



# **CAPÍTULO I**

## **INTRODUCCIÓN**

## **1.1 Introducción**

Uno de los grandes retos que en la actualidad se presenta a la ingeniería en Bolivia, es el poder comunicar los diferentes pueblos con centros de comercialización. Los puentes son un elemento fundamental en los sistemas de transporte, los cuales deben estar funcionando de manera permanente y más que todo en estados de emergencia.

El diseño de un puente tiene como propósito proporcionar una vía de paso sobre el río que conecta la comunidad el molino con Camargo, la cual surge por la necesidad de transportar bienes y servicios donde las condiciones de terrenos y las depresiones en épocas de lluvia no lo permiten.

Su posición geográfica de la comunidad del Molino, como municipio fronterizo con Camargo, ha permitido el desarrollo de actividades comerciales en los últimos años; lo que ha diversificado la actividad económica de sus pobladores, sin embargo, las actividades económicas se han venido reduciendo debido al problema de acceso en época de lluvia que presenta la comunidad, no obstante, las autoridades de la localidad trataron de dar una solución rápida con un puente para que las crecidas de los ríos permitieran el paso de peatones, bicicletas, carros y camiones de carga, que vienen de Camargo a la comunidad del Molino y así poder aumentar la actividad económica nuevamente.

El diseño se basa en una otra propuesta de solución de la problemática que existe en la comunidad, a su vez expone la secuencia y técnicas en el diseño de un puente vehicular enmarcando la aplicación de los conocimientos adquiridos de las diversas ramas de las ingenierías civiles a partir de datos de campo que se ajustan a la realidad del área de estudio, y que conllevan estudios de topografías, hidrología, hidráulica, geotécnicos entre otros.

El proyecto es diseño de un Puente vehicular un carril de diseño, con un ancho de 4,00 m, la calzada tiene 4 m de longitud, el espesor capa de rodadura es 5 cm, el diseño se va hacer en un solo tramo con 24 m de luz de cálculo.

## **1.2 Descripción del problema**

### **1.2.1 Problema**

Debido de que el acceso al lugar no cumple con las condiciones de transitabilidad vehicular adecuado para lo cual se deberá hacer mejoramiento de la carretera para el traslado de los diferentes equipos y materiales al lugar donde se va a realizar el diseño del puente.

Dicha zona requiere el transporte de sus productos a los centros de venta y distribución como también a las fábricas, pero no cuentan con una carretera transitable a su vez deben afrontarse con un cauce, que en épocas de lluvia sería intransitable, tanto para los escasos vehículos como para personas, ocasionando conflictos y problemas sociales como falta de comunicación entre poblaciones y la zonas urbanas afectando sus necesidades básicas (salud, educación, traslado a fuentes de abastecimiento de trabajo)

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

Retrasos en las actividades de producción ocasiona molestias en los conductores, retraso en la entrega de producción generan conflictos sociales entre las personas y la autoridad.

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

### **1.2.2 Formulación de la hipótesis**

La utilización de técnicas de optimización en el diseño del puente de la comunidad del Molino para mejorar la relación costo-beneficio, maximizando la eficiencia del material y reduciendo costos. Este tipo de estudio puede implicar la aplicación de algoritmos avanzados para encontrar el diseño más eficiente.

### **1.3 Formulación de los objetivos**

#### **1.3.1 General**

Realizar el diseño estructural de un puente en la comunidad del molino de la provincia Nor Cinti del Departamento de Chuquisaca.

