129 \text{ Kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$Md = 478619,841 \text{ Kg-m} \quad \text{tandem tipo}$$

Viga interna.

$$Md = 336088,443 \text{ Kg-m} \quad \text{en centro luz}$$

$$Md = 334801,973 \text{ Kg-m} \quad \text{tandem tipo}$$

4.1.5.12.4 Momento total.

De lo anterior podemos ver que la carga HL-93 está conformada por el camión de diseño más la carga de carril por ser esta combinación la que ocasiona los efectos más desfavorables. Por tanto el momento de diseño se está produciendo en la viga externa y tiene un valor de:

$$MT_{\max} = MDC + MLL$$

$$MT_{\max} = \mathbf{509479,381 \text{ Kg-m}}$$

4.1.5.12.5 Análisis de Esfuerzos en $t=0$ y $t=$

La fuerza de pretensado es calculada con las siguientes inecuaciones:

Tiempo inicial:

$$t = 0$$
$$f_1 = -\frac{M_o * C_1}{I_{cg}} + \frac{P_o * e * C_1}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \leq 0.8 \sqrt{f'_{ci}}$$

$$t = 0$$
$$f_2 = +\frac{M_o * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o * e * C_2}{I_{cg}} - \frac{P_o}{A} \geq -0.6 f'_{ci}$$

Tiempo infinito:

$$f_1 = -\frac{M_T * C_1}{I} + \frac{y P_o * e * C_1}{I} - \frac{y P_o}{A} \geq -0.45 f_c$$

$$f_2 = \frac{M_T * C_2}{I} - \frac{y P_o * e * C_2}{I} - \frac{y P_o}{A} \leq 1.60 \sqrt{f_c}$$

Dónde:

M_o = Momento debido al peso propio de la viga

M_{Tmax} = Momento total debido a todas las cargas vivas y muertas

C_1 = Distancia del centroide de la sección a las fibras superiores de la sección.

C_2 = Distancia del centroide de la sección a las fibras inferiores de la sección

e = Excentricidad máxima correspondiente a la distancia en el lugar de máximo momento flector.

P_o = Fuerza de pretensado inicial

I_{cg} = Inercia de la sección en el centro de gravedad de la pieza

n = Coeficiente de pérdidas de pretensado

A = Área de la sección.

f'_{ci} = Resistencia del H° el día del tesado (245 Kg/cm²).

Suponiendo que se tesará a los 7-14 días después del hormigonado.

f_c = Resistencia característica del H° a los 28 días

4.1.5.12.5.1 Cálculo de la Fuerza de Pretensado.

Tiempo Inicial.

T= 0

A= 6739 cm²
 I_o= 22382238.52 cm⁴
 C_{1o}= 75.756 cm
 C_{2o}= 84.244 cm
 e_o= 74.244 cm
 M_o = 11424699.552 kg*cm

f_{ci}= 245 kg/cm²

PARA HORMIGÓN A LOS 7 DÍAS

Z₁ = 295451.4146

Z₂ = 265683.6992

$$P_o \geq \frac{(0.8 * \sqrt{f'_{ci}}) * \frac{I}{c_1} - M_o}{r * \left(\frac{I}{c_1 * A} - e_o \right)}$$

P_o 497479.939 kg

f₁₀=

12.5220

<= 12.5220

0.00 ok

$$P_o \leq \frac{(-0.6 * f'_{ci}) * \frac{I}{c_2} + M_o}{r * \left(\frac{I}{c_2 * A} + e_o \right)}$$

P_o 444099.322 kg

f₂₀=

-147

>= -147

0.00 ok

Tiempo Final.

T=

A= 10919 cm²
 I = 39347360.69 cm⁴
 C₁ = 59.996 cm
 C₂ = 120.004 cm
 e = 110.004 cm
 M_t = 50947938.141 kg*cm

f_c= 350 kg/cm²

= 0.8

PARA HORMIGÓN EN TIEMPO INFINITO

Z₁= 655829.22

$$P_o \geq \frac{-0.45 * f_c * \frac{I}{c_1} - M_s}{s * \left(\frac{I}{c_1 * A} - e_o \right)}$$

Z2 = 327884.7045

Po -1310187,518 kg

f100= -157.5 >= -157.5 0.00 ok

$$Po \geq \frac{(1.6 * \sqrt{fc}) * \frac{I}{c2} + Ms}{S * \left(\frac{I}{c2 * A} + eo \right)}$$

Po 367176,273 kg

f200= 29.93325909 <= 29.93325909 0.00 ok

TIEMPO T = 0

q = 1617.36 kg/m 19084.848
 L = 23.6 cm
 f'ci = 245 kg/cm2
 A = 6739 cm2
 Io = 22382238.52 cm4
 Po = 374388 kg
 C1o = 75.756 cm
 C2o = 84.244 cm

$$e_{(x)} \leq \frac{I}{cl * A} + \frac{1}{r * Po} * \left(Mo - \frac{I}{cl} * (-0.25 * \sqrt{f'ci}) \right)$$

Nº	x	Mo(x)	e(x)
1	0	0	53.724
2	1	1827616.8	58.605
3	2	3493497.6	63.055
4	3	4997642.4	67.073
5	4	6340051.2	70.658
6	5	7520724	73.812
7	6	8539660.8	76.534
8	7	9396861.6	78.823
9	8	10092326	80.681
10	9	10626055	82.106
11	10	10998048	83.100
12	11	11208305	83.662
13	11.8	11260060	83.800
14	12	11208305	83.662
15	13	10998048	83.100
16	14	10626055	82.106
17	15	10092326	80.681
18	16	9396861.6	78.823
19	17	8539660.8	76.534
20	18	7520724	73.812
21	19	6340051.2	70.658
22	20	4997642.4	67.073
23	21	3493497.6	63.055
24	22	1827616.8	58.605
25	23	0	53.724

$$e_{(x)} \leq \frac{1}{r * P_0} * \left(Mo + \frac{I}{c2} * (0.6 * f'ci) \right) - \frac{I}{c2 * A}$$

Nº	x	Mo(x)	e(x)
1	0	0	64.894
2	1	1827616.8	69.775
3	2	3493497.6	74.225
4	3	4997642.4	78.242
5	4	6340051.2	81.828
6	5	7520724	84.982
7	6	8539660.8	87.703
8	7	9396861.6	89.993
9	8	10092326	91.850
10	9	10626055	93.276
11	10	10998048	94.270
12	11	11208305	94.831
13	11.8	11260060	94.970
14	12	11208305	94.831
15	13	10998048	94.270
16	14	10626055	93.276
17	15	10092326	91.850
18	16	9396861.6	89.993
19	17	8539660.8	87.703
20	18	7520724	84.982
21	19	6340051.2	81.828
22	20	4997642.4	78.242
23	21	3493497.6	74.225
24	22	1827616.8	69.775
25	23	0	64.894

TIEMPO T = ∞

q = 7232.136 Kg/m
 L = 23.6 cm
 f'c = 350 kg/cm²
 A = 10919 cm²
 I_o = 39347360.69 cm⁴
 P_o = 374388 kg
 C1_o = 60.00 cm
 C2_o = 120.00 cm

$$e_{(x)} \geq \frac{I}{c1 * A} + \frac{1}{s * P_o} * \left(M_s - \frac{I}{c1} * (0.45 * f_c) \right)$$

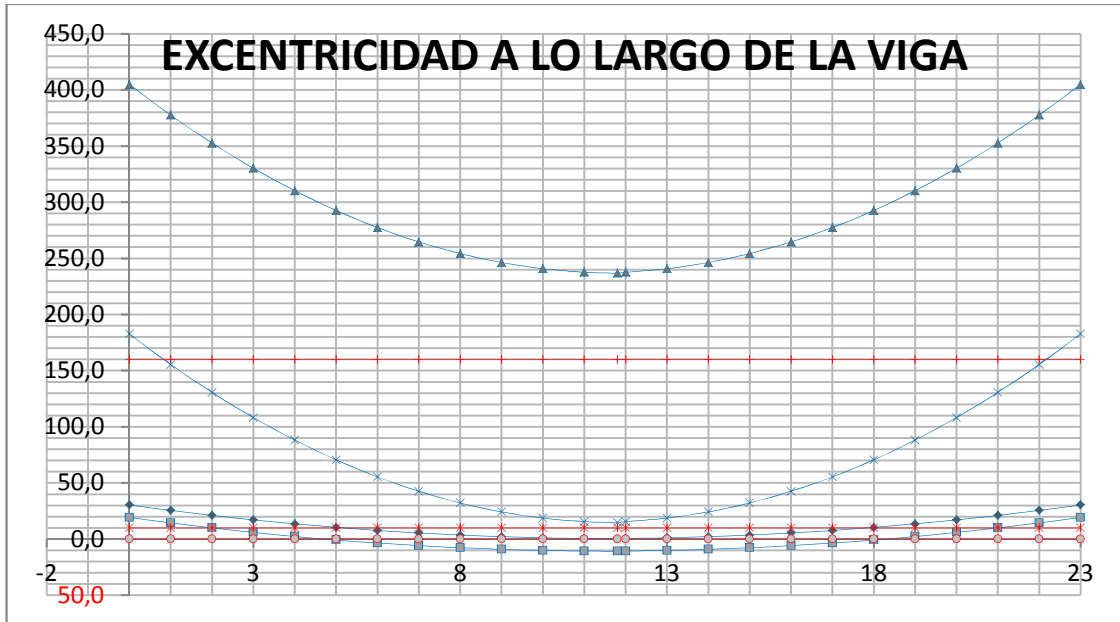
Nº	x	Mt(x)	e(x)
1	0	0	-284.810
2	1	8165266.6	-257.548
3	2	15607943	-232.699
4	3	22328030	-210.262
5	4	28325526	-190.238
6	5	33600433	-172.626
7	6	38152750	-157.427
8	7	41982477	-144.640
9	8	45089614	-134.266
10	9	47474160	-126.304
11	10	49136117	-120.755
12	11	50075484	-117.619
13	11.8	50306713	-116.847
14	12	50075484	-117.619
15	13	49136117	-120.755
16	14	47474160	-126.304
17	15	45089614	-134.266
18	16	41982477	-144.640
19	17	38152750	-157.427
20	18	33600433	-172.626
21	19	28325526	-190.238
22	20	22328030	-210.262
23	21	15607943	-232.699
24	22	8165266.6	-257.548
25	23	0	-284.810

$$e_{(x)} \geq \frac{1}{S * P_0} * \left(Ms + \frac{I}{c2} * (-0.5 * \sqrt{f'c}) \right) - \frac{I}{c2 * A}$$

Nº	x	Mo(x)	e(x)
1	0	0	-62.798
2	1	8165267	-35.536
3	2	15607943	-10.686
4	3	22328030	11.751
5	4	28325526	31.775
6	5	33600433	49.387
7	6	38152750	64.586
8	7	41982477	77.373
9	8	45089614	87.747
10	9	47474160	95.708
11	10	49136117	101.257
12	11	50075484	104.393
13	11.8	50306713	105.165
14	12	50075484	104.393
15	13	49136117	101.257
16	14	47474160	95.708
17	15	45089614	87.747
18	16	41982477	77.373
19	17	38152750	64.586
20	18	33600433	49.387
21	19	28325526	31.775
22	20	22328030	11.751
23	21	15607943	-10.686
24	22	8165267	-35.536
25	23	0	-62.798

COORDENADAS DESDE LA FIBRA INFERIOR DE LA VIGA

Nº	X	Y1	Y2	Y3	Y4
1	0	30.520	19.350	404.814	182.802
2	1	25.638	14.469	377.552	155.539
3	2	21.189	10.019	352.702	130.690
4	3	17.171	6.002	330.266	108.253
5	4	13.586	2.416	310.241	88.229
6	5	10.432	-0.738	292.629	70.617
7	6	7.710	-3.459	277.430	55.418
8	7	5.421	-5.749	264.644	42.631
9	8	3.563	-7.607	254.269	32.257
10	9	2.138	-9.032	246.308	24.295
11	10	1.144	-10.026	240.759	18.747
12	11	0.582	-10.587	237.623	15.610
13	11.8	0.444	-10.726	236.851	14.838
14	12	0.582	-10.587	237.623	15.610
15	13	1.144	-10.026	240.759	18.747
16	14	2.138	-9.032	246.308	24.295
17	15	3.563	-7.607	254.269	32.257
18	16	5.421	-5.749	264.644	42.631
19	17	7.710	-3.459	277.430	55.418
20	18	10.432	-0.738	292.629	70.617
21	19	13.586	2.416	310.241	88.229
22	20	17.171	6.002	330.266	108.253
23	21	21.189	10.019	352.702	130.690
24	22	25.638	14.469	377.552	155.539
25	23	30.520	19.350	404.814	182.802



4.1.5.12.6 Verificación de la Fuerza de Pretensado.

Teniendo en cuenta que se usaran torones con las siguientes características :

Diámetro = $D = 0,5 \text{ ''}$
 Área = $A_{ac} = 0,9871 \text{ cm}^2$
 Límite de Ruptura = $f_{pu} = 18983 \text{ kg/cm}^2$

Según criterio el esfuerzo máximo a tracción al que se someterá el acero es el 74 % del esfuerzo límite de ruptura

$$.max = 0,74 * f_{pu} \quad 14047.42 \text{ kg/cm}^2$$

Para el diseño se asume que en esta viga entraran 3 vainas de 9 torones cada uno

Entonces se tendrá que el área total del acero de pretensado será:

$$A_{ac} = (3 * 9) * A_{torón} \quad A_{ac} = 26.6517 \text{ cm}^2$$

$$\text{como:} \quad = P_o / A_{ac} \quad P_o = * A_{ac}$$

así tenemos que la fuerza de pretensado efectivo será :

Po=	374387.62 Kg	374.39 Tn
------------	---------------------	------------------

verificando que la fuerza de pretensado inicial se encuentre entre el rango impuesto por las ecuaciones 1 y 2 :

EC.4	Po	EC.2
367176,273	374387.62 Kg	444099.322 CUMPLE ok.

4.1.5.12.7 Trayectoria del cable

Para encontrar la ecuación de la parábola se la aproxima a partir de las gráficas de tendencia en el computador a partir de 3 puntos

Excentricidad constructiva $Y_{\text{centro}} = 0.10 \text{ m}$

$$y = A^2 + Bx + C$$

	X	Y
P1	0	1.05
P2	11.8	0.10
P3	23.6	1.05

$$\begin{cases} 1.05 \\ 0.10 \\ 1.05 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + C \\ 139.24 & A + & 11.8 & B + C \\ 556.96 & A + & 23.6 & B + C \end{cases}$$

Solución

$$A = 0.006822752$$

$$B = -0.1610$$

$$C = 1.0500$$

$$y = 0.00682275 x^2 + -0.16102 x + 1.050$$

Ecuación de la curva parabólica del TENDÓN 1

$$y = A^2 + Bx + C$$

	X	Y
P1	0	1.39
P2	11.8	0.10
P3	23.6	1.39

$$\begin{cases} 1.39 \\ 0.10 \\ 1.39 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + C \\ 139.24 & A + & 11.8 & B + C \\ 556.96 & A + & 23.6 & B + C \end{cases}$$

Solución

$$\begin{aligned} A &= 0.0093 \\ B &= -0.2186 \\ C &= 1.3900 \end{aligned}$$

$$y = 0.0093x^2 - 0.2186x + 1.390$$

Ecuación de la curva parabólica del TENDÓN 3

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

	X	Y
P1	0	0.71
P2	11.8	0.10
P3	23.6	0.71

$$\begin{cases} 0.71 \\ 0.10 \\ 0.71 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + C \\ 139.24 & A + & 11.8 & B + C \\ 556.96 & A + & 23.6 & B + C \end{cases}$$

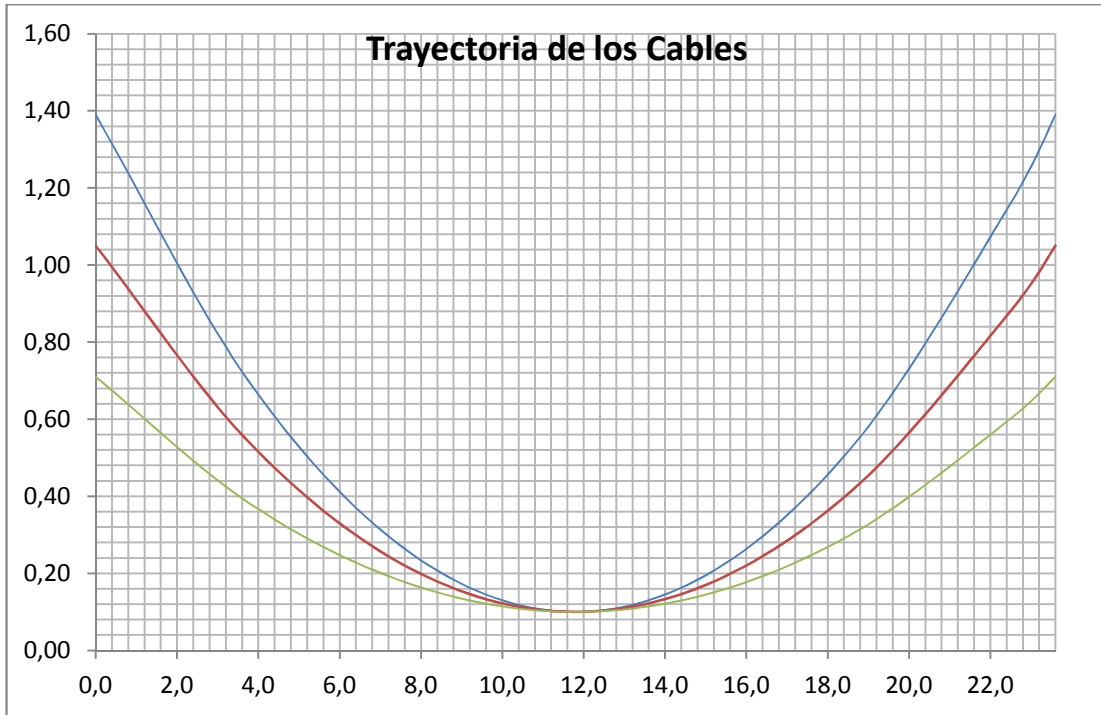
Solución

$$\begin{aligned} A &= 0.0044 \\ B &= -0.1034 \\ C &= 0.7100 \end{aligned}$$

$$y = 0.0044x^2 - 0.1034x + 0.710$$

Trayectoria de los Cables.

x (m.)	tendón 1	Cable	tendón 3
0.00	1.390	1.050	0.710
3.75	0.700	0.542	0.384
7.50	0.271	0.226	0.181
11.25	0.103	0.102	0.101
15.00	0.195	0.170	0.145
18.75	0.548	0.430	0.312
22.50	1.161	0.881	0.602
23.60	1.390	1.050	0.710



4.7.4 Estimación de las Pérdidas de Pretensado.

Datos de diseño :

C1 = Ys =	0,758	m	P ₀ =	374387,62	Kg
C2 = Yi =	0,842	m	P _{pj} =	374387,62	Kg
Ac =	0,674	m ²	App =	26,65	cm ²
Ap =	26,652	cm ²	tp =	14047,42	Kg/cm ²
I =	0,224	m ⁴			
k =	0,00066	1/m			
μ =	0,2				

Replanteo de los Cables a cada 1/4 de la luz para la pérdida Verticales α_v

X	Y1	1	Y2	2	Y3	3
0	tendón 1	0,2186	Cable	0,1610	tendón 3	0,1034
5,9	0,700	0,1093	0,542	0,0805	0,384	0,0517
11,8	0,103	0,0000	0,102	0,0000	0,101	0,0000
17,7	0,548	0,1093	0,430	0,0805	0,312	0,0517
23,6	1,390	0,2186	1,050	0,1610	0,710	0,1034

= esta variable está dada en radianes con respecto a la horizontal

Replanteo de los Cables a cada 1/4 de la luz para la pérdida horizontales α_h

X	Y1	1	Y2	2	Y3	3
0	tendón 1	0,0237	Cable	0,0237	tendón 3	0,0237
5,9	0,275	0,0119	0,275	0,0119	0,275	0,0119
11,8	0,210	0,0000	0,210	0,0000	0,210	0,0000
17,7	0,259	0,0119	0,259	0,0119	0,259	0,0119
23,6	0,350	0,0237	0,350	0,0237	0,350	0,0237

= esta variable está dada en radianes con respecto a la horizontal

Para los tendones curvados en tres dimensiones, la variación angular tridimensional total α se deberá obtener sumando vectorialmente la variación angular vertical total, α_v, más la variación angular horizontal total, α_h.

Si los desarrollos del tendón en elevación y planta son parabólicos o circulares, α se puede calcular como:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_V^2 + \alpha_H^2}$$

X	1	2	3
0	0,2199	0,1628	0,1061
5,9	0,1100	0,0814	0,0530
11,8	0,0000	0,0000	0,0000
17,7	0,1100	0,0814	0,0530
23,6	0,2199	0,1628	0,1061

X	Tendon1	Cable	Tendon3	verificar si:	k*x + μ*	0.3	
5,9	0,1100	0,0814	0,0530	X	Tendon1	Cable	Tendon3
11,8	0,2199	0,1628	0,1061	5,9	0,0259	0,0202	0,0145
17,7	0,3299	0,2441	0,1591	11,8	0,0518	0,0403	0,0290
23,6	0,4399	0,3255	0,2122	17,7	0,0777	0,0605	0,0435
				23,6	0,1035	0,0807	0,0580

4.7.4.2 Pérdida por Fricción.

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

Hallamos los f_{pF} esfuerzos están en unidades de (Kg/cm²) para cada tramo en los diferentes cables:

X	Tendón 1	Cable	Tendón 3
5,9	358,976206	280,49262	202,2427
11,8	708,778919	555,38448	401,57369
17,7	1049,64256	824,78743	598,03488
23,6	1381,79557	1088,8111	791,66759

Determinamos el % de los esfuerzos finales después de la pérdida por fricción en cada tramos en los diferentes cables:

X	Perdidas por Fricción en %		
5,9	2,56%	2,00%	1,44%
11,8	5,05%	3,95%	2,86%
17,7	7,47%	5,87%	4,26%
23,6	9,84%	7,75%	5,64%

4.1.5.12.8.2 Pérdida por Deslizamiento de Cuñas.

$$\Delta f_{s \text{ cuñas}} = \frac{\Delta x}{l} * E_s$$

Dónde:

x =	hundimiento de los anclajes	
x =	0.6 cm	Valor de deslizamiento recomendado para anclajes TP
l' =	1180 cm	Longitud de un extremo al eje de simetría de la viga
l =	2360 cm	Longitud de la Viga
Es =	1950000 kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

Por lo tanto, reemplazando

$$\Delta f_{s \text{ anc}} = 495.7627 \text{ kg/cm}^2 = 3.53\%$$

Cálculo de la longitud que afecta el desplazamiento de Cuñas

$$\tan r = \frac{P_o - P_x}{L/2} = \frac{\Delta f_{desp} / 2}{x} \quad x = \frac{\Delta l * E_s}{4 * [P_o - P_x]}$$

Entonces obtenemos: $x = -0.851904 \text{ cm.}$

4.1.5.12.8.3 Pérdida por Acortamiento Elástico del Concreto.

En los elementos postensados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

Dónde:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_c i} * f_{cgp}$$

N = número de tendones de pretensado idénticos

f_{cgp} = sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

Según las recomendaciones que se tiene se afirma que un hormigón es tesado cuando alcanza entre el 70 - 80 % de su esfuerzo característicos F'ck

Las normas inglesas dicen que el Hormigón para ser tesado tenga como mínimo un F'ck de 245 kg/cm²

Se asume que el H⁰ tiene el 70 % de su F'ck, que se obtiene a los 7 días de su hormigonado

Pi =	336948.86 Kg.
Mo =	114247.00 Kg*m
Ep =	1950000.00 kg/cm ²
Ec =	237917.633 kg/cm ²
N =	3 numero de tendones
Lc =	23.6 m.
e =	0.742 m.
r2 =	0.332 m ²

= 0.9 Pi = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transfer. como se esp. en la Norma AASHTO LFRD-2004 en la Tabla 5.9.3-1

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e^2}{I} - \frac{M_o * e}{I} \quad 680244.31 \text{ kg/m}^2 = 68.024431 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_c i} * f_{cgp}$$

$$\Delta f_{pES} = 185.84533 \text{ kg/cm}^2 = 1.32\%$$

4.1.5.12.8.4 Pérdida por Fluencia Lenta del Hormigón.

$$\Delta f_{pCR} = 120 * f_{cgp} - 7.0 * \Delta f_{cdp} \geq 0$$

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia

f_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de **f_{cdp}** se deberían calcula

Kcr =	1.6	para elementos postensados
Es =	1950000.00	kg/cm ²
Ec =	284365.961	kg/cm ²
Mc_{ds} =	Momento debido a cargas permanentes	
e =	0.7424	m. excentricidad
Ig =	0.2238	m ⁴ . Inercia

fcds = Tensión debido a cargas permanentes
 fcir = Tensión debido a cargas iniciales

$$fcgp = 68.024 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fcdp = 47.025 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fpCR = 440.093 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3.13\%$$

$$SH = 8.2 * 10^{-6} * K_{sh} E_s * \left(1 - 0.06 * \frac{V}{S}\right) * (100 - RH)$$

4.1.5.12.8.5 Pérdida por Contracción del Hormigón.

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85 * H) MP$$

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

H = 80 En Tarija

$$fpSR = 25 \text{ Mpa} = 254.929 \text{ Kg/cm}^2 \quad 1.81\%$$

4.1.5.12.8.6 Pérdida por Relajación de los Cables.

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\text{Log}(24.0t)}{40} * \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] * f_{pj}$$

t = tiempo estimado entre el tesado y la transferencia (días)

fpj = tensión inicial en el tendón al final del tesado

fpy = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado

$$fpj = 12814.526$$

$$fpy = 17082.000 \text{ En Tarija}$$

t =	7	28	365	730	1095	1460	1825
fpR1 =	142.71	181.32	252.83	272.14	283.43	291.44	297.65
fpR1 =	1.02%	1.29%	1.80%	1.94%	2.02%	2.07%	2.12%

4.1.5.12.8.7 Total Pérdidas.

Fricción	7.75%
Acuñamiento	3.53%
Acortamiento Elástico	1.32%
Fluencia Lenta	3.13%
Contracción del Hormigón	1.81%
Relajación de los Cables	1.94%
Pérdidas de Pretensado =	19.49%

Se asume la Norma AASHTO como la más recomendada para puentes, por ello se afirma que cumple el 20 % asumido principalmente.

4.1.5.12.9 Verificación de los Esfuerzos en la Sección.

En t = 0

Datos:

A=	6739	cm ²
I _o =	22382238.52	cm ⁴
C _{1o} =	75.756	cm
C _{2o} =	84.244	cm
e _o =	74.244	cm
M _o =	11424699.552	kg*cm
f'ci=	24.5	Mpa
P _o =	374387.6236	kg.

$$\text{Ec. 1} \quad r * \frac{P_o}{A} - r * \frac{P_o * e * c_1}{I} + \frac{M_o * c_1}{I} \leq 0.80 * \sqrt{f'ci}$$

$$0.144198472 \quad \geq \quad -12.37436867 \quad \text{ok cumple}$$

$$\text{Ec. 2} \quad r * \frac{P_o}{A} + r * \frac{P_o * e * c_1}{I} - \frac{M_o * c_1}{I} \geq -0.6 * f'ci$$

$$117.1749117 \quad \leq \quad 147 \quad \text{ok cumple}$$

En t =

Datos:

A=	10919	cm ²
I _{oo} =	39347360.69	cm ⁴
C _{1oo} =	59.996	cm
C _{2oo} =	120.004	cm
e _{oo} =	110.004	cm
M _t =	50947938,141	kg*cm
f'c=	35	Mpa
B=	0.8	
P _o =	374387.6236	kg.

$$\text{Ec. 3} \quad S * \frac{P_o}{A} - S * \frac{P_o * e * c_1}{I} + \frac{M_t * c_1}{I} \geq -0.45 * f'c$$

$$54,8774664 \quad \leq \quad 157.5 \quad \text{ok cumple}$$

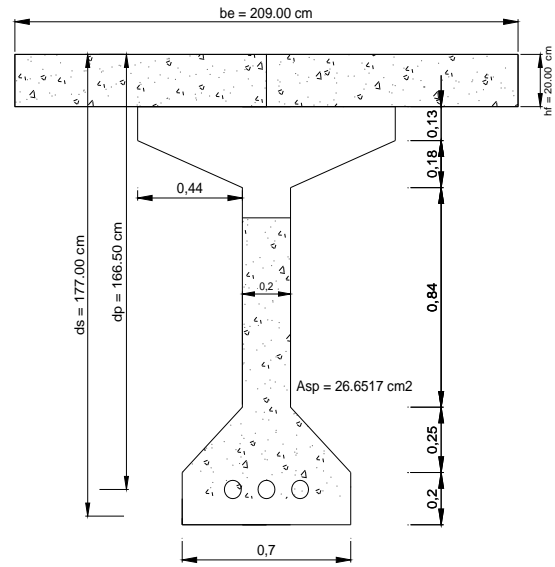
$$\text{Ec. 4} \quad S * \frac{P_o}{A} + S * \frac{P_o * e * c_2}{I} - \frac{M_t * c_2}{I} \leq 1.6 * \sqrt{f'c}$$

$$-27,46940964 \quad \geq \quad -29.58039892 \quad \text{ok cumple}$$

4.1.5.12.10 Verificación y Diseño en Estado Límite de Resistencia.

4.1.5.12.10.1 Análisis a flexión.

$f'c =$	350	Kg/cm ²
$l =$	0.85	
$b_w =$	20	cm
$b =$	209	cm
$h_f =$	20	cm
$d_p =$	166.5	cm
$f_{pu} =$	18983	Kg/cm ²
$f_{py} =$	17084.7	Kg/cm ²
$A_p =$	26.6517	cm ²
$f_{yk} =$	4200	Kg/cm ²
$f'_{yk} =$		
$d_s =$	177	cm



4.1.5.12.10.1 Combinación de cargas.

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

LL=Sobrecarga vehicular

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

Resistencia I

DC = 268961,48 Kg*m

peso propio de los componentes estructurales y

LL = 234539,89 Kg*m

accesorios no estructurales

sobrecarga vehicular

$$M_u = 1.25*DC + 1.5 * DW + 1.75*LL + 1.75*PL$$

Mu = 746646,66 Kg*m

Tensión en el acero de pretensado Adherente

$$K = 2 * \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

K = 0.28

Dimensiones Nominales:

DIAMETRO DE BARRA		SECCIÓN	PERÍMETRO	ÁREA	CANTIDAD	As-A`s
Pulg	mm	(mm ²)	(mm)	(cm ²)		(cm ²)
-	6	28.00	18.80	0.28	-	-
-	8	50.00	25.10	0.50	-	-
3/8"	10	71.00	29.90	0.71	7	4.97
-	12	113.00	37.70	1.13	-	-
1/2"	12.7	129.00	39.90	1.29	-	-
5/8"	16	199.00	49.90	1.99	8	15.92
3/4"	20	284.00	59.80	2.84	-	-
1"	25	510.00	79.80	5.10	-	-
1 3/8"	26	1006.00	112.50	10.06	-	-

para comportamiento de sección T

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y - A'_s * f'_y - 0.85 * \rho_1 * f'_c * (b - b_w) * h_f}{0.85 * f_c * \rho_1 * b + K * A_{sp} * \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$c = 68.369 \text{ cm}$$

no cumple

para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y - A'_s * f'_y}{0.85 * f_c * \rho_1 * b + K * A_{sp} * \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$c = 10.278 \text{ cm}$$

ok cumple

dónde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm²)

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa)

A_s = área de la armadura de tracción de acero no pretensado (mm²)

A'_s = área de la armadura de compresión (mm²)

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

f'_y = tensión de fluencia de la armadura de compresión (MPa)

b = ancho del ala comprimida (mm)

b_w = ancho del alma (mm)

h_f = altura del ala comprimida (mm)

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (mm)

λ = factor para el diagrama de tensiones, especificado en el Artículo 5.7.2.2

$$c = 10.28 \text{ cm} \quad 20.00 \text{ cm (Si cumple Sección rectangular)}$$

$$a = \lambda * c = 8.74 \text{ cm}$$

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

$$f_{ps} = 18654.91$$

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} * \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s * f_y * \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s * f'_y * \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 * f_c * (b - b_w) * \lambda * h_f * \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$\phi M_n = \frac{8316547}{3} \text{ Kg*cm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$746646,66 \text{ Kg*m}$$

$$748489.2563 \text{ Kg*m}$$

ok cumple

Si la profundidad efectiva, d_e , de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia $d/2$ más próxima de la armadura de tracción por flexión.

En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm²/mm de altura, deberá

satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0.001 * (d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200}$$

dónde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm²)

A_s = área de la armadura de tracción (mm²)

Sin embargo, no es necesario que el área total de armadura superficial longitudinal (por cara) sea mayor que un cuarto de la armadura de tracción por flexión requerida $A_s + A_{ps}$.

La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que $d/6$ ó 300 mm. Esta armadura se puede incluir en los cálculos de resistencia si se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones en las barras o alambres Individuales.

$$A_{sk} = 0.04 \quad 3.548$$

$$A_{sk} = 0.11 \text{ mm}^2 \quad 10.643 \text{ cm}^2 \quad \text{ok cumple}$$

constructivamente se usa 8 10 mm

$$A_{snec} = 10.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{snec} = \Phi 10 \text{ mm} \quad 10.996 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm} \quad A_{\emptyset} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Usar 8 Barras de 10mm c/ 20cm

4.1.5.12.11 Análisis de Cortante Máximo.

4.1.5.12.11.1 Diseño por corte.

4.1.5.12.11.2 Carga muerta:

*Cálculo de cortante máx. Producido en la viga debido a la carga muerta del peso propio de la estructura.

$$V_{DC} = \frac{q * L}{2} - q * \left(\frac{h}{2}\right) =$$

Ppropio = 2123.044 Kg/m

Lc = 23 m

hviga = 1.6 m

V_{DC} propio = 22716.566 Kg

*Cortante debido al peso propio de los diafragmas.

VDCDiafrag = 647.3952 Kg

*Cortante debido al peso propio de la viga de H° P°

VDCviga = 21142.8384 Kg

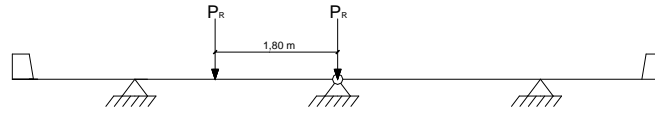
Cortante Total debido a la carga muerta:

VTOTAL = VDC + VDC diaf. + VDC viga. =

VTOTAL = 44506.799 Kg

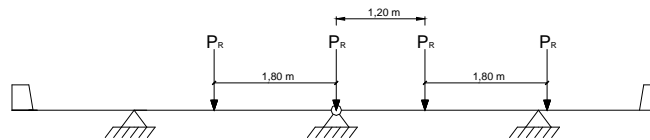
4.1.5.12.11.2.1 Fracción de carga para cortante en viga Interior [Tabla 4.6.2.2.3a-1]

Un carril cargado:



Ley de momentos $g^{SI} = 0.667$

Dos carriles cargados:

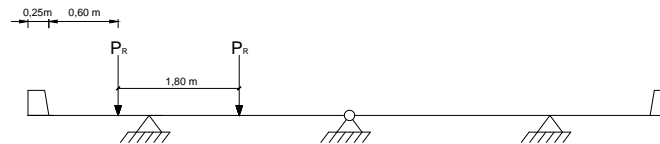


Ley de momentos $g^{MI} = 0.889$

Gobierna dos carriles $g^I =$ cargados: **0.889**

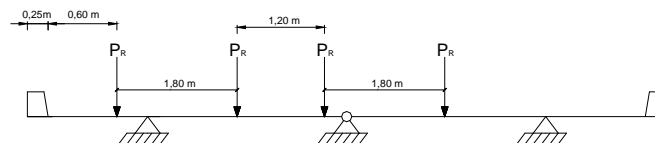
Fracción de carga para cortante en viga Exterior [Tabla 4.6.2.2.3b-1]

Un carril cargado:



Ley de momentos $g^{SE} = 0.797$

Dos carriles cargados:



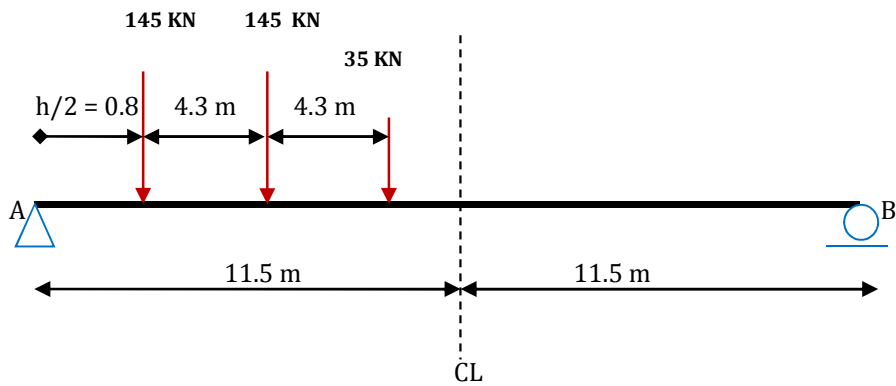
Ley de momentos $g^{ME} = 0.805$

Gobierna dos carriles cargados:

Para fines de diseño se adopta $g^E = 0.805$ (para cortante)

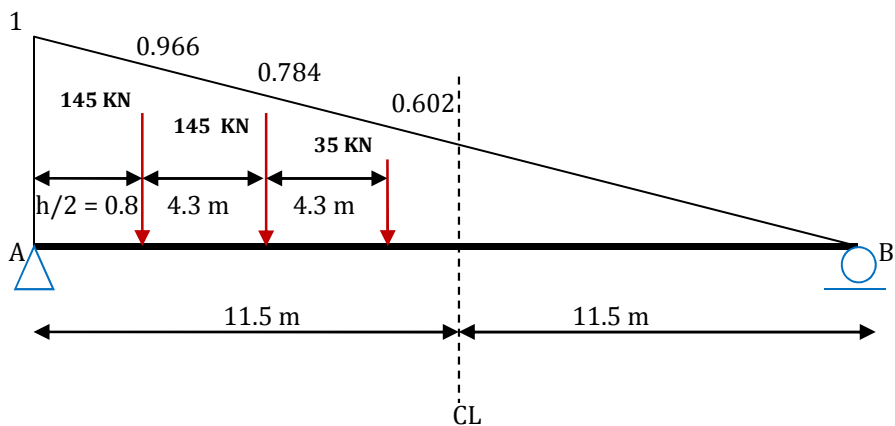
4.1.5.12.11.3 Carga viva:

Por la Carga del camión HL-93



Por la Carga del Tándem HL-93.

Calculamos la línea de influencia para reacción en A



$$\mathbf{VLL\ tandem = 0.966 \cdot 110 + 0.915 \cdot 110}$$

$$\mathbf{VLL\ tandem = 206.91\ KN}$$

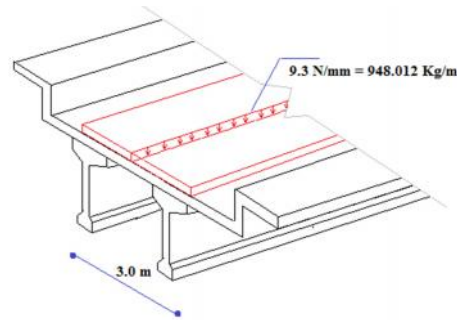
$$\mathbf{VLL\ tandem = 21091.74312\ Kg}$$

El cortante crítico lo multiplicamos por la fracción de carga =0.805

$$\mathbf{VLL\ tandem = 16978.85321\ Kg}$$

Las máximas solicitaciones por corte se produce cuando hacemos actuar el camión HL-93

4.1.5.12.11.4 Cortante por la carga de carril.



La carga de carril para distribuirla sobre la viga debemos antes multiplicarla por la fracción de carga (0.805)

$$\begin{aligned} \text{VLL carril} \\ = & 763.15 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$V_{LLcarril} = \frac{q * L}{2} - q * \left(\frac{h}{2} \right) =$$

$$\begin{aligned} \text{VLL carril} \\ = & 8165.703 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Cortante por camión y carril:

$$\text{VLL camión + carril} = 30717.192 \text{ Kg}$$

$$\text{VIM camión + carril} = 10136.6732 \text{ Kg}$$

$$\text{VLL camión + carril} = 40853.865 \text{ Kg}$$

4.1.5.12.11.5 Cálculo del cortante total: Combinación de cargas

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

LL=Sobrecarga vehicular

IM=incremento por carga vehicular dinámica

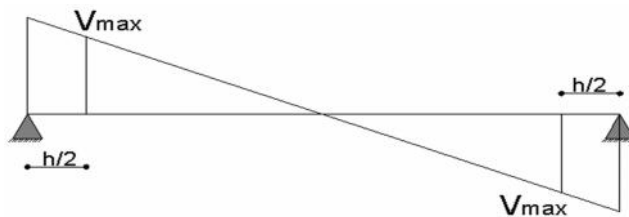
Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

Resistencia I

$$V_u = 1.25*DC + 1.5 * DW + 1.75*LL + 1.75*IM + 1.75*PL$$

VU =	127127.763 Kg
-------------	----------------------

4.1.5.12.11.6 Cálculo de la armadura de corte:



$$V_u \leq W V_n$$

$$V_u \leq W(V_c + V_s)$$

Dónde:

V_u = Cortante último o máximo producido a $h/2$ de los apoyos

V_n = Cortante nominal

= coeficiente de minoración de resistencia = 0,85 según ACI

Para una distancia a $h/2$ desde los apoyos:

Cálculo del Cortante producido por las cargas:

$$V_{\max} = V_A - q * \left(\frac{h}{2} \right) =$$

h = 1.80 m Altura total de la sección compuesta.