#### **1.3.2 Específicos**

- Se realizarán los estudios de ingeniería básica necesarias para definir y garantizar el emplazamiento de la estructura del puente.
- Levantamiento Topográfico se efectuará con la estación total para obtener las elevaciones y niveles de lugar.
- Estudio Hidrológico se lo va hacer con datos actualizados obtenidos de senamhi cercanas de la cuenca.
- El estudio de rocas se efectuará mediante la metodología MRM de bieniawski para obtener sus parámetros físicos.
- Definir la normativa y los parámetros de aplicación para el análisis y diseño de la estructura del puente y sus componentes adicionales como las estructuras de acceso y barandas.
- Obtener una estimación del costo económico de la estructura peatonal para su emplazamiento, en relación a la mejor alternativa.
- Asegurar que el puente pueda soportar tanto las cargas estáticas como dinámicas, incluyendo el tráfico vehicular, peatonal y etc.
- Se realizará los planos finales de diseño tanto superestructura y subestructura del puente.

### **1.4 Ubicación del proyecto**

La localización política del área del proyecto es el siguiente:

País - Bolivia

Departamento - Chuquisaca

Provincia - Nor Cinti

Municipio - Camargo

Comunidad - Molino

**Tabla 1. 1 Coordenadas UTM del punto de emplazamiento**

Puntos	N [m]	S [m]	Z [m]
Punto A	7714598.86	271620.23	2543.88
Punto B	7714585.98	271624.95	2555.76

*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 1. 1 Ubicación del puente el Molino, Imagen satelital capturada desde Google Earth**



*Fuente: Google eart*

## **1.5 Justificación**

Las razones por la cual se plantea la propuesta de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

### **1.5.1 Justificación social**

El proyecto consiste en la construcción de un puente que conectará la comunidad del molino con municipio de Camargo. Este puente será una infraestructura crucial para el tránsito vehicular como también peatonal.

El puente permitirá reducir significativamente el tiempo de viaje entre dos áreas, lo que facilitará la movilidad de los residentes y el acceso a servicios esenciales como hospitales, escuelas y centros comerciales.

Conectará áreas que actualmente están aisladas o tienen acceso limitado, mejorando la integración social y económica de esas comunidades.

La mejora en el transporte puede estimular el comercio local al facilitar el acceso de clientes y proveedores, impulsando la economía local.

La construcción del puente creará empleos temporales en el sector de la construcción y, posteriormente, puede generar empleos permanentes en áreas relacionadas con la infraestructura, mantenimiento y servicios.

Al proporcionar una ruta más segura y directa, el puente puede ayudar a reducir los accidentes de tráfico que ocurren en las rutas actuales, que pueden ser más peligrosas.

En situaciones de emergencia, como desastres naturales, un puente bien ubicado puede ser crucial para la evacuación rápida y segura de las personas.

### **1.5.2 Justificación técnica**

Determinar la alternativa viable, que deberá ser la óptima en cuanto al proceso constructivo, al espacio libre requerido, los costos de operación y mantenimiento, además de que la alternativa mitigue el impacto ambiental en la zona de emplazamiento de la obra.

Describe la carga muerta del puente, que incluye el peso propio de la estructura, el peso del pavimento y otros elementos permanentes.

Detalla las cargas vivas esperadas, como el tráfico vehicular, peatones y cualquier otra carga variable que pueda afectar el puente.

Enumera los tipos de puentes considerados (como puentes de vigas, arcos, atirantados, colgantes, etc.) y justifica la elección del tipo específico.

En el lugar donde es una zona alejada de municipio de Camargo y una carretera secundaria lo más adecuado es un puente de viga de hormigón postensado ya que nos permite al construir el puente un viable traslado de materiales y un costo menor del puente.

### **1.5.3 Justificación económica**

La justificación económica de un diseño de puente es crucial para asegurar que la inversión en su construcción sea viable y beneficiosa. Aquí te dejo algunos puntos clave que puedes considerar al desarrollar una justificación económica:

**Costos Iniciales:** Incluye el costo de diseño, materiales, construcción, y cualquier gasto relacionado con permisos y estudios ambientales.

**Beneficios Directos:** Considera la reducción en tiempo de viaje, costos de transporte, y la mejora en la accesibilidad. Un puente puede reducir la distancia de viaje y, por ende, el consumo de combustible y el tiempo de transporte.