L = 23.00 m

Vu =	127127.763 Kg
-------------	----------------------

Cálculo del cortante que resiste al concreto:

Resistencia nominal cuando se produce agrietamiento por Corte y Flexión

$$V_{ci} = 0.159 \sqrt{f_c} * b_w * d_p + V_d + V_{cr}$$

Dónde:

V_d = Cortante en la sección estudiada debido al peso propio de la viga solamente

V_{cr} = Cortante en la sección estudiada debido a la carga muerta + carga viva

Datos:

b_w =	20.00	cm
d_p =	153.00	cm
V_d =	21142.84	Kg

Ecuación de V_{cr}

$$V_{cr} = \frac{V_{D+L}}{M_{D+L}} * M_{cre}$$

Ecuación para el cálculo de M_{cr} :

$$M_{cr} = \frac{I}{C_2} * (1.591 \sqrt{f_c} + f_{pe} - f_d)$$

Datos:

A =	6739.00	cm ²	M_0 =	1608464.5	Kg*cm
L =	2300.00	cm	V_D =	44506.8	kg
I =	22382238.52	cm ⁴	V_L =	28014.3	kg
C_2 =	84.24	cm	M_D =	2133871.5	kg*cm
X =	90.00	cm	M_L =	1031090.7	Kg*cm
e =	113.38	cm			
f'_c =	350.00	kg/cm ²			

Ecuación del centroide de los cables

$y =$	0.006822752	x^2	$+$	-0.16102	x	$+$	1.050
-------	--------------------	-------	-----	-----------------	-----	-----	--------------

Si $x = h/2 = 0.9$ m
 Entonces $y = 113.4$ cm
 Por lo tanto : $e = y$
 $e = 113.4$ cm

Fuerza de Pretensado final

$$Pf = n * Pi$$

$$Pi = 374387.62 \text{ Kg}$$

$$= 0.8$$

$$Pf = 299510.0989 \text{ Kg}$$

Fuerza de Pretensado final

$$A = 6739 \text{ cm}^2$$

$$S2 = 265683.6992 \text{ cm}^3$$

$$e = 113.381 \text{ cm}$$

$$fpe = -\frac{Pf}{A} - \frac{Pf * e}{S2}$$

$$fpe = -172.2609971 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Se toma el valor absoluto}$$

Esfuerzo en la fibra inferior debido al peso propio

$$m_o = 1608464.5 \text{ Kg cm}$$

$$c2 = 84.2439 \text{ cm}$$

$$I = 22382238.5 \text{ cm}^4$$

$$fd = -\frac{m_o * c2}{I}$$

$$fp = 6.054057984 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Se toma el valor absoluto}$$

Cálculo de Mcr

$$M_{cr} = \frac{I}{c^2} * (1.591 * \sqrt{f'c} + f_{pe} - fd)$$

$$M_{cr} = 52066519.03 \text{ Kg*cm}$$

Calculo de Vcr

$$V_{cr} = \frac{V_{D+L}}{M_{D+L}} * M_{cr}$$

$$V_{cr} = 1193037.832 \text{ Kg}$$

Cálculo de Vci

$$V_{ci} = 0.159 * \sqrt{f'c} * b_w * dp + V_d + V_{cr}$$

$$V_{ci} = 1223283 \text{ Kg}$$

Resistencia Nominal cuando se produce Agrietamiento en el alma

$$V_{cn} = (0.928 * \sqrt{f'c} + 0.3 * f_{pc}) * b_w * d + V_p$$

Dónde:

Pf =	299510.099 kg	$f_{pc} = \frac{Pf}{A} =$	44.444 kg/cm ²
A =	6739.000 cm ²		
b _w =	20.000 cm		
d _p =	153.000 cm		
L =	2300.000 cm		
x =	0.900 cm		

Cálculo de Vp

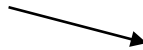
Derivando la ecuación del cable

$y =$	0.006822752	x^2	$+$	-0.16102	x	$+$	1.050
-------	--------------------	-------	-----	-----------------	-----	-----	--------------

$$dy/dx = 2*(0.0068*x)-0.16102$$

Si $X = 0.9$ m

$$\text{tg } a = 0.173297903 \text{ rad}$$



$$a = 9.83159^\circ$$

$$P_f = 299510.0989 \text{ Kg}$$

$$V_p = \text{sen } a \cdot P_f$$

$$V_p = 51142.19748 \text{ Kg}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$V_{cw} = 145067.6078 \text{ Kg}$$

Para determinar V_n se toma el menor de V_{ci} y V_{cw} :

$$V_{ci} = 1223283 \text{ Kg}$$

$$V_{cw} = 145067.6 \text{ Kg}$$

Se adopta el menor

$$V_n = 145067.608 \text{ Kg}$$

(Cortante que resiste el concreto)

Reduciendo el cortante nominal

$$V_n = 0,85 * V_n = 123307.5 \text{ kg}$$

Según lo calculado se tiene:

$$V_u = 127127.8 \text{ kg}$$

Con lo que se verifica

$$V_u \leq V_n$$

$$127127.8$$

$$123307.5$$

Requiere cálculo de armadura

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

$$V_s = 4494.465988 \text{ Kg}$$

Dónde:

$$A_v = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d_p}$$

A_v = Armadura de corte
 f_y = Acero de refuerzo
 d_p = Canto útil mayor al 80% de la altura total
 S = Espaciamiento de estribos

Asumiendo: S = 40 cm
 d_p = 153.00 cm
 f_y = 4200 Kg/cm²

Entonces la armadura de corte es:

$$A_v = 0.280 \text{ cm}^2$$

Si el Cortante Último se encuentra entre la mitad y el entero del cortante admisible tan solo será necesario Reforzamiento Mínimo

El reforzamiento mínimo se calculará con:

$$A_{v \min} = 3.50 \frac{b_w S}{f_y}$$

Dónde:

$A_{v \min}$ = Refuerzo mínimo por corte
 S = Separación adoptada de estribos
 f_y = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo

También se podrá calcular la armadura mínima con:

$$A_{v \min} = \frac{A_{ps} f_{pu} S}{80 f_y d_p} \sqrt{\frac{d_p}{b_w}}$$

Si la relación del esfuerzo efectivo sobre el esfuerzo último es mayor a 0.40

Dónde:

A_{vmin} = Refuerzo mínimo por corte
 f_{pu} = Esfuerzo último del acero de tesado
 d_p = Canto útil mayor al 80% de la altura total
 S = Separación adoptada de estribos

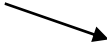
Dónde.

f_{pu} = 18900.00 Kg/cm²
 f_y = 4200.00 Kg/cm² Acero comercial
 A_p = 26.65 cm² área de acero preesforzado
 d_p = 0.8 * h
 d_p = 144.00 cm
 b_w = 20.00 cm
 h = 180.00 cm
 S = 35.00 cm adoptado

$A_{v \text{ min}} = 0.9777 \text{ cm}^2$
 Cada pierna $A_{v \text{ min}} = 0.489 \text{ cm}^2$
 $A_v = \geq A_{v \text{ min}} = \frac{A_v * f_y * d_p}{\frac{V_u}{w} - V_c}$

Entonces considerar A_v

f (mm)	6	8	10	12
A (cm ²)	0.283	0.503	0.785	1.13
Nº barras	1.727	0.972	0.623	0.433
Nº barras	3	2	1	1

espaciamento = 0.28100785  35.00 cm

$A_{snec} = 0.785 \text{ cm}^2$

$A_{snec} = 14\Phi 10 \text{ mm} \quad 10.996 \text{ cm}^2$

$\emptyset = 10 \text{ mm} \quad A_{\emptyset} = 1.57 \text{ cm}^2$

Usar 1 Barras de 10mm c/ 35cm

4.1.5.13 Diseño de la Zona de Anclaje.

4.1.5.13.1 Método de Tirantes y Bielas.

Para zonas de anclaje en los extremos de una componente o elemento, la dimensión transversal puede ser tomada como la profundidad y ancho de la sección

$$L_{ba} = 160 \text{ cm}$$

Se adoptara como longitud del bloque de anclaje igual a su altura de la sección.

Esfuerzos admisibles en la zona de anclaje.

Esfuerzo de contacto en el concreto cuando actúa la fuerza inicial de preesfuerzo P_i

Datos

Placa de anclaje

$b_o =$	24.00 cm	Altura de la placa Protende MTC
$a_o =$	24.00 cm	Base de la placa Protende MTC
$b =$	34.00 cm	Altura de Envolverte de la placa
$a =$	70.00 cm	Base de Envolverte de la placa
$f_y =$	4200.00 Kg/cm ²	Esfuerzo admisible en tensión Acero
$f_{yd} =$	3652.17 Kg/cm ²	Límite de fluencia A_s de diseño
$P_i =$	374387.6236 Kg	Fuerza de pretensado inicial
$h =$	160 cm	Altura total de la viga
$n =$	3	Número de Placas
$f =$	1.6	

4.1.5.13.2 Determinación de la armadura necesaria.

$$A_{sa} = \frac{0.25 * N_d}{f_{yd}} * \frac{(a - a_o)}{a}$$

$$A_{sb} = \frac{0.25 * N_d}{f_{yd}} * \frac{(b - b_o)}{b}$$

Fuerza de Pretensado para una solo anclaje.

$$P_i = \frac{P_e}{N_{placas}}$$

Pi = 124795.875 Kg

$$N_d = P_i * \uparrow f$$

Nd = 199673.3993 Kg

$$A_{sa} = \frac{0.25 * N_d * (a - a_o)}{f_y d} * \frac{1}{a} \quad 8.982 \text{ cm}^2$$

$$A_{sb} = \frac{0.25 * N_d * (b - b_o)}{f_y d} * \frac{1}{b} \quad 4.020 \text{ cm}^2$$

Se dispone armadura transversal:

Asa = 26.946 cm²

Se dispone armadura longitudinal:

Asb = 12.060 cm²

DIAMETRO DE BARRA		SECCIÓN	PERÍMETRO	ÁREA	CANTIDAD	As-A`s
Pulg	mm	(mm ²)	(mm)	(cm ²)		(cm ²)
-	6	28.00	18.80	0.28	4	1.12
-	8	50.00	25.10	0.50	4	2
3/8"	10	71.00	29.90	0.71	4	2.84
-	12	113.00	37.70	1.13	4	4.52
1/2"	12.7	129.00	39.90	1.29	4	5.16
5/8"	16	199.00	49.90	1.99	4	7.96
3/4"	20	284.00	59.80	2.84	4	11.36
1"	25	510.00	79.80	5.10	4	20.4
1 3/8"	26	1006.00	112.50	10.06	4	40.24

Se dispone armadura transversal:

$$A_{s_{nec}} = 26.95 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 12 \text{ mm} \quad A_{\varnothing} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Usar 12 Barras de 12mm c/ 13cm

Se dispone armadura longitudinal:

$$A_{s_{nec}} = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 10 \text{ mm} \quad A_{\varnothing} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Usar 9 Barras de 10mm c/ 17cm

4.1.5.14 Dimensionamiento de Vigas Diafragmas

$f'c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$ resistencia especificada a la compresión del concreto

$f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$ resistencia especificada a la fluencia del refuerzo

$r = 2.50 \text{ cm}$ recubrimiento mínimo

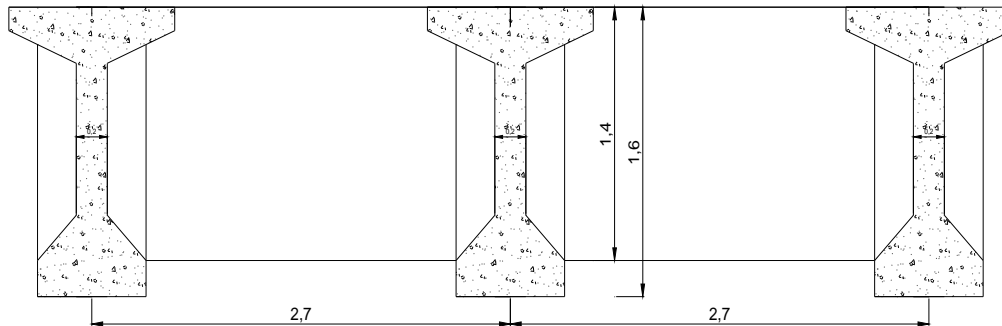
$L_c = 2360.00 \text{ cm}$ Luz de cálculo

$H^\circ = 2400.0 \text{ Kg/cm}^2$ Peso específico del hormigón

4.1.5.14.1 Predimensionamiento

Las vigas transversales o diafragmas son estructuras rígidas, no existiendo rotación en sus apoyos pero si deformaciones debido a los asentamientos.

*Para que el diafragma responda como una viga de gran altura sus dimensiones son:



*Separación de diafragmas

Datos.

$L = 23 \text{ m.}$

$\text{Esp.} = 7.67 \text{ m.}$

$N^\circ \text{ Diaf.} = 4$

Ancho y Altura de la Viga Diafragma.

$bd = 0.20 \text{ m}$ Ancho del diafragma.

$hd = 1.40 \text{ m}$ Alto del diafragma.

$P_{\text{propio}} = 672.00 \text{ Kg/m}$

$$M_{DC} = 344.45 \text{ Kg*m}$$

$$V_{DC} = 1134.00 \text{ Kg}$$

4.1.5.14.2 Sobrecarga vehicular:

Se calcula la reacción de la fila de ruedas que actúa en el diafragma central.

Se asumen dos tramos isostáticos que provocan una reacción "R".

*Cálculo de R

$$P = 14500.00 \text{ Kg}$$

$$R_1 = 16092.731 \text{ Kg}$$

$$R_2 = 6370.926 \text{ Kg}$$

$$R = 22463.657 \text{ Kg}$$

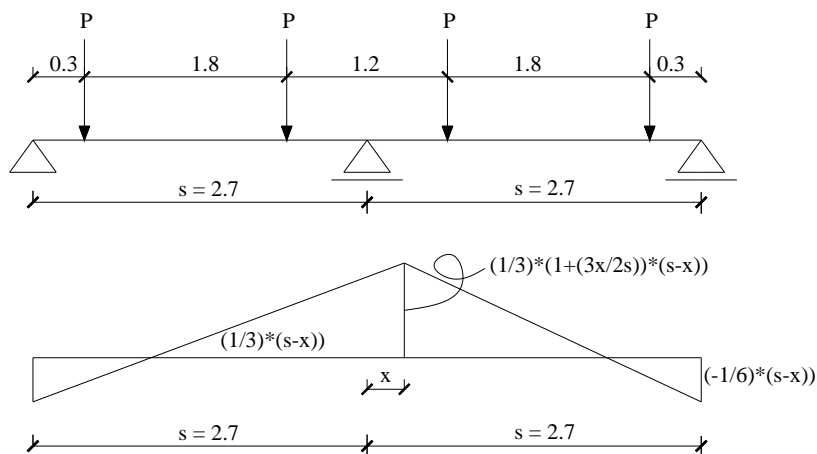
Se Multiplica por la carga de carril 0.7085.

$$R = 15915.501 \text{ Kg}$$

Cálculo del momento máximo por carga viva:

Ahora se calcula los efectos de la carga viva que serán:

Según Courbon, la distancia X a la cual el momento es máximo está dada por:



Dónde:

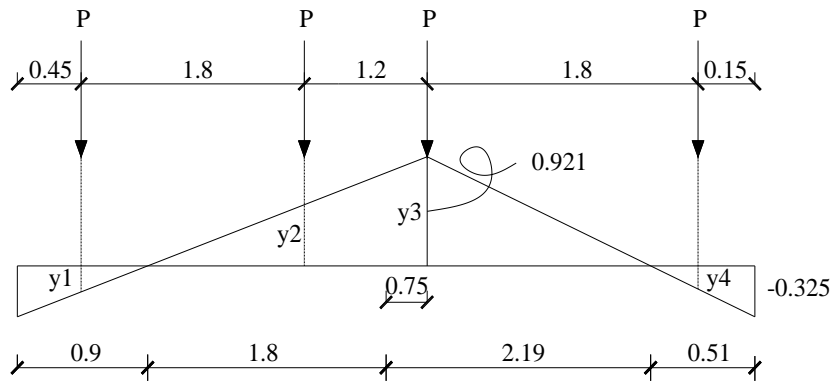
$$x = e + d$$

$$e = (s/6) - (d/2)$$

$$\begin{aligned} s &= 2.7 \text{ m.} \\ d(1,2/2) &= 0.6 \text{ m.} \\ e &= 0.15 \text{ m.} \\ x &= 0.75 \text{ m.} \end{aligned}$$

Remplazando:

$$\begin{aligned} (-1/6) * (s-x) &= -0.325 \\ (1/3) * (s-x) &= 0.65 \\ (1/3) * (1 + (3x/2s)) * (s-x) &= 0.921 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} y1 &= -0.162 \\ y2 &= 0.488 \\ y3 &= 0.921 \\ y4 &= -0.222 \end{aligned}$$

*** Cálculo de MLL:**

$$\begin{aligned} \text{MLL} &= 16321.346 \text{ Kg*m} & \text{VLL} &= 15631.685 \text{ Kg} \\ \text{MIM} &= 5386.044 \text{ Kg*m} & \text{VIM} &= 5158.456 \text{ Kg} \end{aligned}$$

4.1.5.14.3 Momento último.

Estado límite de Resistencia I

$$\text{Mu} = 1.25 * \text{DC} + 1.75 * \text{PL}$$

Estado límite de Servicio II

$$M_u = 1 * DC + 1.33 * LL + 1.33 IM$$

$$\left. \begin{array}{l} M_u = 2899292 \text{ kg*cm} \\ M_u = 2856406 \text{ kg*cm} \end{array} \right\} \text{Entre estos dos estados se elige el más desfavorable}$$

4.1.5.14.4 Análisis por flexión.

El área de acero determinada de esta manera debe proporcionarse usando varillas de diámetro pequeño, además las varillas deben distribuirse sobre una altura de 0.15 a 0.20h a partir de la cara inferior de la viga.

Análisis por flexión.