**Beneficios Indirectos:** Evaluar los impactos en el desarrollo económico local, como la atracción de negocios, la mejora del mercado inmobiliario y el aumento del turismo.

El diseño del puente el Molino se va hacer un análisis económico que se adecue a la zona y que el costo sea lo más factible posible para poder construir un puente ya con estos se planteara deferentes tipos de puentes y se va escoger el más adecuado económicamente para la zona.

Evalúa cómo el puente facilitará el crecimiento económico en la región. Un puente puede abrir nuevas áreas para el desarrollo residencial e industrial, aumentar el valor de las propiedades cercanas y generar empleo.

Considera cómo el puente mejorará la calidad de vida de los residentes. Un acceso más rápido y seguro a servicios básicos, como hospitales y escuelas, puede ser un factor importante en la justificación económica.

#### **1.5.4 Justificación ambiental**

La justificación ambiental de un diseño de puente es fundamental para asegurar que el proyecto sea sostenible y tenga el menor impacto posible sobre el medio ambiente.

##### **1.5.4.1 Evaluación del impacto ambiental**

Al construir la estructura de puente se va demoler y disminuir la flora existente en el punto de emplazamiento lo cual afecta, cambia y altera la vida de la fauna en el lugar.

Al aumentar el tráfico peatonal afecta y altera directamente la calidad de agua del rio donde se va emplazar el puente. Al existir un puente va aumentar el tráfico vehicular lo cual esto provocará un aumento en la contaminación del aire. La cimentación de la estructura cambiara la estructura del suelo.

##### **1.5.4.2 Medidas de mitigación**

Optar por diseños que minimicen el impacto sobre el entorno natural, como estructuras que requieran menos intervención en el hábitat en este caso un puente vehicular de hormigón postensado. Usar modelos de diseño que se integren armoniosamente con el paisaje.

Elegir una ubicación que minimice la alteración de hábitats sensibles, áreas de conservación y zonas de alto valor ecológico.

Implementar prácticas de reducción, reutilización y reciclaje de residuos de construcción. Establecer sistemas para gestionar y minimizar los desechos generados durante la construcción.

Emplear maquinaria y técnicas de construcción que reduzcan la emisión de polvo y gases contaminantes. Utilizar métodos de construcción en seco y tecnologías que reduzcan el uso de agua.

Limitar el área de impacto en el suelo y evitar la remoción innecesaria de vegetación. Restaurar y replantar áreas afectadas tan pronto como sea posible después de la construcción.

Implementar medidas para evitar la perturbación de la fauna local, como la instalación de barreras para animales o la programación de trabajos en horarios que minimicen el impacto en las especies sensibles. Realizar estudios de impacto en especies y hábitats y tomar medidas para proteger las especies en peligro.

## **1.6. Planteamiento de alternativas de solución**

### **1.6.1 Puente de viga hormigón postensado**

La estructura del puente está conformada de un solo tramo, la plataforma que conecta las estructuras de acceso está formada por una viga de hormigón postensado con armadura postesa, a la vez están conectado al estribo que soporta el peso de la superestructura y los estribos transmiten el peso al suelo.

### **1.6.2 Puente de viga de hormigón armado**

Esta alternativa refleja una estructura conformada de un solo tramo para salvar la depresión, la plataforma que conecta los puntos de acceso está conformada de un piso de pavimento flexible, la misma soportada por vigas de hormigón armado, y a la vez estos están conectados a los estribos de soporte y las mismas soportadas por el terreno.

### 1.6.3 Alternativa elegida

La elección de la alternativa se la realiza mediante el análisis de los siguientes parámetros de medición, los mismos se describen en la siguiente Tabla 1.2:

**Tabla 1. 2 Parámetros de diseño de las alternativas**

Parámetros preliminares de las alternativas			
Alternativa: Puente de viga de hormigón postensado			
Costo económico de la estructura (Bs)	Costo de mantenimiento (Bs/año)	Vida útil: Años	Método constructivo (definición corta)
1512113,35	19000	100	El puente de hormigón postensado es una estructura que utiliza cables de acero de alta resistencia, que se tensan después de que el hormigón ha fraguado (endurecido), para aumentar la capacidad de carga y reducir las deformaciones.
Alternativa: Puente de viga de hormigón armado			
1825248,53	19000	100	El puente de hormigón armado es una estructura que utiliza acero de refuerzo para soportar todas las cargas de las cargas vivas.