Datos:

$$\begin{aligned} r(\text{recubrimiento}) &= 2,50 \text{ cm} \\ h(\text{ancho del diafragma}) &= 140,00 \text{ cm} \\ d(\text{canto útil}) &= 137,50 \text{ cm} \\ b &= 20,00 \text{ cm} \\ f'c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ h &= 140,00 \text{ cm} \\ L &= 270,00 \text{ cm} \\ L_n &= 250,00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Para aplicar el diseño por flexión se debe cumplir:

$$1 \text{ para } 1 \quad L/h < 2 \quad z = 0.2 * (L + 2 * h)$$

$$2 \text{ para } L/h < 1 \quad z = 0.6 * L$$

$$1 \quad 1,929 < 2$$

Entonces el brazo z será:

$$z = 110,00 \text{ cm}$$

Armadura de Refuerzo.-

$$A_s = \frac{M_r}{f_y * z}$$

$$A_s = 6,276 \text{ cm}^2$$

El área de acero determinada de esta manera debe proporcionarse usando varillas de diámetro pequeño, además las varillas deben distribuirse sobre una altura de 0.15 a 0.20h a partir de la cara inferior de la viga.

$$A_s = 6,276 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 12 \text{ mm} \quad A\varnothing = 1,13 \text{ cm}^2$$

Usar 6 Barras de \varnothing 12 mm

Sección		
Mu =	2899292	Kg*cm
L =	270.00	cm
ln =	250.00	cm
h =	140.00	cm
z =	110.00	cm
As =	Mu/(fy*z)	
As =	6.276	cm ²
Varillas	6 \varnothing 12 mm	

El refuerzo por flexión debe distribuirse en una franja igual

$$y = 0.25 * h - 0.05 * L \quad 21,50 \text{ cm}$$

$$y = 0.2 * h \quad 28,00 \text{ cm}$$

Se adopta el menor 22,00 cm

La armadura del cordón superior es suficiente que sea igual a 1/3 de la inferior por que la tracción superior por flexión es absorbida primordialmente por la armadura transversal de la losa de tablero (13.4.3 Leonhardt)

$$A_s = 2,092 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 12 \text{ mm} \quad A\varnothing = 1,13 \text{ cm}^2$$

Usar 2 Barras de \varnothing 12 mm

Sección		
Mu =	2899292	Kg*cm
L =	270.00	cm
ln =	250.00	cm
h =	140.00	cm
z =	110.00	cm
A's =	1/3*As	
A's =	2.092	cm ²
Varillas	2 Ø 12 mm	

4.1.5.14.5 Diseño por corte:

$$V_u = 1.25 * DC + 1.75 * PL$$

$$V_u = 1.25 * DC + 1.75 * LL + 1.75 IM$$

$$\left. \begin{array}{l} V_u = 1418 \text{ kg} \\ V_u = 37800 \text{ kg} \end{array} \right\} \text{Entre estos dos estados se elige el más desfavorable}$$

Armadura de corte

La sección crítica para el corte medida desde la cara del apoyo debe tomarse como $z = 0.15 * L_n$

$$z = 37.50 \text{ cm}$$

$$V_u \leq W V_n$$

entonces:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = \frac{V_u}{W} = 44470,880 \text{ Kg}$$

$$l_n/h = 1,786$$

$$V_n \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{si} \quad L_n / 2 < 2$$

44470,88

83687,701 Kg

La resistencia al corte proporcionado por el hormigón se toma como:

$$V_c = \left[3.5 - 2.5 * \frac{M_u}{V_u * d} \right] * \left[0.5 * \sqrt{f'c} + 176 * \dots * w * \frac{V_u * d}{M_u} \right] * b_w * d$$

pero:

$$\left[3.5 - 2.5 * \frac{M_u}{V_u * d} \right] \leq 2.5$$

2,105

2,5

cumple

$$\dots w = \frac{A_s}{b_w * d} = 0,002282$$

$$V_c = 46121,224 \text{ Kg}$$

Pero no debe ser mayor que

$$1.6 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 63762,058 \text{ Kg} \quad \text{cumple}$$

Se toma $V_c =$

$$V_c = 63762,058 \text{ Kg}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = -19291,178 \text{ Kg} \quad \text{No requiere armadura de corte}$$

Refuerzo vertical mínimo en el alma

$$A_v \geq 0.0015 * b_w * s \quad s \quad d/5 \text{ ó } 45 \text{ cm}$$

$$s = 27,50 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad 45,00 \text{ cm}$$

Se asume una separación de 25,00 cm

$$A_v = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 10 \text{ mm} \quad A\varnothing = 0,79 \text{ cm}^2$$

Usar 1 barras de $\varnothing 10 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$

Refuerzo horizontal mínimo en el alma

$$A_v \geq 0.0025 * b_w * s \quad s \quad d/3 \text{ ó } 45 \text{ cm}$$

$$s = 27,50 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad 45,00 \text{ cm}$$

Se asume una separación de 20,00 cm

$$A_v = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 10 \text{ mm} \quad A\varnothing = 1,58 \text{ cm}^2$$

Usar 1 barras de $\varnothing 10 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$

Sección		
$V_u =$	37800	Kg
$L =$	270.00	cm
$l_n =$	250.00	cm
$h =$	140.00	cm
$z =$	37.50	cm
$A_v =$	No requiere armadura de corte	
Refuerzo vertical mínimo en el alma		
$A_v =$	$0.0015 * b_w * s$	$s \quad d/3 \text{ o } 45 \text{ cm}$
$A_v =$	1 $\varnothing 10 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$	
Refuerzo horizontal mínimo en el alma		
$A_v =$	$0.0025 * b_w * s$	$s \quad d/3 \text{ o } 45 \text{ cm}$
$A_v =$	1 $\varnothing 10 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$	

4.1.5.15 Diseño de los Apoyos de Neopreno.

4.1.5.15.1 Cargas:

Fuerza de Frenado: BR

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

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

BR=	3696.47 kg	Camión de diseño
BR=	2804.22 kg	Tándem de diseño
BR=	1411.00 kg	Camión de diseño más la carga del carril
BR=	594.42 kg	Tándem de diseño más la carga del carril

Carga de accesorios

$$P_p = 2610,414 \text{ Kg/m}$$

Reacciones:

$$R_A = 30019,76 \text{ Kg}$$

$$R_B = 30019,76 \text{ Kg}$$

Carga de los diafragmas:

$$P_p = 672,00 \text{ Kg/m}$$

Reacciones:

$$R_A = 7728,00 \text{ Kg}$$

$$R_B = 7728,00 \text{ Kg}$$

Carga del peso propio de la viga:

$$P_p = 1617,360 \text{ Kg/m}$$

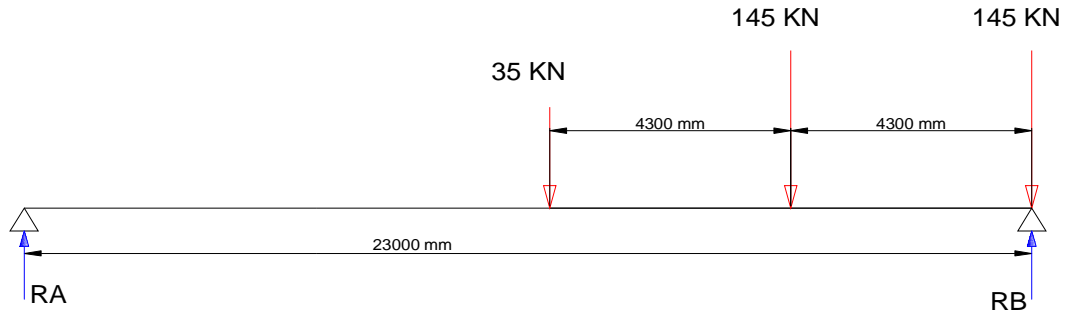
Reacciones:

$$R_A = 18599,64 \text{ Kg}$$

$$R_B = 18599,64 \text{ Kg}$$

Camión de diseño:

35 KN 3567,788 Kg
 145 KN 14780,836 Kg



Reacciones:

RA = 4097.416 Kg
RB = 29032.044 Kg

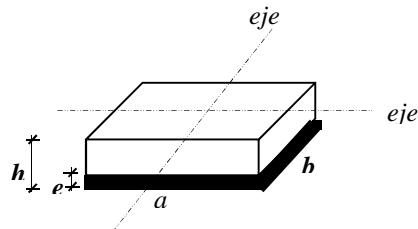
Reacción total:

RA = 60444,816 Kg
RB = 85379,443 Kg

Datos:

N = 85379,4 Kg

b = 0.35 m



4.1.5.15.2 Predimensionamiento.-

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

A = Superficie teórica de contacto entre placas (m²)

N = Carga máxima en estado de servicio

S_{nm} =

S_{nm} = Fatiga máxima admisible en compresión para el neopreno (Mpa)

$$10 \text{ Mpa} = 10000000 \text{ N/m}^2$$

$$A = \frac{N}{S_{nm}} = 0,0838 \text{ m}^2$$

$$S_n =$$

Fatiga de trabajo en compresión para el neopreno (Mpa)

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

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

e = Espesor de una de las placas que constituyen el neopreno, como ser 0.8; 1.0; 1.2; 1.5 cm en casos especiales de 0.5 y 2.0 cm

Un valor tentativo será de:

$$a = \sqrt{A} = 0.29 \text{ m}$$

Conocido " a " se adopta un espesor " e " de modo que satisfaga la condición.

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

$e =$	0.015 m					
$e =$	1.5 cm	12	<	19.29	<	22

Se establece la fatiga máxima admisible con la siguiente expresión:

$$S_n \leq 0.6 * \frac{a}{e} < 13.2 \text{ Mpa}$$

$$S_n = 11.58 < 13.2 \text{ Mpa} \quad \text{cumple!!}$$

El área requerida será:

$$A_{req} = \frac{N}{S_n} = 0.072 \text{ m}^2$$

La otra dimensión de la placa será:

$$b = \frac{A_{req}}{a} = 0.25 \text{ m}$$

Pero debemos cuidar que se cumpla:

$$a = 0.25 \text{ m} \quad a \leq b \quad b = 0.35 \text{ m}$$

La fatiga media del aparato de apoyo será:

$$S_m = \frac{N}{a * b} = \quad \mathbf{9.572} \quad \mathbf{Mpa} \quad < \quad \mathbf{12} \quad \mathbf{Mpa} \quad \mathbf{cumple!!}$$

Tomando $G = \quad \mathbf{0.9} \quad \mathbf{MPa}$ se calcula:

* La distorsión por fluencia lenta:

$$\tilde{i} = \frac{H_{ii}}{a * b * G} = \frac{0.04}{0.33 * 0.35 * 0.9} =$$

$$\tilde{ii} = \frac{H_{ii}}{a * b * G} = \frac{0.02}{0.33 * 0.35 * 0.9} = \quad \mathbf{0.508} \quad < \quad \mathbf{0.7}$$

* La distorsión por cargas instantáneas:

$$\mathbf{0.254} \quad < \quad \mathbf{1.2}$$

$H =$ Fuerza horizontal

$G =$ Módulo de elasticidad transversal del neopreno (0.8; 1.0) MPa

$\sim = 1$ Distorsión debida a la retracción, deformación lenta, frenado, viento etc

Se estima una deformación horizontal transmitida por la superestructura de:

$$d = \quad \mathbf{0.03} \quad \mathbf{m}$$

Ahora se determina la altura " h " de las placas de neopreno:

$$h = \frac{d}{\tilde{i} + \tilde{ii}} = \quad \mathbf{0.039} \quad \mathbf{m}$$

El número de placas será:

$$n = \frac{h}{e} = 2.63 \cong \quad \mathbf{4} \quad \mathbf{placas}$$

Se adoptan $\quad \mathbf{4} \quad \mathbf{placas} \quad \mathbf{de} \quad \mathbf{1.5} \quad \mathbf{cm}$

Totalizando una altura de: $\quad \mathbf{h} = \quad \mathbf{0.06} \quad \mathbf{m}$

En estas condiciones, la rotación de la placa es:

$$\Omega = 3.3 * \left(\frac{e}{a} \right)^3 * S_n$$

$$\Omega = 0.00825 \text{ rad}$$

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

$$n \cdot \Omega = 0.03301 \text{ rad}$$

La fricción entre neopreno y viga es:

$$\begin{aligned} H &= 3696.47 \text{ kg} && \text{fuerza horizontal} \\ N &= 85379.44 \text{ kg} && \text{fuerza vertical} \end{aligned}$$

$$\mu = \left(\frac{H}{N} \right) \leq 0.4$$

$$\mu = 0.04 \quad \text{cumple!!}$$

La fatiga en las placas de 1 mm de acero que van intercaladas en la goma es:

$$S_a = 0.75 * \frac{e}{s} * S_m$$

$$\beta_a = 107.68 < 140 \text{ Mpa} \quad \text{cumple!!}$$

4.1.5.15.3 Cálculo de la armadura de los dados de apoyo.

Datos:

$$\begin{aligned} N &= 85379.443 \text{ kg} \\ a &= 40 \text{ cm} \\ a_o &= 25 \text{ cm} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \quad \begin{aligned} A_{sa} &= \frac{0.3 * N * \frac{a - a_o}{a}}{f_y} \\ A_{sa} &= 2.286 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s\phi 6mm} = 0.85 \text{ cm}^2 \quad (\text{para 3 barras})$$

$$N^\circ = \text{capas} = 2.690 = 3$$

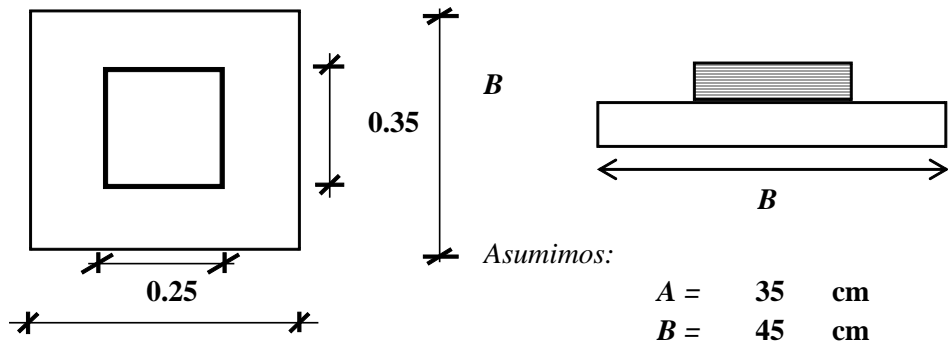
$$\text{espaciamiento} = 10 \text{ cm}$$

Colocar 1 capa de 5 barras $\phi 6mm$ c/10cm y 3 capas de 3 barras $\phi 6mm$ c/10cm

Disponer en capas en las dos direcciones. Ver planos

Dados.-

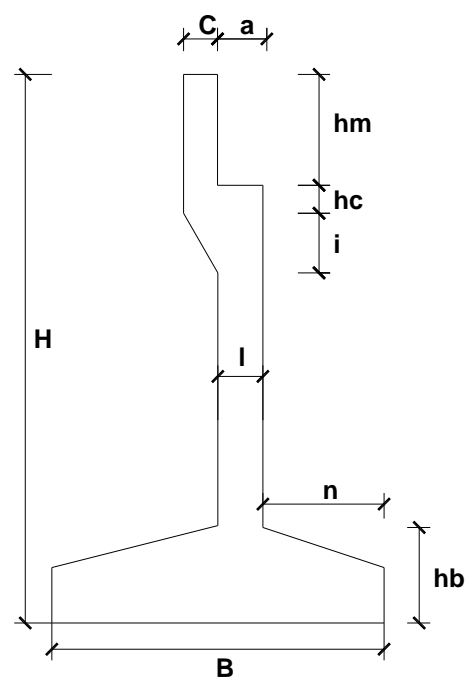
VISTA EN PLANTA



4.1.5.16 Diseño de Estribo de H°A°

Los estribos serán analizados en dos estados: el primero trabajando solo sin el puente como muro de contención y la segunda considerando el puente.

El Predimensionamiento se lo realiza según el libro de Braja M. Das, descrito en la Página 447.



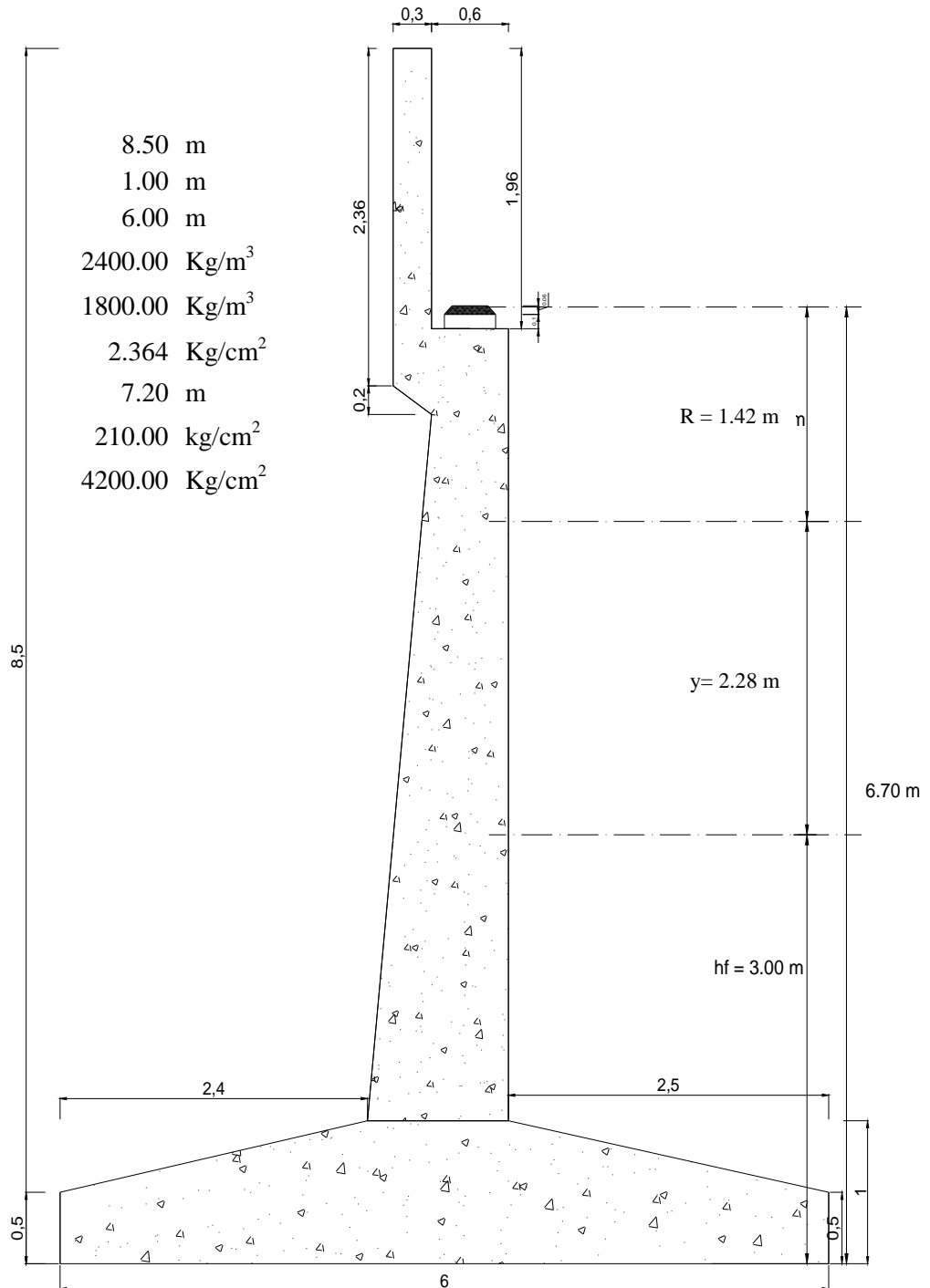
4.1.5.16.1 Geometría del Estribo:

Dimensión	Calculado	Redondeado	Observación	Parte del estribo
H	8.492	8.5	Dato	Altura de zapata
h socavación	3	3	Dato	Altura de socavación
h tirante	2.192	2.192	Dato	Altura de tirante
$B=(0,4H - 0,7H)$	5.95	6	Criterio	Base de la zapata
$hb=(0,1H)$	0.85	1.00	Criterio	Altura de zapata
e losa	0.2	0.2	Dato	Espesor losa
h viga	1.6	1.6	Dato	Altura viga
e neopreno	0.06	0.06	Dato	Espesor neopreno
h dado	0.1	0.1	Dato	Altura dado
hm	1.96	1.96	elosa+hviga+eneop+hdado	Altura de murete
$n=(0,15H- 0,25H)$	2.13	2.5	Criterio	Longitud de puntera
$a= (0,4 - 0,6) m$	0.6	0.6	Criterio	Base de la superestructura
$hc= 0,4 m$	0.4	0.4	Dato	Altura de coronamiento
$l=(1/8-1/12)H$	1.0625	1.1	Criterio	Ancho de elevación
$i=(\text{ángulo } 60^\circ)$	0.17	0.2	Dato	Angulo según Leonhardt
$C=(\text{min. } 0,3m)$	0.3	0.3	Dato	Ancho de murete

Esquema del Estribo

Datos:

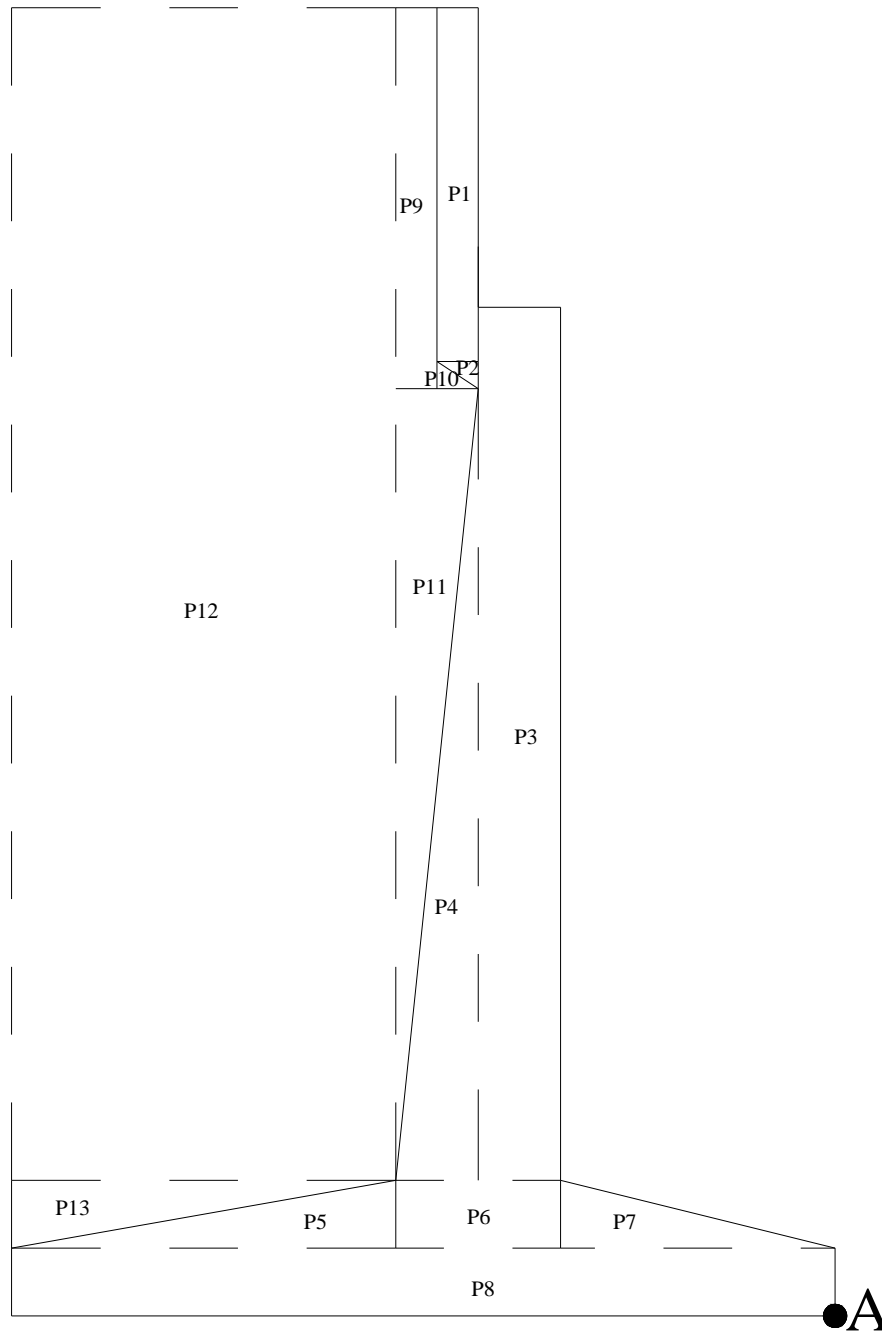
H=	8.50 m
hb=	1.00 m
B=	6.00 m
H° =	2400.00 Kg/m ³
suelo=	1800.00 Kg/m ³
suelo=	2.364 Kg/cm ²
a _{calzada} =	7.20 m
f _c =	210.00 kg/cm ²
f _y =	4200.00 Kg/cm ²



CARGA	F_A(Kg)	X_A(m)	M_A
P ₁	1411.2	3.2	4515.8
P ₂	72.0	3.2	230.4
P ₃	7977.6	2.7	21140.6
P ₄	3324.0	3.3	10859.5
P ₅	1440.0	4.4	6336.0
P ₆	1320.0	3.1	4026.0
P ₇	1500.0	1.7	2500.1
P ₈	7200.0	3.0	21600.0
Wp	24244.8	Mp	71208.438

***Peso del Suelo Sobre la Estructura**

CARGA	F_A(Kg)	X_A(m)	M_A
P ₉	972.0	3.5	3426.3
P ₁₀	54.0	3.3	178.2
P ₁₁	2964.0	3.4	10176.3
P ₁₂	32400.0	4.8	155520.0
P ₁₃	1080.0	5.2	5616.0
Wr	37470	Mr	174916.8



4.1.5.16.2 Análisis de cargas.

4.1.5.16.3 Fuerzas, brazos y momentos.

Momento de estabilidad

***Peso Propio Estructura**

$$V_{DCestr} = \sum Wp =$$

$$24244.8 \text{ Kg}$$

$$M_{DCestr} = \sum MP =$$

$$71208.438 \text{ Kg-m}$$

***Peso Relleno sobre Estribo**

$$V_{EVrell} = \Sigma W r = 37470.0 \text{ Kg}$$

$$M_{EVrell} = \Sigma M r = 174916.801 \text{ Kg-m}$$

***Peso Carga Muerta de la Súper-estructura**

$$V_{DC} = 49324.0 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 2.8 \text{ m}$$

$$M_{DC} = 138107.202 \text{ Kg-m}$$

***Peso Sobrecarga Vehicular**

$$V_{LL} = 29032.0 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 2.8 \text{ m}$$

$$M_{LL} = 81289.7228 \text{ Kg-m}$$

***Empuje del Suelo**

$$= 10^\circ$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$\rho_{suelo} = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$H = 8.5 \text{ M}$$

$$h' = 0.6 \text{ M}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}W}{1 + \text{sen}W} \quad K_a = 0.217$$

Dónde:

- = Inclinação del empuje de tierras
- ϕ = Angulo de fricción interna de la tierra
- K_a = Coeficiente de presión activa
- ρ_{suelo} = Peso específico del suelo
- H = Altura del alzado
- h' = Relleno adicional

$$EH = \frac{1}{2} \cdot \rho_{suelo} \cdot K_a \cdot H \cdot (H + 2 \cdot h') \quad EH = 16135.3 \text{ Kg}$$

$$V_{EH} = EH \cdot \text{sen}r \quad V_{EH} = 2801.9 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 6.0 \text{ m}$$

$$M_{EH1} = 16811.2 \text{ Kg.m}$$

$$H_{EH} = EH \cdot \cos \gamma$$

$$z = \frac{H}{3} \cdot \frac{H + 3 \cdot h'}{H + 2 \cdot h'}$$

$$H_{EH} = 15890.2 \text{ Kg}$$

$$z = 3.0 \text{ m}$$

$$M_{EH2} = 47807.2 \text{ Kg.m}$$

*Fuerza de Frenado

Se toma el 5% de la sobrecarga vehicular

$$h'' = 1.2 \text{ m}$$

$$H_{BR} = 1451.6 \text{ Kg}$$

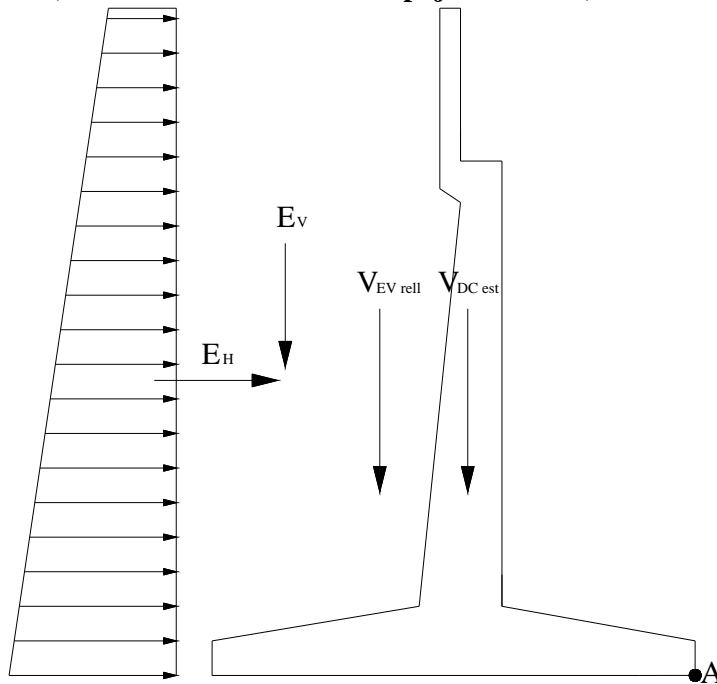
$$\text{Brazo} = 9.7 \text{ m}$$

Dónde:

$$M_{BR} = 14080.5 \text{ Kg.m}$$

$h'' =$ Altura de acción de la fuerza de frenado sobre la capa de rodadura

ESTADO I (Estribo solo sometido al empuje de tierras)



*Comprobación de la Estabilidad

Estribo solo sometido al empuje de tierras

Momento de estabilidad

$$M_e = 262936.5 \text{ Kg.m}$$

$$\Sigma M_e = M_{DC\ est} + M_{EV\ rell} + M_{EH\ 1}$$

Fuerzas verticales o de estabilidad

$$\Sigma Fe = V_{DC} \text{ estr} + V_{EV} \text{ rell} + V_{EH} \quad \mathbf{Fe=} \quad 64516.7 \quad \mathbf{Kg}$$

Momento de vuelco

$$\Sigma Mv = M_{EH} \cdot 2 \quad \mathbf{Mv=} \quad 47807.2 \quad \mathbf{Kg \cdot m}$$

Fuerza de vuelco

$$\Sigma Fv = H_{EH} \quad \mathbf{Fv=} \quad 15890.2 \quad \mathbf{Kg}$$

Seguridad al volcamiento

$$F.S.V = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mv} > 2$$

FS= 5.5 > 2 Cumple!!

Seguridad al deslizamiento

$$F.S.D = \frac{\Sigma Fe \cdot C}{\Sigma Fv} > 2$$

C= 0.6
FS= 2.44 > 2 Cumple!!

4.1.5.16.4 Cálculo de los esfuerzos en el terreno de fundación.

Con esfuerzo admisible del terreno

B= 6 m suelo= 2.364 Kg/cm²

$$E = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Me - \Sigma Mv}{\Sigma Fe} \quad E= -0.33 \quad \text{m}$$

Verificación del tercio central

$$\frac{B}{3} = 2.00 \quad \text{m}$$

$$E < \frac{B}{3} \quad \text{Cumple!!}$$

Esfuerzos en el terreno de fundación

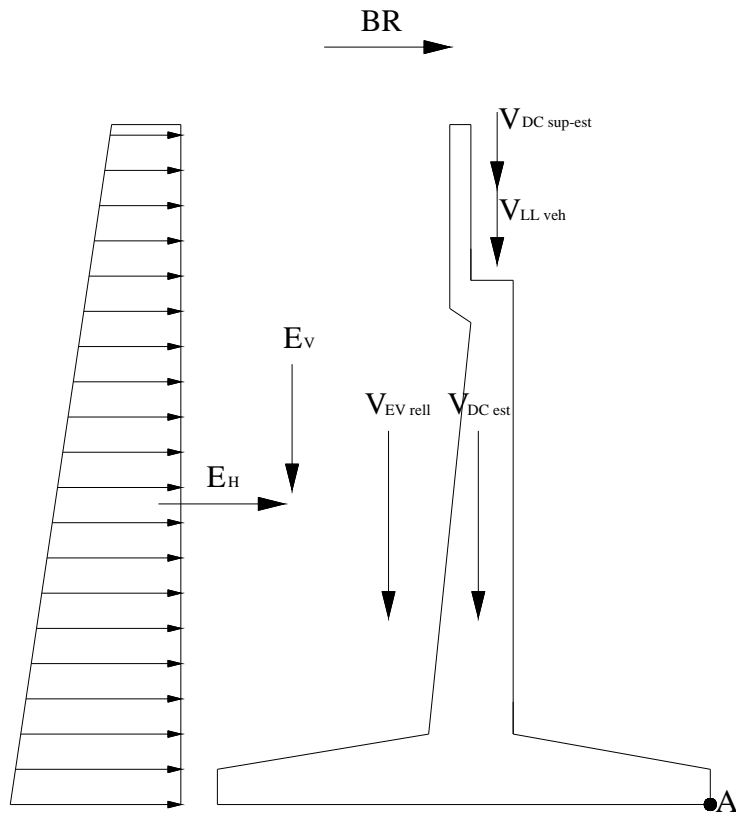
$$q = \frac{\Sigma Fe}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot E}{B} \right) \leq q_{adm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 7156.2 \text{ Kg/m}^2 \\ q_2 = 14349.3 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 0.72 \text{ Kg/cm}^2 \\ q_2 = 1.43 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq 1,25 \cdot \dagger_{adm} \quad 1,25 \cdot \dagger_{adm} = 2.955 \quad \text{Cumple!!}$$

ESTADO II (Estribo con puente sometido al empuje de tierras y cargas vivas)



***Comprobación de la Estabilidad**

Estribo con puente sometido al empuje de tierras y cargas vivas

Momento de estabilidad

$$\Sigma Me = M_{DC} \text{estr} + M_{EV} \text{rell} + M_{EH1} + M_{DC} \text{sup est} + M_{LL} \text{veh}$$

Me= 482333.4 Kg.m

Fuerzas verticales o de estabilidad

$$\Sigma Fe = V_{DC} \text{estr} + V_{EV} \text{rell} + V_{EH1} + V_{DC} \text{sup est} + V_{LL} \text{veh}$$

Fe= 142872.7 Kg

Momento de vuelco

$$\Sigma Mv = M_{EH2} + M_{BR}$$

Mv= 61887.69 Kg.m

Fuerza de vuelco

$$\Sigma Fv = H_{EH} + H_{BR}$$

Fv= 17341.82 Kg

Seguridad al volamiento

$$F.S.V = \frac{\Sigma Me}{\Sigma Mv} > 2$$

FS= 7.794 > 2 **Cumple!!**

Seguridad al deslizamiento

$$F.S.D = \frac{\Sigma Fe \cdot C}{\Sigma Fv} > 2$$

C= 0.6
FS= 4.943 > 2 **Cumple!!**

4.1.5.16.5 Cálculo de los esfuerzos en el terreno de fundación.

Con esfuerzo admisible del terreno

B= 6 m **suelo= 2.364 Kg/cm²**

$$E = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Me - \Sigma Mv}{\Sigma Fe}$$

E= 0.0572009 m

Verificación del tercio central

$$\frac{B}{3} = 2 \text{ m}$$

$$E < \frac{B}{3} \quad \text{Cumple!!}$$

Esfuerzos en el terreno de fundación

$$q = \frac{\Sigma Fe}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot E}{B} \right) \leq q_{adm}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} q_1 = & 25174.2 \text{ Kg/m}^2 \\ q_2 = & 22450.0 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{q_1} = & 2.52 \text{ Kg/cm}^2 \\ \mathbf{q_2} = & 2.25 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \\ q_2 \end{array} \right\} \leq 1,25 \cdot \dagger_{adm} \quad 1,25 \cdot \dagger_{adm} = 2.96 \quad \text{Cumple!!}$$

$$B_1 = 2.0 \text{ m}$$

$$B_2 = 3.2 \text{ m}$$

$$q_3 = \frac{(q_1 - q_2) \cdot B_1}{B} \quad \mathbf{q_3} = 2.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_4 = \frac{(q_1 - q_2) \cdot B_2}{B} \quad \mathbf{q_4} = 2.39 \text{ Kg/cm}^2$$

4.1.5.16.6 Diseño de Armaduras – Cuerpo del Estribo.

Análisis a diferentes profundidades

4.1.5.16.6.1 Sección I

Resistencia I ($m_{\text{máx.}}=1,5$)

Momentos y cortantes a $H_1= 1.96 \text{ m}$

Debido a empuje de tierras

Brazo $z= 0.777 \text{ m}$
 $M_{EH2}= 927.94 \text{ Kg-m}$
 $H_{EH}= 1193.66 \text{ Kg}$

Debido a fuerza de frenado

Brazo $h''+H_1= 3.16 \text{ m}$
 $H_{BR}= 1451.60 \text{ Kg}$
 $M_{BR}= 4587.06 \text{ Kg-m}$

Momento y cortante ultimo

$$\begin{aligned} Mu &= 1,5 \cdot M_{EH2} + 1,75 \cdot M_{BR} & \mathbf{Mu} &= 9419.26 & \mathbf{Kg-m} \\ Vu &= 1,5 \cdot H_{EH2} + 1,75 \cdot H_{BR} & \mathbf{Vu} &= 4330.80 & \mathbf{Kg} \end{aligned}$$

4.1.5.16.6.2 Diseño a flexión

$Mu= 9419,26 \text{ Kg.m}$
 $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y= 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $h= 30 \text{ cm}$
 $b= 100 \text{ cm}$
 $r = 2,5 \text{ cm}$
 $\phi= 16 \text{ mm}$

Dónde:

$Mu=$ Momento ultimo
 $f'c=$ Resistencia característica del hormigón
 $f_y=$ Resistencia característica del Acero
 $h=$ Altura del espaldar
 $b=$ Ancho del espaldar
 $r =$ Recubrimiento mínimo
 $\phi=$ Diámetro del acero (adoptado)

Altura $d = h - r - \frac{W}{2}$ d= 26,70 cm

Altura de compresiones

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] \quad a = 2,295 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy} \quad As = 9,752 \quad \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$As \text{ min} = \dots \text{ min} * b * d \quad As \text{ min} = 4,005 \quad \text{cm}^2$$

Dónde:

min= Cuantía mínima (0,0015) para un acero $fy=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$Es = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = 0,003$$

Dónde:

Es= Módulo de elasticidad del acero

c= Deformación del hormigón

Cuantía balanceada

$$\dots b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{c}{c + \frac{fy}{Es}} \quad \dots b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\dots \text{ max} = 0.75 * \dots b \quad \dots \text{ max} = 0,016$$

Cálculo de Armadura máxima

$$As \text{ max} = \dots \text{ max} * b * d \quad As \text{ máx.} = 42,836 \quad \text{cm}^2$$

$$As \text{ min} \leq As \text{ nec} \leq As \text{ max}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima se diseña con la

necesaria.

$$As_{nec} = 9,752 \text{ cm}^2$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{As_{nec}}{\frac{f_w^2}{4}}$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 4,85$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 5$$

Finalmente usar:

5 w1 **16** mm **c/ 20** cm

Sección	I	
Mu =	9419.26	Kg*m
a =	2.295	cm
Pmin =	0.0033	
Pnec=	0.0037	
Pmax =	0.0160	
Asmin =	4.005	cm ²
Asnec =	9.752	cm ²
Asmax =	42.836	cm ²
Adop =	9.752	cm ²
Varillas =	Ø 16 mm c/20 cm	

Verificación por Corte

$$V_u = 4330,80034 \text{ Kg}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$H^{\circ} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Dónde:

$$V_u = \text{Cortante ultimo}$$

$$h = \text{Altura del espaldar}$$

$$b = \text{Ancho del espaldar}$$

$$d = \text{Altura útil}$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{As_{nec}}{\frac{f_w^2}{4}}$$

N° Hierros= 2,55

N° Hierros= 3

Finalmente usar:

3 w1 10 mm c/ 30 cm

Sección	I
Mu =	26.70 Kg*m
d =	0.000 cm
b =	1.4000
Asmin =	0.0015*b*d
Asdistr =	0.5*Asmin
Asmin =	4.005 cm2
Asdistr =	2.003 cm2
Adop =	2.003 cm2
Varillas =	Ø 10 mm c/30 cm

4.1.5.16.7 Sección II

Resistencia I (máx.=1,5)

Momentos y cortantes a H₂= 2.56 m

Debido a empuje de tierras

Brazo z= 0.990 m
M_{EH2}= 1835.626 Kg
H_{EH}= 1855.098 Kg-m

Debido a fuerza de frenado

Brazo h''+H₂= 3.76 m
H_{BR}= 1451.60 Kg
M_{BR}= 5458.024 Kg-m

Momento y cortante último

$$Mu = 1,5 \cdot M_{EH2} + 1,75 \cdot M_{BR}$$

$$Vu = 1,5 \cdot H_{EH2} + 1,75 \cdot H_{BR}$$

Mu= 12304.98 Kg-m
Vu= 5322.95 Kg

4.1.5.16.7.1 Diseño a flexión

Mu=	12304,98 Kg-m
f'c=	210 Kg/cm ²
fy=	4200 Kg/cm ²
h=	60 cm
b=	100 cm
r =	2,5 cm
φ=	16 mm

Dónde:

Mu=	Momento ultimo
f'c=	Resistencia característica del hormigón
fy=	Resistencia característica del Acero
h=	Altura de la sección
b=	Ancho de la sección
r =	Recubrimiento mínimo
φ=	Diámetro del acero (adoptado)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{W}{2} \quad d = 56,70 \quad \text{cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] \quad a = 1,367 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy} \quad As = 5,811 \quad \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$As \text{ min} = \dots \text{ min} * b * d \quad As \text{ min} = 8,51 \quad \text{cm}^2$$

Dónde:

min= Cuantía mínima (0,0015) para un acero fy=4200 Kg/cm²

Armadura máxima

Es=	2050000 Kg/cm ²
c=	0,003

Dónde:

Es= Módulo de elasticidad del acero

c= Deformación del hormigón

Cuantía balanceada

$$\dots b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{<c}{<c + \frac{fy}{Es}} \quad \dots b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\dots \text{max} = 0.75 * \dots b \quad \dots \text{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$As \text{ max} = \dots \text{max} * b * d \quad As \text{ máx.} = 90,967 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} \leq Asnec \leq As \text{ max}$$

Como la armadura necesaria no está entre la mínima y la máxima se diseñara con la mínima

$$As \text{ min} = 8,505 \text{ cm}^2$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{Asnec}{\frac{fW^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 4,23$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 4$$

Finalmente usar:

4 w1 16 mm c/ 20 cm

Sección	II	
Mu =	12304.98	Kg*m
a =	1.367	cm
Pmin =	0.0033	
Pnec=	0.0010	
Pmax =	0.0160	
Asmin =	8.505	cm2
Asnec =	5.811	cm2
Asmax =	90.967	cm2
Adop =	8.505	cm2
Varillas =	Ø 16 mm c/20 cm	

Verificación por Corte

$$\begin{aligned}V_u &= 5322,950947 \text{ Kg} \\h &= 60 \text{ cm} \\b &= 100 \text{ cm} \\d &= 57 \text{ cm} \\H^\circ &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Dónde:

$$\begin{aligned}V_u &= \text{Cortante último} \\h &= \text{Altura de la sección} \\b &= \text{Ancho de la sección} \\d &= \text{Altura útil} \\H^\circ &= \text{Peso específico del hormigón}\end{aligned}$$

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{W * b * d} \quad u = 1,043 \quad \text{kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0.52\sqrt{f'c} * b * d \quad v_c = 42726,38 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d} \quad c = 7,536 \quad \text{kg/m}^2$$

$$v_u \leq W * v_c \quad 1,043 < 6,405$$

Teóricamente, la pieza no requiere armadura de corte

4.1.5.16.7.2 Armadura transversal. (Distribución)

La fundación se encuentra muy por debajo del nivel del terreno y, en efecto, no se someterá a los extremos de temperatura, es por esto que son menores los requisitos de acero para el control de grietas en dirección perpendicular al refuerzo principal.