*Fuente: Elaboración propia*

Estudiadas las alternativas presentadas, la elección se da en función de los parámetros mostrados en la tabla anterior, como el costo económico de la estructura, el costo de mantenimiento, la vida útil y el método constructivo, se muestra claramente que la alternativa del PUENTE DE VIGA DE HORMIGÓN POSTENSADO llega a ser la alternativa más factible, tanto por el costo lineal intermedio de la estructura, por un costo de mantenimiento bajo, y una vida útil notablemente razonable.

# **CAPÍTULO II**

## **MARCO TEÓRICO**

## 2.1 Levantamiento topográfico

Es aquél que por abarcar superficies reducidas pueden hacerse despreciando la curvatura de la tierra, sin error apreciable.

La configuración del terreno y de los elementos artificiales o naturales que hay en él se localiza a través de medidas que se representan en una hoja plana para configurar un mapa topográfico.

El levantamiento topográfico en puentes tiene como objetivos:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica y el estudio de suelos y geotecnia.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo ante la posibilidad de construcción.

El levantamiento topográfico comprenderá lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1m y comprendiendo por lo menos 100m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1:100 y 1:250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como caminos, y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales

## 2.2 Estudio de rocas

La roca difiere de la mayoría de otros materiales utilizados en la ingeniería.

Ésta tiene discontinuidades (fracturas) de diferentes tipos que hacen que su estructura sea discontinua. Además, debido a los procesos geológicos que le han afectado entre el tiempo de su formación y la condición en la cual la encontramos en la actualidad, presenta heterogeneidades y propiedades variables. Todas estas características requieren ser evaluadas en forma permanente durante el laboreo minero.

### 2.2.1 Diaclasas

También denominadas juntas, son fracturas que no han tenido desplazamiento y las que más comúnmente se presentan en la masa rocosa.

**Figura 2. 1 Diaclasas**



*Fuente: Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía (7).*

Propiedades de las discontinuidades Todas las discontinuidades presentan propiedades geomecánicas importantes que las caracterizan y que influye en el comportamiento de la masa rocosa

**Figura 2. 2 Discontinuidad de rocas**



*Fuente: Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía (7).*

### 2.2.2 Orientación

Es la posición de la discontinuidad en el espacio y comúnmente es descrito por su rumbo y buzamiento. Cuando un grupo de discontinuidades se presentan con similar orientación o en otras palabras son aproximadamente paralelas; se dice que éstas forman un “sistema” o una “familia” de discontinuidades.

**Figura 2. 3 Orientación de las rocas**



*Fuente: Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía (7).*

### 2.2.3 Espaciado

Es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Éste determina el tamaño de los bloques de roca intacta. Cuanto menos espaciado tengan, los bloques serán más grandes.

**Figura 2. 4 Espaciamiento de rocas**



*Fuente: Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía (7).*

### 2.2.4 Rugosidad

Es la aspereza o irregularidad de la superficie de la discontinuidad. Cuanta menor rugosidad tenga una discontinuidad, la masa rocosa será menos competente y cuanto mayor sea ésta, la masa rocosa será más competente.