d= 57 cm
 b= 100 cm
 φ= 10 mm

$A_{s \text{ min}} = 0.0015 * b * d$ $A_{s \text{ min}} = 8,505 \text{ cm}^2$
 $A_{s \text{ Distr}} = 50\% A_{s \text{ min}}$

Número de hierros

$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{\frac{f_w^2}{4}}$ $N^{\circ} \text{ Hierros} = 5,41$
 $N^{\circ} \text{ Hierros} = 6$

Finalmente usar:

6 w1 10 mm c/ 15 cm

Sección	II	
Mu =	12304.98	Kg*m
d =	56.700	cm
b =	100.0000	
Asmin =	0.0015*b*d	
Asdistr =	0.5*Asmin	
Asmin =	8.505	cm2
Asdistr =	4.253	cm2
Adop =	4.253	cm2
Varillas =	Ø 10 mm c/15 cm	

4.1.5.16.8 Sección III

Resistencia I (máx.=1,5)

Momentos y cortantes a H₃= 7.5 m

Debido a empuje de tierras

Brazo z= 2.672 m
 $M_{EH2} = 33606.5 \text{ Kg}$
 $H_{EH} = 12575.34 \text{ Kg-m}$

Debido a fuerza de frenado

Brazo **1,2+H₃**= 10.17 m
 $H_{BR} = 1451.60 \text{ Kg}$

$$M_{BR} = 14766.3 \text{ Kg-m}$$

Momento y cortante último

$$M_u = 1,5 \cdot M_{EH} + 1,75 \cdot M_{BR} \quad M_u = 76250.77 \text{ Kg-m}$$

$$V_u = 1,5 \cdot H_{EH} + 1,75 \cdot H_{BR} \quad V_u = 21403.31 \text{ Kg}$$

4.1.5.16.8.1 Diseño a flexión

Diseño a flexión

$$M_u = 76250.77 \text{ Kg-m}$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 110 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

Dónde:

M_u = Momento último

f_c = Resistencia característica del hormigón

f_y = Resistencia característica del Acero

h = Altura de la zapata

b = Ancho de la zapata

r = Recubrimiento mínimo

ϕ = Diámetro del acero (adoptado)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{W}{2} \quad d = 106,25 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right] \quad a = 4,565 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad A_s = 19,403 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_s \text{ min} = \dots \text{ min} * b * d \quad A_s \text{ min} = 15,938 \text{ cm}^2$$

Dónde:

min= Cuantía mínima (0,0015) para un acero fy=4200 Kg/cm²

Armadura máxima

Es= 2050000 Kg/cm²
c= 0,003

Dónde:

Es= Módulo de elasticidad del acero
c= Deformación del hormigón

Cuantía balanceada

$$...b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{c}{c + \frac{fy}{Es}} \quad ...b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$... \text{ max} = 0.75 * ...b \quad ... \text{ max} = 0,016$$

Cálculo de Armadura máxima

$$As \text{ max} = ... \text{ max} * b * d \quad As \text{ máx.} = 170,462 \text{ cm}^2$$
$$As \text{ min} \leq Asnec \leq As \text{ max}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima se diseña con la necesaria.

$$Asnec = 19,403 \text{ cm}^2$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{Asnec}{\frac{fW^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 3,95$$
$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 4$$

Finalmente usar:

4 w1 25 mm c/ 20 cm

Sección	III	
Mu =	76250.77	Kg*m
a =	4.565	cm
Pmin =	0.0033	
Pnec=	0.0018	
Pmax =	0.0160	
Asmin =	15.938	cm ²
Asnec =	19.403	cm ²
Asmax =	170.462	cm ²
Adop =	15.938	cm ²
Varillas =	Ø 25 mm c/20 cm	

Verificación por Corte

Vu=	21403,30707	Kg
h=	110	cm
b=	100	cm
d=	108	cm
H°=	2400	kg/m ³
f'c =	210	kg/cm ²
fy =	4200	kg/cm ²

Dónde:

Vu=	Cortante último
h=	Altura de la zapata
b=	Ancho de la zapata
d=	Altura útil
H°=	Peso específico del hormigón

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{w * b * d} \quad u = 2,212 \quad \text{kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0.52 \sqrt{f'c} * b * d \quad V_c = 81006,80 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo Cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d} \quad c = 7,536 \quad \text{kg/m}^2$$

$$v_u \leq W * v_c \quad 2,212 < 6,405$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte

4.1.5.16.8.2 Armadura transversal. (Distribución)

La fundación se encuentra muy por debajo del nivel del terreno y, en efecto, no se someterá a los extremos de temperatura, es por esto que son menores los requisitos de acero para el control de grietas en dirección perpendicular al refuerzo principal.

$$\begin{aligned} d &= 108 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ \phi &= 16 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 * b * d \quad A_{s \text{ min}} = 16,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ Distr}} = 50\% A_{s \text{ min}} \quad A_{s \text{ distr}} = 8,063 \text{ cm}^2$$

Numero de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad \begin{aligned} N^{\circ} \text{ Hierros} &= 4,01 \\ N^{\circ} \text{ Hierros} &= 4 \end{aligned}$$

Finalmente usar:

$$4 \quad w1 \quad 16 \quad \text{mm} \quad c/20 \quad \text{cm}$$

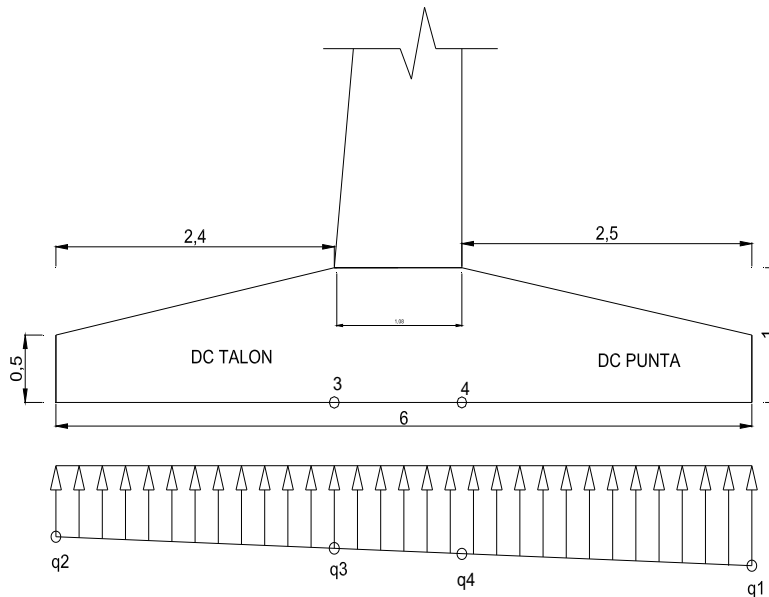
Sección	II	
Mu =	76250.77	Kg*m
d =	107.500	cm
b =	100.0000	
Asmin =	0.0015*b*d	
Asdistr =	0.5*Asmin	
Asmin =	16.125	cm ²
Asdistr =	8.063	cm ²
Adop =	8.063	cm ²
Varillas =	Ø 16 mm c/20 cm	

4.1.5.16.9 Diseño de Armaduras - Cimentación.

Para el diseño de cimiento se debe analizar el grupo de cargas que generen mayores esfuerzos al suelo de cimentación tanto para la zarpa delantera como para la zarpa trasera.

Las tensiones utilizadas para el cálculo de armaduras será el ESTADO II por ser el más desfavorable.

4.1.5.16.9.1 Zarpa delantera (Punta)



Resistencia I (máx.=1,5)

Momentos y cortantes Punto 4

$$L_1 = 2.5 \text{ m}$$

*Debido a peso propio (Punta)

$$M_{DCPunta} = 5000 \text{ Kg-m}$$

$$V_{DCPunta} = 3405.0 \text{ Kg} \quad \text{A una distancia 'd' del apoyo}$$

*Debido al esfuerzo del suelo

$$M_4 = 63423.00 \text{ Kg-m}$$

$$V_4 = 31458.6185 \text{ Kg} \quad \text{A una distancia 'd' del apoyo}$$

Momento y cortante ultimo

$$\begin{aligned} Mu &= 1,5 \cdot M_4 - 1,25 \cdot M_{DC} Punta & Mu &= 88884 \text{ Kg-m} \\ Vu &= 1,5 \cdot V_4 - 1,25 \cdot V_{DC} Punta & Vu &= 42931.678 \text{ Kg} \end{aligned}$$

4.1.5.16.9.2 Diseño a flexión

$$\begin{aligned} Mu &= 88884,49 \text{ Kg-m} \\ f'c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ fy &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ h &= 100 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ r &= 7,5 \text{ cm} \\ \phi &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dónde:

Mu= Momento último
f'c= Resistencia característica del hormigón
fy= Resistencia característica del Acero
h= Altura de la zapata
b= Ancho de la zapata
r = Recubrimiento mínimo
 ϕ = Diámetro del acero (adoptado)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{W}{2} \quad \mathbf{d= 91,25 \text{ cm}}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] \quad \mathbf{a= 6,279 \text{ cm}}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy} \quad \mathbf{As= 26,6877 \text{ cm}^2}$$

Armadura mínima

$$As \text{ min} = \dots \text{ min} * b * d \quad \mathbf{As \text{ min}= 13,6875 \text{ cm}^2}$$

Dónde:

min= Cuantía mínima (0,0015) para un acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$E_s= 2050000 \text{ Kg/cm}^2$

$c= 0,003$

Dónde:

$E_s=$ Módulo de elasticidad del acero

$c=$ Deformación del hormigón

Cuantía balanceada

$$\dots b = 0.72 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{c}{c + \frac{f_y}{E_s}} \quad \dots b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\dots \text{max} = 0.75 * \dots b \quad \dots \text{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$A_s \text{ max} = \dots \text{max} * b * d \quad A_s \text{ máx.} = 146,397 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} \leq A_{s \text{ nec}} \leq A_s \text{ max}$$

Como la armadura necesaria esta entre la mínima y la máxima se diseña con la necesaria.

$$A_{s \text{ nec}} = 26,688 \text{ cm}^2$$

Número de hierros

$$N^\circ \text{ hierros} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad N^\circ \text{ Hierros} = 5,44$$

$$N^\circ \text{ Hierros} = 5$$

Finalmente usar:

5 w1 25 mm c/ 20 cm

Sección	III	
Mu =	88884.49	Kg*m
a =	6.279	cm
Pmin =	0.0033	
Pnec=	0.0029	
Pmax =	0.0160	
Asmin =	13.688	cm ²
Asnec =	26.688	cm ²
Asmax =	146.397	cm ²
Adop =	13.688	cm ²
Varillas =	Ø 25 mm c/20 cm	

Verificación por corte

Vu=	42931,67775 Kg
h=	100 cm
b=	100 cm
d=	91 cm
H°=	2400 kg/m ³
f'c =	210 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²

Dónde:

Vu=	Cortante ultimo
h=	Altura de la zapata
b=	Ancho de la zapata
d=	Altura útil
H°=	Peso específico del hormigón

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{w * b * d} \quad u = 5,228 \quad \text{kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0.52 \sqrt{f'c} * b * d \quad V_c = 68761,58 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d} \quad c = 7,536 \quad \text{kg/m}^2$$

$$v_u \leq W * v_c \quad 5,228 < 6,405$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte

4.1.5.16.9.3 Armadura transversal. (Distribución)

La fundación se encuentra muy por debajo del nivel del terreno y, en efecto, no se debe someterse a los extremos de temperatura, es por esto que son menores los requisitos de acero para el control de grietas en dirección perpendicular al refuerzo principal.

d= 91 cm
b= 100 cm
φ= 16 mm

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 * b * d \quad A_{s \text{ min}} = 13,6875 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ Distr}} = 50\% A_{s \text{ min}} \quad A_{s \text{ distr}} = 6,84375 \quad \text{cm}^2$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 3,40$$

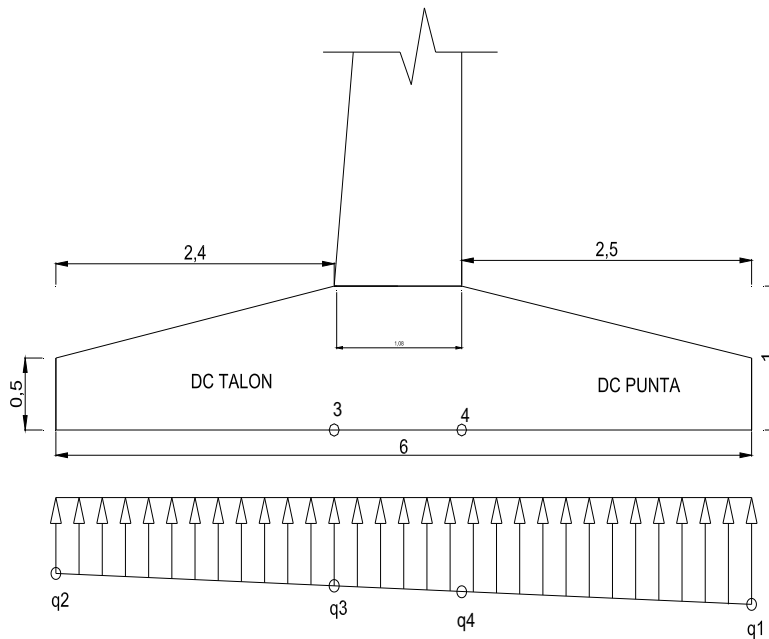
4 N° Hierros= 4

Finalmente usar:

4 w1 16 mm c/ 25 cm

Sección	II	
Mu =	88884.49	Kg*m
d =	91.250	cm
b =	100.0000	
Asmin =	0.0015*b*d	
Asdistr =	0.5*Asmin	
Asmin =	13.688	cm ²
Asdistr =	6.844	cm ²
Adop =	6.844	cm ²
Varillas =	Ø 16 mm c/25 cm	

4.1.5.16.10 Zarpa Trasera (Talón)



Resistencia I (máx.=1,5)

Momentos y cortantes Punto3

$$B_2 = 2.4 \text{ m}$$

Debido a peso propio (Talón)

$$M_{DC \text{ Talón}} = 4608 \text{ Kg-m}$$

$$V_{DC \text{ Talón}} = 3418.164 \text{ Kg} \quad \text{A una distancia 'd' del apoyo}$$

Debido al empuje de tierras

$$M_{EV} = 40608.0 \text{ Kg-m}$$

$$V_{EV} = 19116.3 \text{ Kg}$$

A una distancia 'd' del apoyo

Debido al esfuerzo del suelo

$$M_3 = 65527.85859 \text{ Kg-m}$$

$$V_3 = 34641.62139 \text{ Kg-m}$$

A una distancia 'd' del apoyo

Momento y cortante último

$$Mu = 1,5 \cdot M_3 - 1,25 \cdot M_{DC \text{ Talon}} - 1,35 \cdot M_{EV}$$

$$Mu = 37710.988 \text{ Kg-m}$$

$$Vu = 1,5 \cdot V_4 - 1,25 \cdot V_{DC \text{ Talon}} - 1,35 \cdot V_{EV}$$

$$Vu = 21882.787 \text{ Kg}$$

4.1.5.16.10.1 Diseño a flexión

$$Mu = 37710,99 \text{ Kg-m}$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 7,5 \text{ cm}$$

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

Dónde:

Mu= Momento último

f_c= Resistencia característica del hormigón

f_y= Resistencia característica del Acero

h= Altura de la zapata

b= Ancho de la zapata

r = Recubrimiento mínimo

φ= Diámetro del acero (adoptado)

Altura

útil

$$d = h - r - \frac{W}{2} \quad d = 91,25 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] \quad a = 2,610 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy} \quad As = 11,092 \quad \text{cm}^2$$

Armadura mínima

$$As \text{ min} = \dots \text{ min} * b * d \quad As \text{ min} = 13,688 \quad \text{cm}^2$$

Dónde:

min= Cuantía mínima (0,0015) para un acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

Es= 2050000 Kg/cm^2

c= 0,003

Dónde:

Es= Módulo de elasticidad del acero

c= Deformación del hormigón

Cuantía balanceada

$$\dots b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{c}{c + \frac{fy}{Es}} \quad \dots b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\dots \text{ max} = 0.75 * \dots b \quad \dots \text{ max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$As \text{ max} = \dots \text{ max} * b * d \quad As \text{ máx.} = 146,397 \quad \text{cm}^2$$

$$As \text{ min} \leq As \text{ nec} \leq As \text{ max}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima se diseñara con la necesaria.

$$As \text{ nec} = 13,688 \quad \text{cm}^2$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{As_{nec}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 2,79$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 5$$

Finalmente usar:

5 w1 25 mm c/ 20 cm

Sección III	
Mu =	37710.99 Kg*m
a =	2.610 cm
Pmin =	0.0033
Pnec =	0.0012
Pmax =	0.0000
Asmin =	13.688 cm ²
Asnec =	11.092 cm ²
Asmax =	0.000 cm ²
Adop =	13.688 cm ²
Varillas	
=	Ø 25 mm c/20 cm

Verificación por corte

Vu= 21882,78687 Kg
h= 100 cm
b= 100 cm
d= 91 cm
H°= 2400 kg/m³
f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

Dónde:

Vu= Cortante último
h= Altura de la zapata
b= Ancho de la zapata
d= Altura útil
H°= Peso específico del hormigón

Esfuerzo Cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{W * b * d} \quad u = 2,665 \quad \text{kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0.52 \sqrt{f'c} * b * d \quad V_c = 68761,58 \quad \text{kg}$$

Esfuerzo Cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d} \quad c = 7,536 \quad \text{kg/m}^2$$

$$v_u \leq W * v_c$$

$$2,665 < 6,405$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte

4.1.5.16.10.2 Armadura transversal. (Distribución)

La fundación se encuentra muy por debajo del nivel del terreno y, en efecto, no se someterá a los extremos de temperatura, es por esto que son menores los requisitos de acero para el control de grietas en dirección perpendicular al refuerzo principal.

$$\begin{aligned} d &= 91 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ \phi &= 16 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = 0.0015 * b * d \quad A_{s \text{ min}} = 13,6875 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ Distr}} = 50\% A_s \text{ min} \quad A_{s \text{ distr}} = 6,84375 \quad \text{cm}^2$$

Número de hierros

$$N^\circ \text{ hierros} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad \begin{aligned} N^\circ \text{ Hierros} &= 3,40 \\ N^\circ \text{ Hierros} &= 4 \end{aligned}$$

Finalmente usar:

4 w1 16 mm c/ 25 cm

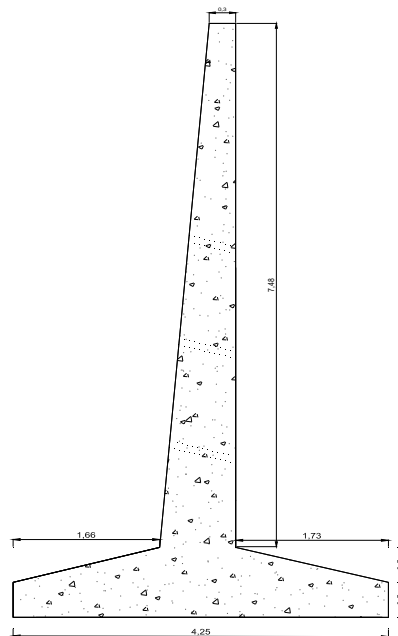
Sección	II	
Mu =	37710,99	Kg*m
d =	91,250	cm
b =	100,00	cm
Asmin =	0.0015*b*d	
Asdistr =	0.5*Asmin	
Asmin =	13,688	cm ²
Asdistr =	6,844	cm ²
Adop =	6,844	cm ²
Varillas =	Ø 16 mm c/25 cm	

4.1.5.17 Diseño del Alero de H°A°

Esquema del Alero

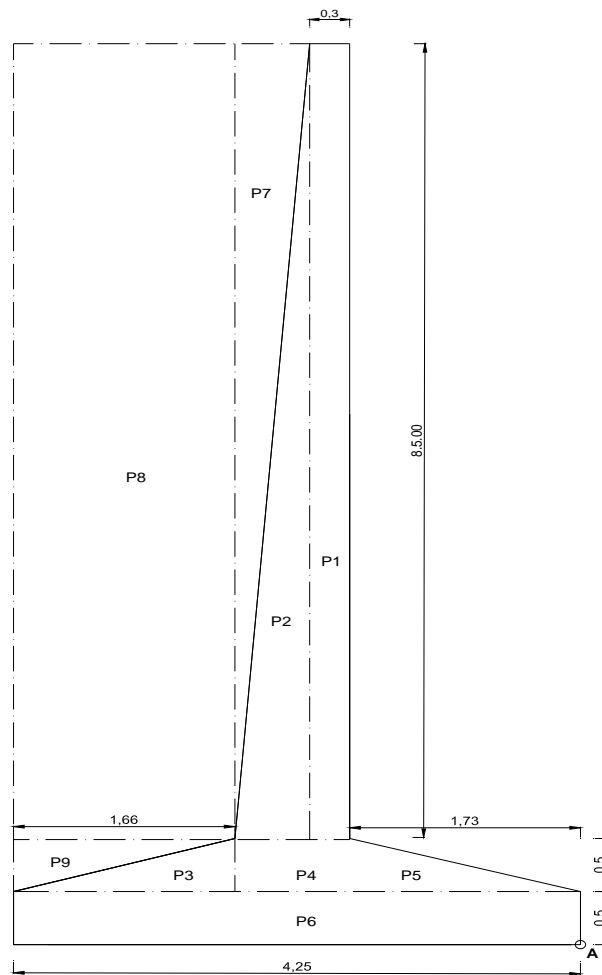
Datos:

H=	8,5 m
hb=	1,00 m
B=	6,00 m
H°=	2400 Kg/m ³
suelo=	1800 Kg/m ³
suelo=	2,364 Kg/cm ²
a _{calzada} =	7,8 m
fc=	210 kg/cm ²
fy=	4200 Kg/cm ²



***Peso del suelo sobre la estructura**

CARGA	$F_A(\text{Kg})$	$X_A(\text{m})$	M_A
P ₇	7006,5	2,40	16815,6
P ₈	31140,0	3,70	115218,0
P ₉	900,0	4,03	3630,0
W_r	39046,5	Mr	135663,6



4.1.5.17.3 Análisis de Cargas

Fuerzas, brazos y momentos

Momento de estabilidad

Peso propio estribo

$$V_{DCestr} = \Sigma Wp = 24750 \text{ Kg}$$

$$M_{DCestr} = \Sigma Mp = 48709,8 \text{ Kg-m}$$

Peso Relleno sobre estribo

$$V_{EVrell} = \Sigma Wr = 39046,5 \text{ Kg}$$

$$M_{EVrell} = \Sigma Mr = 135663,6 \text{ Kg-m}$$

Empuje del suelo

$$= 10^\circ$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$\rho_{suelo} = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$H = 8,5 \text{ m}$$

$$h' = 0,6 \text{ m}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}W}{1 + \text{sen}W} \quad \mathbf{K_a = 0,217}$$

Dónde:

α = Inclinación del empuje de tierras
 ϕ = Ángulo de fricción interna de la tierra
 K_a = Coeficiente de presión activa
 ρ_{suelo} = Peso específico del suelo
 h = Altura del alzado
 h' = Relleno adicional

$$EH = \frac{1}{2} * \rho_{suelo} * K_a * H * (H + 2 * h) \quad \mathbf{EH = 16135,3 \text{ Kg}}$$

$$V_{EH} = EH * \text{sen} \alpha \quad V_{EH} = 2801,9 \text{ Kg}$$

$$\text{Brazo} = 4,7 \text{ m}$$

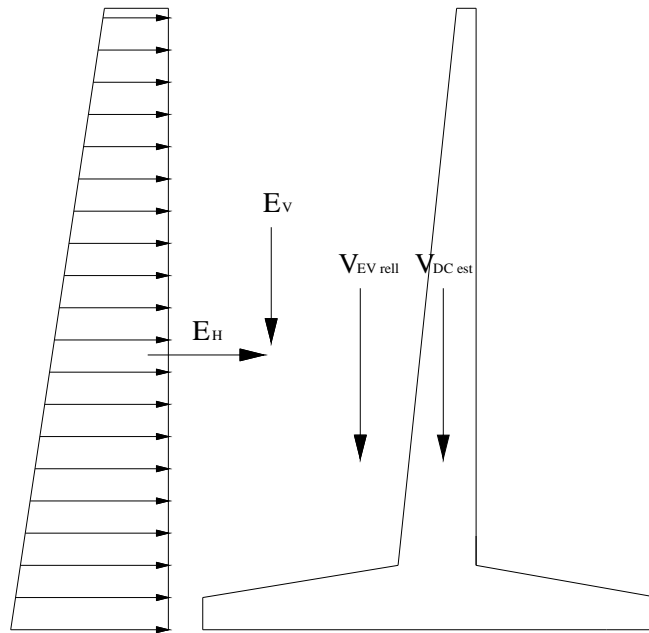
$$\mathbf{M_{EH1} = 13168,8 \text{ Kg-m}}$$

$$H_{EH} = EH * \text{cos} \alpha \quad H_{EH} = 15890,2 \text{ Kg}$$

$$z = 3,0 \text{ m}$$

$$z = \frac{H}{3} * \frac{H + 3 * h}{H + 2 * h} \quad \mathbf{M_{EH2} = 47807,2 \text{ Kg-m}}$$

ESTADO I (Alero sólo sometido al empuje de tierras)



Comprobación de la estabilidad

Estribo sólo sometido al empuje de tierras

Momento de estabilidad

$$\sum Me = M_{DC\ est} + M_{EV\ rell} + M_{EH\ 1} \quad \mathbf{Me= \quad 197542,2 \quad Kg.m}$$

Fuerzas verticales o de estabilidad

$$\sum Fe = V_{DC\ est} + V_{EV\ rell} + V_{EH} \quad \mathbf{Fe= \quad 66598,4 \quad Kg}$$

Momento de vuelco

$$\sum Mv = M_{EH\ 2} \quad \mathbf{Mv= \quad 47807,2 \quad Kg.m}$$

Fuerza de vuelco

$$\sum Fv = H_{EH} \quad \mathbf{Fv= \quad 15890,2 \quad Kg}$$

Seguridad al volcamiento

$$F.S.V = \frac{\sum Me}{\sum Mv} > 2$$

$$FS = 4,132 > 2 \quad \text{Cumple!!}$$

Seguridad al deslizamiento

$$F.S.D = \frac{\sum Fe * C}{\sum Fv} > 2$$

$$C = 0,6$$

$$FS = 2,515 > 2 \quad \text{Cumple!!}$$

4.1.5.17.4 Cálculo de los esfuerzos en el terreno de fundación:

Con esfuerzo admisible del terreno

$$B = 4,7 \quad \text{m} \quad \text{suelo} = 2,364 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$E = \frac{B}{2} - \frac{\sum Me - \sum Mv}{\sum Fv} \quad E = 0,10 \quad \text{m}$$

Verificación del tercio central

$$\frac{B}{3} = 1,567 \quad \text{m}$$

$$E < \frac{B}{3} \quad \text{oK!!}$$

Esfuerzos en el terreno de fundación

$$q = \frac{\sum Fe}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * E}{B} \right) \leq q_{adm}$$

$$q_1 = 16009,0 \quad \text{Kg/m}^2$$

$$q_2 = 12330,7 \quad \text{Kg/m}^2$$

$$q_1 = 1,60 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$q_2 = 1,23 \quad \text{Kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq 1,25 * \dagger_{adm} \quad 1,25 * \dagger_{adm} = 2,955 \quad \text{oK!!}$$

$$\bar{q} = \frac{q_1 + q_2}{2} = 1,417 \quad \bar{q} \leq \dagger_{adm} \quad \text{oK!!}$$

$$B_1 = 2 \quad \text{m}$$

$$B_2 = 3,2 \quad \text{m}$$

$$q_3 = \frac{(q_2 + q_1) * B_1}{B} \quad q_3 = 13896,0 \quad \text{Kg/m}^2$$

$$q_4 = \frac{(q_2 + q_1) * B_2}{B} \quad q_4 = 14835,1 \quad \text{Kg/m}^2$$

4.1.5.17.5 Diseño de armaduras - Cuerpo del alero.

Análisis a diferentes profundidades

4.1.5.17.5.1 Sección I

Resistencia I (máx.=1,5)

Momentos y cortantes a **H₁= 2,81 m**

Debido a empuje de tierras

Brazo	z=	1,077 m
	M _{EH2} =	2338,468 Kg
	H _{EH} =	2171,65 Kg-m

Momento y cortante último

$$Mu = 1.5 * M_{EH2}$$

$$\mathbf{Mu= 507,70 Kg-m}$$

$$Vu = 1.5 * H_{EH}$$

$$\mathbf{Vu= 3257,47 Kg}$$

4.1.5.17.5.2 Diseño a flexión

Mu=	3507,70 Kg-m
f _c =	210 Kg/cm ²
f _y =	4200 Kg/cm ²
h=	60 cm
b=	100 cm
r =	5 cm
φ=	16 mm

Dónde:

Mu=	Momento último
f _c =	Resistencia característica del hormigón
f _y =	Resistencia característica del Acero
h=	Altura de la zapata
b=	Ancho de la zapata
r =	Recubrimiento mínimo
φ=	Diámetro del acero (adoptado)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{W}{2} \quad \mathbf{d= 54,20 \text{ cm}}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] \quad a = 0,40 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy} \quad As = 1,72 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$As \text{ min} = \dots \text{ min} * b * d \quad As \text{ min} = 8,13 \text{ cm}^2$$

Dónde:

min= cuantía mínima (0,0015) para un acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$Es = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$$
$$c = 0,003$$

Dónde:

Es= módulo de elasticidad del acero
c= deformación del hormigón

Cuantía balanceada

$$\dots b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{c}{c + \frac{fy}{Es}} \quad \dots b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\dots \text{ max} = 0.75 * \dots b \quad \dots \text{ max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$As \text{ max} = \dots \text{ max} * b * d \quad As \text{ máx.} = 86,96 \text{ cm}^2$$
$$As \text{ min} \leq As \text{ nec} \leq As \text{ max}$$

Como la armadura necesaria está entre la mínima y la máxima se diseñará con la necesaria.

$$As \text{ min} = 8,130 \text{ cm}^2$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{As_{nec}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierro} = 4,0$$
$$N^{\circ} \text{ Hierro} = 4$$

Finalmente usar:

4 w1 **16** mm c/ **25** cm

4.1.5.17.5.3 Verificación por corte

Vu= 3257,47443 Kg
h= 60 cm
b= 100 cm
d= 54 cm
H°= 2400 kg/m³
f'c = 210 kg/cm²
fy = 4200 kg/cm²

Dónde:

Vu= Cortante último
h= Altura de la zapata
b= Ancho de la zapata
d= Altura útil
H°= Peso específico del hormigón

Esfuerzo cortante unitario

$$vu = \frac{Vu}{W * b * d} \quad u = 0,67 \text{ kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$Vc = 0.52 \sqrt{f'c} * b * d \quad Vc = 40842,5 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$vc = \frac{Vc}{b * d} \quad c = 7,54 \text{ kg/m}^2$$

$$vu \leq W * vc$$

$$0,668 < 6,405$$

Teóricamente, la pieza no requiere armadura de corte

4.1.5.17.5.4 Armadura transversal. (de distribución)

$$\begin{aligned} d &= 54 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ \phi &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0015 * b * d \quad \mathbf{A_{smin} = 8,13 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s_{Distr}} = 50\% A_{s \text{ min}} \quad \mathbf{A_{sdistr} = 4,065 \text{ cm}^2}$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{A_{snec}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad \begin{aligned} N^{\circ} \text{ Hierros} &= 5,18 \\ N^{\circ} \text{ Hierros} &= \mathbf{6} \end{aligned}$$

Finalmente usar:

$$\mathbf{6 \text{ w}l \quad 10 \text{ mm} \quad \text{c/ } 17 \text{ cm}}$$

4.1.5.17.6 Sección II

Resistencia I (máx.=1,5)

Momentos y cortantes a $\mathbf{H_2 = 7,5 \text{ m}}$

Debido a empuje de tierras

Brazo $z = 2,672 \text{ m}$

$$M_{EH2} = 33606,5 \text{ Kg}$$

$$H_{EH} = 12575,34 \text{ Kg-m}$$

Momento y cortante último

$$M_u = 1.5 * M_{EH} \quad \mathbf{Mu = 50409,8 \text{ Kg-m}}$$

$$V_u = 1.5 * H_{EH} \quad \mathbf{Vu = 18863,0 \text{ Kg}}$$

4.1.5.17.6.1 Diseño a flexión

$$Mu = 50409,75 \text{ Kg-m}$$

$$\begin{aligned}
 f_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 h &= 120 \text{ cm} \\
 b &= 100 \text{ cm} \\
 r &= 5 \text{ cm} \\
 \phi &= 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dónde:

$$\begin{aligned}
 M_u &= \text{Momento último} \\
 f_c &= \text{Resistencia característica del hormigón} \\
 f_y &= \text{Resistencia característica del Acero} \\
 h &= \text{Altura de la zapata} \\
 b &= \text{Ancho de la zapata} \\
 r &= \text{Recubrimiento} \\
 r &= \text{mínimo} \\
 \phi &= \text{Diámetro del acero (adoptado)}
 \end{aligned}$$

Altura útil

$$d = h - r - \frac{W}{2} \quad \mathbf{d= 113,75 \text{ cm}}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right] \quad \mathbf{a= 2,793 \text{ cm}}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.85 * f_c * b * a}{f_y} \quad \mathbf{A_s= 11,870 \text{ cm}^2}$$

Armadura mínima

$$A_s \text{ min} = \dots \text{ min} * b * d \quad \mathbf{A_s \text{ min}= 17,06 \text{ cm}^2}$$

Dónde:

$$\text{min} = \text{cuantía mínima (0,0015) para un acero } f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Armadura máxima

$$\begin{aligned}
 E_s &= 2050000 \text{ Kg/cm}^2 \\
 c &= 0,003
 \end{aligned}$$

Dónde:

$$\begin{aligned}
 E_s &= \text{módulo de elasticidad del acero} \\
 c &= \text{deformación del hormigón}
 \end{aligned}$$

Cuantía balanceada

$$\dots b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{<c}{<c + \frac{fy}{Es}} \quad \dots b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\dots \text{max} = 0.75 * \dots b \quad \dots \text{max} = 0,016$$

Calculo de Armadura máxima

$$As \text{ max} = \dots \text{max} * b * d \quad \mathbf{As \text{ máx.} = 182,49 \text{ cm}^2}$$
$$As \text{ min} \leq Asnec \leq As \text{ max}$$

Como la armadura necesaria esta entre la mínima y la máxima se diseña con la necesaria.

$$\mathbf{Asnec = 17,063 \text{ cm}^2}$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{Asnec}{\frac{fW^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 3,48$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 4$$

Finalmente usar:

$$\mathbf{4 \quad w1 \quad 25 \quad mm \quad c/ 25 \quad cm}$$

4.1.5.17.6.2 Verificación por corte.

Vu=	18863,0032 Kg
h=	120 cm
b=	100 cm
d=	114 cm
H°=	2400 kg/m ³
f'c =	210 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²

Dónde:

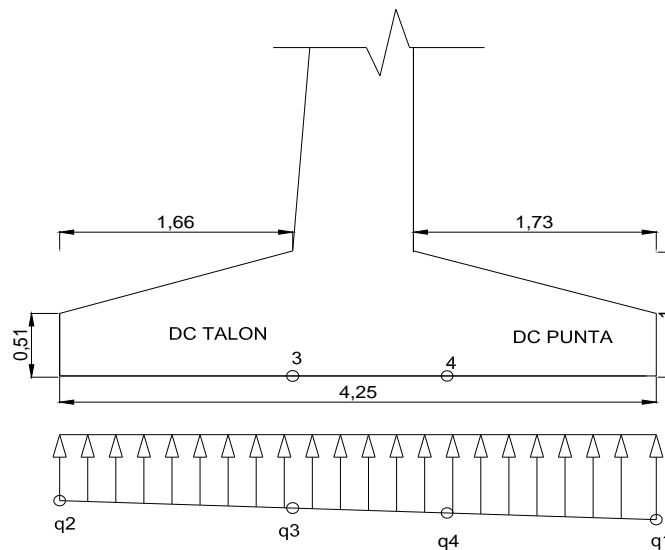
Vu=	Cortante último
h=	Altura de la zapata
b=	Ancho de la zapata
d=	Altura útil

4.1.5.17.7 Diseño de Armaduras - Cimentación.

Para el diseño de cimiento se debe analizar el grupo de cargas que generen mayores esfuerzos al suelo de cimentación tanto para la zarpa delantera como para la zarpa trasera.

Las tensiones utilizadas para el cálculo de armaduras será el ESTADO I por ser el más desfavorable.

4.1.5.17.7.1 Zarpa delantera(Punta)



Resistencia I ($m_{\text{máx.}}=1,5$)

Momentos y cortantes Punto 4

$$L_1 = 1,5 \text{ m}$$

Debido a peso propio (Punta)

$$M_{DC\text{Punta}} = 1800 \text{ Kg-m}$$

$$V_{DC\text{Punta}} = 1602,0 \text{ Kg} \quad \text{A una distancia 'd' del apoyo}$$

Debido al esfuerzo del suelo

$$M_4 = 17569,92 \text{ Kg-m}$$

$$V_4 = 8812,44 \text{ Kg} \quad \text{A una distancia 'd' del apoyo}$$

Momento y cortante último

$$Mu = 1.5 * M_4 - 1.25 * M_{DC} Punta$$

$$Mu = 24104,88 \text{ Kg-m}$$

$$Vu = 1.5 * V_4 - 1.25 * V_{DC} Punta$$

$$Vu = 11216,16 \text{ Kg}$$

4.1.5.17.7.2 Diseño a flexión.

$$Mu = 24104,88 \text{ Kg-m}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$r = 7,5 \text{ cm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

Dónde:

Mu= Momento último

f'c= Resistencia característica del hormigón

fy= Resistencia característica del Acero

h= Altura de la zapata

b= Ancho de la zapata

r = Recubrimiento mínimo

ϕ = Diámetro del acero (adoptado)

Altura útil

$$d = h - r - \frac{W}{2} \quad d = 91,50 \text{ cm}$$

Altura de compresiones

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] \quad a = 1,65 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy} \quad As = 7,03 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$As_{min} = \dots_{min} * b * d \quad As_{min} = 13,73 \text{ cm}^2$$

Dónde:

min= cuantía mínima (0,0015) para un acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Armadura máxima

$$Es = 2050000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = 0,003$$

Dónde:

Es= módulo de elasticidad del acero

c= deformación del hormigón

Cuantía balanceada

$$\dots_b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{c}{c + \frac{fy}{Es}} \quad \dots_b = 0,021$$

Cuantía máxima

$$\dots_{max} = 0.75 * \dots_b \quad \dots_{max} = 0,016$$

Cálculo de Armadura máxima

$$As_{max} = \dots_{max} * b * d \quad As_{m\acute{a}x.} = 146,80 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} \leq As_{nec} \leq As_{max}$$

Como la armadura necesaria esta entre la mínima y la máxima se diseñara con la necesaria.

$$As_{nec} = 13,73 \text{ cm}^2$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{As_{nec}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 4,37$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 5$$

Finalmente usar:

5 w/ 20 mm c/ 20 cm

4.1.5.17.7.3 Verificación por corte

$$\begin{aligned}V_u &= 11216,1645 \text{ Kg} \\h &= 100 \text{ cm} \\b &= 100 \text{ cm} \\d &= 92 \text{ cm} \\H^o &= 2400 \text{ kg/m}^3 \\f'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Dónde:

$$\begin{aligned}V_u &= \text{Cortante último} \\h &= \text{Altura de la zapata} \\b &= \text{Ancho de la zapata} \\d &= \text{Altura útil} \\H^o &= \text{Peso específico del hormigón}\end{aligned}$$

Esfuerzo Cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{W * b * d} \quad u = 1,362 \text{ kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0.52\sqrt{f'c} * b * d \quad V_c = 68950,0 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d} \quad c = 7,536 \text{ kg/m}^2$$
$$v_u \leq W * v_c$$

$$1,362 < 6,405$$

Teóricamente, la pieza no requiere armadura de corte

4.1.5.17.7.4 Armadura transversal. (de distribución)

$$\begin{aligned}d &= 92 \text{ cm} \\b &= 100 \text{ cm} \\\phi &= 12 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$A_{s \min} = 0.0015 * b * d \quad A_{s \min} = 13,725 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Distr}} = 50\% A_{s \min} \quad A_{s_{distr}} = 6,8625 \text{ cm}^2$$

Número de hierros

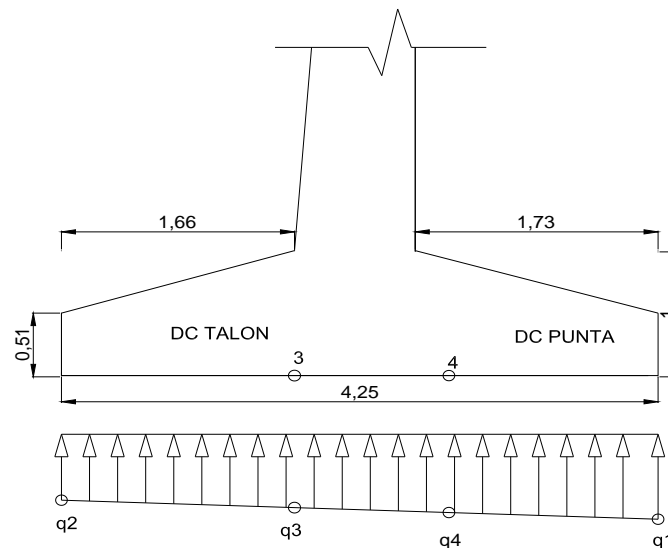
$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{A_{s_{nec}}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 6$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 6$$