**Figura 2. 5 Rugosidad de las rocas**

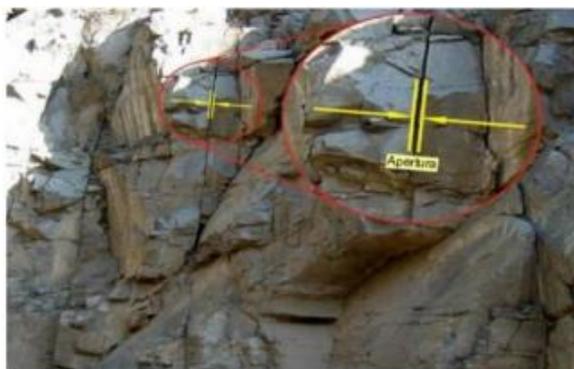


*Fuente: Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía (7).*

### 2.2.5 Apertura

Es la separación entre las paredes rocosas de una discontinuidad o el grado de abierto que esta presenta. A menor apertura, las condiciones de la masa rocosa serán mejores y a mayor apertura, las condiciones serán más desfavorables.

**Figura 2. 6 Apertura de las rocas**



*Fuente: Sociedad Nacional de Minería, Petróleo y Energía (7).*

Clasificaciones geomecánicas de la masa rocosa - Clasificación de Deere (1987): para ir dando respuesta a las dificultades planteadas por las clasificaciones primitivas utilizadas para estimar entibaciones de túneles, fueron surgiendo otras clasificaciones, como de Deere, que

en 1967 propuso un sistema de diseño de sostenimiento basado en el RQD.

El RQD se debe tomar considerando debidas precauciones, ya que su valor depende no solo de la fracturación del macizo rocoso, sino también de otros factores como la técnica del sondeo, su dirección, diámetro, etc. En ocasiones, se estima el RQD a partir de datos en afloramientos, al no poder disponer de sondeos. En estos casos, se puede utilizar la siguiente relación (Palmstrom), aunque su precisión no es superior a la que puede proporcionar una mera estimación visual (Bieniawski) (8):

**Tabla 2. 1 Tamaño de bloque**

Tamaño de bloque	Valores de Jv
Bloques muy grandes	< 1.0
Bloques grandes	1 - 3
Bloques medios	3 - 10
Bloques pequeños	10 - 30
Bloques muy pequeños	> 30

*Fuente: González de Vallejo y Ferrer (8).*

Obtención del índice de RMR: para determinar la calidad del macizo rocoso, éste se divide en dominios estructurales, es decir, en zonas delimitadas por discontinuidades geológicas, dentro de los cuales la estructura es prácticamente homogénea. La estructura del macizo comprende al conjunto de fallas, diaclasas, pliegues y demás características geológicas propias de una determinada región. El índice que define la clasificación es el denominado RMR (Rock Mass Rating), que evalúa la calidad del macizo rocoso a partir de los parámetros siguientes:

Espaciado de juntas: el término junta se refiere a las discontinuidades estructurales: fallas, diaclasas, planos de estratificación, etc., y su espaciado es la distancia media entre los planos de discontinuidades de cada familia, es decir, de cada conjunto con las mismas características geomecánicas.

**Tabla 2. 2 Clasificación de espaciado de las juntas**

Descripción	Estacada de las juntas	Tipo de macizo rocoso
May ancho	> 3 m	Sólido
Ancho	1 - 3 m	Masiva
Moderadamente corrido	0.3 - 1 m	En blouse
corrido	50 - 300 mm	Fracturada
May corrido	< 50 mm	Machacado

*Fuente: González de Vallejo y Ferrer (8)*

Presencia de agua: en un macizo rocoso diaclasado, donde el agua tiene mucha influencia en su comportamiento, debiendo estimarse el flujo de agua en litros/min (l/m) cada 10 m del túnel. La descripción utilizada es la siguiente: completamente seco, húmedo, agua a presión moderada y agua a presión fuerte (8).

Orientación de las discontinuidades: la orientación de las discontinuidades, respecto al eje de la estructura subterránea, es un factor de suma importancia para determinar el sostenimiento necesario. La correcta orientación de la cavidad puede hacer descender claramente las necesidades de entibación. La clasificación dada por Bieniawski, referente a orientaciones relativas entre las discontinuidades y el eje de la cavidad, se presenta en la tabla.