Finalmente usar:

6 w1 12 mm c/ 20 cm

4.1.5.17.7.5 Zarpa Trasera (Talón)



Resistencia I (máx.=1,5)

Momentos y cortantes Punto 3

$$L_2 = 2 \text{ m}$$

Debido a peso propio (Talón)

$$M_{DC \text{ Talón}} = 3200 \text{ Kg-m}$$

$V_{DC}Talón=$ 1655,168 Kg A una distancia 'd' del apoyo

Debido al empuje de tierras

$M_{EV}=$ 32340,0 Kg-m

$V_{EV}=$ 16205,1 Kg A una distancia 'd' del apoyo

Debido al esfuerzo del suelo

$M_3=$ 25704,927 Kg-m

$V_3=$ 13839,4883 Kg-m A una distancia 'd' del apoyo

Momento y cortante último

$$Mu = 1.5 * M_4 - 1.25 * M_{DC}Talón - 1.35 * M_{EV} \quad \mathbf{Mu= 9101,6 \quad Kg-m}$$

$$Vu = 1.5 * V_4 - 1.25 * V_{DC}Talón - 1.35 * V_{EV} \quad \mathbf{Vu= 5617,4 \quad Kg}$$

4.1.5.17.7.6 Diseño a flexión.

$Mu=$ 9101,61 Kg-m

$f'c=$ 210 Kg/cm²

$f_y=$ 4200 Kg/cm²

$h=$ 100 cm

$b=$ 100 cm

$r =$ 7,5 cm

$\phi=$ 20 mm

Dónde:

$Mu=$ Momento último

$f'c=$ Resistencia característica del hormigón

$f_y=$ Resistencia característica del Acero

$h=$ Altura de la zapata

$b=$ Ancho de la zapata

Recubrimiento

$r =$ mínimo

$\phi=$ Diámetro del acero (adoptado)

**Altura
útil**

$$d = h - r - \frac{W}{2}$$

d= 91,5 cm

Altura de compresiones

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right]$$

a= 0,6 cm

Armadura necesaria

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy}$$

As= 2,6 cm²

Armadura mínima

$$As \text{ min} = \dots \text{ min} * b * d$$

As min= 13,7 cm²

Dónde:

min= cuantía mínima (0,0015) para un acero fy=4200 Kg/cm²

Armadura máxima

Es= 2050000 Kg/cm²

c= 0,003

Dónde:

Es= módulo de elasticidad del acero

c= deformación del hormigón

Cuantía balanceada

$$\dots b = 0.72 * \frac{f'c}{fy} * \frac{<c}{<c + \frac{fy}{Es}}$$

\dots b = 0,021

Cuantía máxima

$$\dots \text{ max} = 0.75 * \dots b$$

\dots max = 0,016

Calculo de Armadura máxima

$$As \text{ max} = \dots \text{ max} * b * d \quad As \text{ máx.} = 146,80 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} \leq As_{nec} \leq As \text{ max}$$

Como la armadura necesaria no está entre la mínima y la máxima se diseñara con la mínima.

$$As_{min} = 13,725 \text{ cm}^2$$

Número de hierros

$$N^{\circ} \text{ hierros} = \frac{As_{nec}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad N^{\circ} \text{ Hierros} = 4,37$$

$$N^{\circ} \text{ Hierros} = 5$$

Finalmente usar:

$$5 \quad w1 \quad 20 \quad \text{mm} \quad c/20 \quad \text{cm}$$

4.1.5.17.7 Verificación por corte

$$V_u = 5617,41356 \text{ Kg}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 92 \text{ cm}$$

$$H^{\circ} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Dónde:

$$V_u = \text{Cortante último}$$

$$h = \text{Altura de la zapata}$$

$$b = \text{Ancho de la zapata}$$

$$d = \text{Altura útil}$$

$$H^{\circ} = \text{Peso específico del hormigón}$$

Esfuerzo Cortante unitario

$$v_u = \frac{V_u}{w * b * d} \quad u = 0,682 \text{ kg/m}^2$$

Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0.52\sqrt{f'_c} * b * d \quad V_c = 68950,0 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante del concreto unitario

$$v_c = \frac{V_c}{b * d} \quad c = 7,536 \text{ kg/m}^2$$

$$v_u \leq W * v_c$$

$$0,682 < 6,405$$

Teóricamente la pieza no requiere armadura de corte

4.1.5.17.7.8 Armadura transversal. (de distribución)

d=	92 cm
b=	100 cm
φ=	12 mm

$$A_s \text{ min} = 0.0015 * b * d \quad A_{s \text{ min}} = 13,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ Distr}} = 50\% A_s \text{ min} \quad A_{s \text{ distr}} = 6,86 \text{ cm}^2$$

Número de hierros

$$N^\circ \text{ hierros} = \frac{A_{s \text{ nec}}}{\frac{f_w^2}{4}} \quad N^\circ \text{ Hierros} = 6$$
$$N^\circ \text{ Hierros} = 6$$

Finalmente usar:

$$6 \quad w1 \quad 12 \quad \text{mm} \quad c/20 \quad \text{cm}$$

4.1.5.18 Protección Muro Gavión.

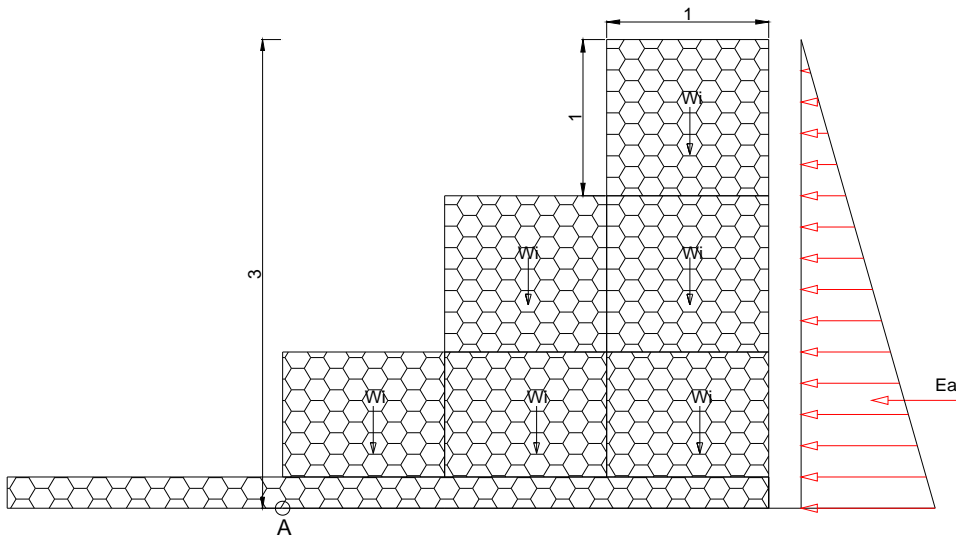
Datos:

a =	1,00 m
b =	1,00 m
l =	1,00 m
roca =	2800,00 Kg/cm ³
suelo =	1800,00 Kg/cm ³
admisible =	2,00 Kg/cm ²
∅ =	30,00
H =	3 m
Ba =	3 m
Ka =	0,33
μ =	tang ∅
Pe =	1,593 m

Estos tipos de muro se analizan por Volcamiento y Deslizamiento.

La longitud de 3 metros en la base es suficiente para el chequeo por volcamiento y deslizamiento.

Empuje Activo:



Cálculo del Empuje Activo:

$$Ea = 1/2 * \uparrow \text{suelo} * H^2 Ka$$

$$E_a = 2673 \text{ Kg}$$

Momento por Volcamiento:

$$M_{VA} = 2673 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

Momento Estabilizante:

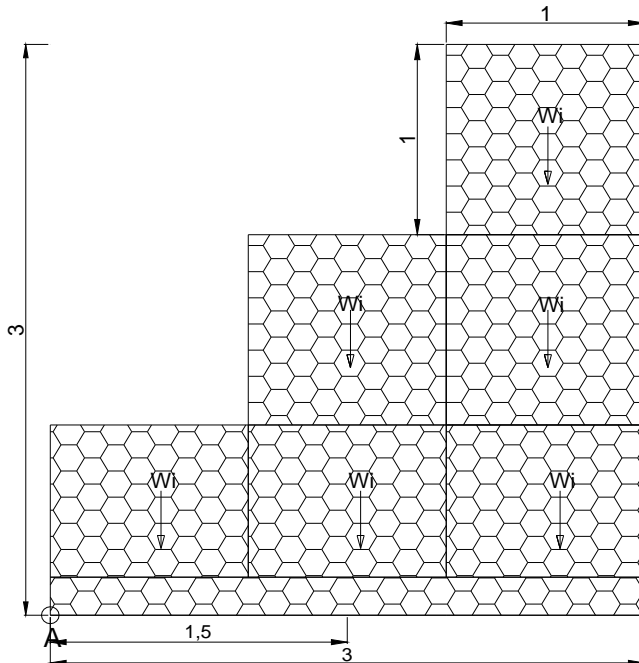
Se estabiliza con el peso de los bloques y el peso de cada cuña de suelo sobre cada bloque.

Se calcula el peso total de los bloques, se multiplica por el 80% "(roca= 2800 Kg./m³), como existe una relación de vacíos del 20 % entre roca y roca, el cual se rellenan con material granular.

$$\text{Entonces: } WT = \sum_{i=1}^n w_i$$

$$WT = 13440 \text{ Kg}$$

Factor de Seguridad al Volcamiento



$$FS_v = \frac{M_E}{M_v} \geq 2$$

$$ME = 20160 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$MV = 2673 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$FSV = 7.542 > 2 \text{ ok}$$

Factor de Seguridad al Deslizamiento:

$$N = 13440 \text{ Kg}$$

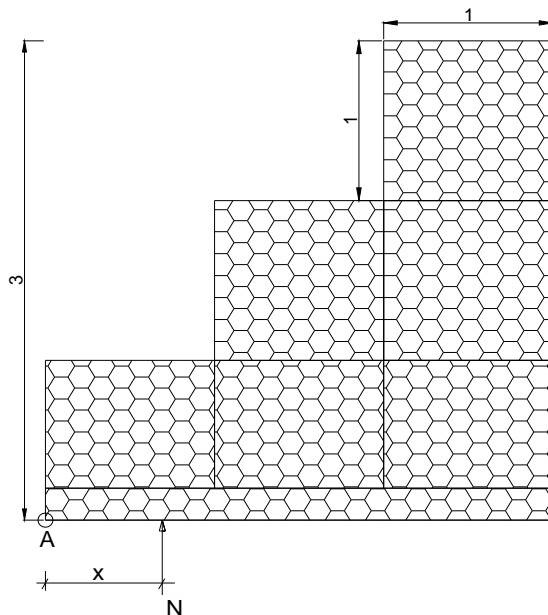
$$FS_v = \frac{\sim * N}{Ea} \geq 1.5$$

$$FS_v = 2.901 > 1.5 \text{ ok}$$

Punto de Aplicación de La Norma:

$$x * 12780 \text{ Kg} = ME - MV$$

$$X = 1.301 \text{ m}$$



Calculo de la Excentricidad:

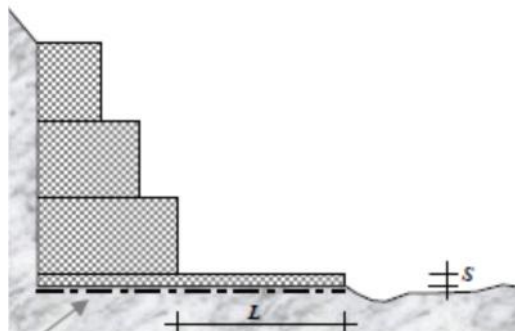
$$e = \frac{B}{2} - x \leq \frac{B}{6}$$

e = 0.199 < 0.500 No hay tracciones

$$\uparrow 1 = \frac{N}{Agavion} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right)$$

1 = 0.63 kg/cm² < 2.00 kg/cm²
 2 = 0.27 kg/cm² < 2.00 kg/cm²

Si fuera dado negativo, hay tracciones, entonces el empuje activo (Ea) tiende a volcar el muro.
 Dimensionamiento de la Plataforma de Formación:



Deben ser verificado:

S = Espesor

L = Largo

La necesidad de un filtro entre el terreno y el colchón Reno

La largo L :

La verificación, en función de la máxima erosión prevista, debe ser

$$L > 1.5 - 2.0 Pe$$

donde Pe = máxima erosión prevista

L = 1.70 m > 1.69 m

El espesor S :

La verificación, en función de la velocidad de la corriente y de las dimensiones de las piedras de relleno, es la misma de los revestimientos de cauces.

$$S = 0.20 \text{ m}$$

4.1.6 Especificaciones Técnicas.

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

4.1.7 Precios Unitarios.

Los precios unitarios se lo desarrollan por ítems en donde se utilizan precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria. (Ver anexo IV – VI)

A . Materiales.

B. Mano de Obra.

Cargas Sociales, 55% al 71.18% de la mano de Obra.

Impuestos IVA 14.94% de la mano de Obra + Cargas Sociales.

C. Equipo, Maquinaria y Herramientas.

Herramientas menores 5% del total de la mano de Obra con cargas Sociales e IVA

D. Gastos Generales y Administrativos 10% de A+B+C

E. Utilidades 10% de A+B+C+D.

F. Impuestos IT 3.09% DE A+B+C+D+E.

G. Total precio Unitario A+B+C+D+E+F.

4.1.8 Presupuesto.

El presupuesto necesario para poder construir este proyecto será de 1787468.20 Bs
(Ver anexo VI)

4.1.9 Ficha Ambiental.

Se especificara el impacto ambiental en la zona donde se emplazara el puente en la cual se tratara de minimizar los daños ambientales que se pueda ocasionar por este proyecto. (Ver anexo VII)

4.1.10 Plan de Ejecución del Proyecto y Cronograma.

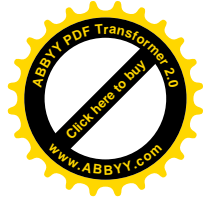
Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de 265 días hábiles. (Ver anexo VIII)

4.1.11 Planos.

Se detallara las dimensiones, armaduras, longitudes y cuotas del resultado del estudio del proyecto. (Ver anexo IX)

4.1.12 Reporte Fotográfico.

Se detallara la ubicación del lugar de emplazamiento del puente, ensayo de SPT y sus características de la zona.

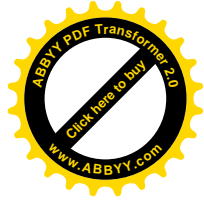


CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

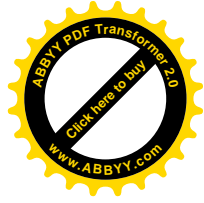
Después de concluir con el presente trabajo y puesto en consideración el proyecto titulado **“DISEÑO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA SAGREDO ENTRE LA COMUNIDAD DE TABLADA - BARRIO LUIS DE FUENTES”** se llegó a las siguientes conclusiones y recomendaciones descriptas a continuación.

4.2.1 CONCLUSIONES:

- En el estudio de suelos se ha encontrado que la capacidad portante del suelo es pequeña debido al material que presenta la zona en estudio, este material formado por arenas bien graduadas, arenas con gravas, arenas con pocos finos o sin finos, debido a este material utilizamos la capacidad portante del pozo 2 de 2.3 Kg/cm² para el diseño de los estribos correspondientes. (ver anexo III).
- En el estudio hidrológico el máximo caudal por el método racional es de 148.403 m³/s este fue el caudal considerado para la determinación de la sección del emplazamiento del puente, en una observación visual al lugar de emplazamiento y con mediciones se pudo constatar que la altura alcanzada sobre el lecho de la quebrada tiene relación al tirante determinado en los cálculos de 2.28 m. (ver fotos en reporte fotográfico)
- El levantamiento topográfico se realizó con el apoyo del laboratorio de topografía que facilitó el equipo topográfico de una estación total y miras, con el cual se obtuvo un levantamiento detallado de la zona de emplazamiento del proyecto cumpliendo los requerimientos que exigen para la realización topográfica en el emplazamiento de un puente.
- Observando las características de resistencia del suelo se definió que las fundaciones de los estribos serán superficiales, no siendo necesario una fundación profunda.

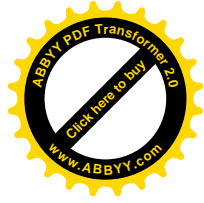


- Existen cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables tales como carga de sismo debido que en nuestro medio la presencia de sismos es pequeña y carga de viento por presentar una estructura pequeña en la cual el viento no tendría mucha influencia.
- En el estudio de la baranda vehicular la norma provee criterios para seleccionar el nivel de ensayo, que debe brindar seguridad tanto a los peatones como los ocupantes de un vehículo, utilizando para nuestro diseño el nivel de ensayo 2 determinado para área urbana.
- Para poder conseguir una situación más desfavorable en cuanto a estabilidad del estribo se despreciaron algunas cargas que favorecían a la estabilidad de la estructura como ser, las cargas hidrostáticas del lado del lecho del río, ya que éstas cualesquiera sea su magnitud son fuerzas estabilizantes, de la misma manera tampoco se tomó en cuenta la fuerza del empuje pasivo del suelo ya que su presencia es variable debido a la socavación.



4.2.2 RECOMENDACIONES:

- Para el estribo lado izquierdo (margen barrio Luis de Fuentes) se recomienda diseñar la fundación a una profundidad mínima de 3 metros, sobre el horizonte de un suelo mejorado gravo arenosos saturado; para obtener este resultado la capa superior de la fundación debe retirarse y remplazarse con mejor material sobre el cual pueda construirse un cimentación estructural, considerando una capacidad portante mínima de 2.3 Kg/cm², esto solamente desde el punto de vista geotécnico. Por otra parte se debe considerar la profundidad de socavación y la velocidad de las corrientes del río (Quebrada Sagredo).
- Es recomendable que en toda la estructura de H°A° y en especial en la viga de H°P° se disponga de probetas testigo para verificar la resistencia del hormigón y dicha dosificación.
- Importante cuando se trate de terminar la resistencia real u otras cualidades del hormigón en obra las probetas deben conservarse en las condiciones tan próximas como sea posible a las de la estructura en cuestión.
- Se recomienda que los encofrados no deben ser desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida la estructura durante el período de construcción.
- Se recomienda tener en cuenta la topografía del lugar de emplazamiento del puente, ya que para tener una mejor visualización del lugar se debe tener una lectura de hasta 100 m aguas arriba y 100 m aguas abajo del eje de emplazamiento del puente para tener un conocimiento detallado de toda la zona de estudio del proyecto.
- En cuanto a la colocación de la armaduras deben colocarse limpias, exentas de oxido no adherido (se admite óxido que queda después de cepillar las barras con cepillo de alambre), así como libres de pintura grasa, hielo, o cualquier otra sustancia perjudicial.



- Tener en cuenta todos los cálculos de la superestructura para evitar los redimensionamientos que afecten el comportamiento de la estructura y sus componentes, dando como resultado un mayor costo presupuestario.
- Se recomienda verificar las vainas que deberán estar libres de agua y residuos antes de la instalación del acero. Asimismo, deberán estar rígidamente apoyadas mediante elementos adecuados enlazados al acero de refuerzo, para prevenir el desplazamiento durante la colocación del concreto.
- El tesado se realizará mediante gatos hidráulicas que produzcan las fuerzas mostradas en los planos, se deberá tener cuidado con la manipulación del equipo, debido a su peso.
- Se recomienda que durante el tesado de los tendones, no se permita que más de un alambre en cualquier torón se rompa y además que los alambres rotos no excedan el 2 % del área total del acero de presfuerzo en el elemento.
- La transferencia de la fuerza pretensora al concreto no será aplicada hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia especificada 245 Kg/cm² suponiendo que se tesará de 7-14 días después del hormigonado.
- Se debe tener especial cuidado en el movimiento y traslado de elementos prefabricados, de manera que se eviten daños que puedan disminuir la vida útil del elemento estructural.
- Se recomienda la construcción de la viga completa en una pista a orillas del margen derecho del río, para que una vez adquirida la resistencia de diseño, pueda ser lanzada hasta su posición final por medio de grúas.
- Se recomienda que para la ejecución del proyecto se disponga de un estudio de suelos con más precisión o sondeos

REPORTE FOTOGRÁFICO

FOTOGRAFÍAS DEL LUGAR QUEBRADA SAGREDO (PROV. CERCADO – TARIJA)



Fotografía 1 Imagen Satelital del cruce donde se va a emplazar el Puente vehicular.



Fotografía 2 Vista de la Quebrada Sagredo (Lugar donde se emplazará el puente)



Fotografía 3 Lecho de Quebrada Sagredo Luz de Calculo



Fotografía 4 Altura del Tirante máximo N.A.M.E por observación.



Fotografía 5 Ensayo de SPT equipo de Laboratorio de Mecánica de Suelos.



Fotografía 6 Operario de laboratorio de Suelos Manipulando el Equipo SPT.