**Tabla 2. 3 Ajuste de valores por orientaciones de las juntas**

Orientación del rumbo y buzamiento de las discontinuidades	Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Túneles y minas	0	- 2	- 5	- 10	- 12
Valores Cimentaciones	0	- 2	- 7	- 15	- 25
Taludes	0	- 5	- 25	- 50	- 60

*Fuente: González de Vallejo y Ferrer (8)*

**Tabla 2. 4 Determinación de la clase del macizo rocoso.**

VALOR TOTAL DEL MRM	80 - 100	64 - 80	41 - 60	21 - 40	< 20
CLASE NÚMERO	I	II	III	IV	V
DESCRIPCIÓN	Muy bueno	Bueno	Medio	Malo	May malo

*Fuente: González de Vallejo y Ferrer (8).*

A partir del índice RMR, se obtiene la calidad del macizo rocoso y la clase de macizo que permite una aproximación el ángulo de fricción y cohesión del macizo.

**Tabla 2. 5 Significado de la clase de macizos rocosos**

CLASE NUMERO	I	II	III	IV	V
TIEMPO DE MANTENIMIENTO	20 años para 15 m	1 año para 10 m	1 semana para 5 m	10 horas para 205 m	30 minutos para un metro
COHESIÓN (KPA)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
ÁNGULO DE FRICCIÓN (GRADOS)	> 45 kPa	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	< 15°

*Fuente: González de Vallejo y Ferrer (8)*

### 2.3 Estudio hidrológico e hidráulico

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. La cuenca presenta los siguientes elementos:

Parteaguas o divisoria de aguas. - Línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico, que separa la cuenca en estudio de las cuencas vecinas.

Área de la cuenca. - Superficie en proyección horizontal, delimitada por la divisoria de aguas.

Cauce principal de una cuenca. - Corriente que pasa por la salida de la cuenca; las demás corrientes se denominan cauces secundarios (tributarios). Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias se llaman cuencas tributarias o subcuencas.

#### 2.3.1 Características de la Cuenca

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra, y que están controlados por las características geométricas, de relieve y morfométricas de la cuenca. Tomaremos en cuenta las propiedades que influyan en la hidrología para el diseño de puentes:

### 2.3.2 Propiedades Físicas de la cuenca

Área de la cuenca. - Es el área plana en proyección horizontal, de forma muy irregular, obtenida después de delimitar la cuenca.

Perímetro de la cuenca. - Borde del contorno (límite exterior) de la forma irregular de la cuenca proyectada en un plano horizontal.

### 2.3.3 Propiedades Geomorfológicas de la cuenca

Longitud del curso principal. - Pendiente media del cauce principal ( $S_m$ ): relación entre el desnivel del cauce principal (cota máxima,  $H_{\text{máx}}$  menos cota mínima,  $H_{\text{mín}}$ ) y la longitud del mismo.

Tiempo de concentración. - Tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe. Se estima con las siguientes ecuaciones empíricas:

$$\text{Kirpich } T_c = \left(0,871 \frac{L^3}{H}\right)^{0,385}$$

$$\text{Metodo de temez } T_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{1/4}}\right)^{0,76}$$

$T_c$  = Tiempo de concentración de la cuenca[h].

$L$  = Longitud del río principal [Km].

$H$  = Desnivel máximo entre los extremos del cauce principal [m].

$J$  =Pendiente media del rio

### 2.3.4 Periodo de retorno “T”

En la selección del periodo de retorno “T” es determinante la escala del diseño hidrológico, la cual es el rango en magnitud de la variable de diseño; la selección un valor “T” de diseño influye directamente en el costo y la seguridad. Es demasiado costoso diseñar estructuras pequeñas para caudales muy grandes; sin embargo, si una estructura hidráulica importante, como el vertedero en una presa grande, se diseña para una creciente demasiado pequeña, el resultado puede ser una catástrofe tal como la falla de la presa. Es en este sentido que se

establecen parámetros de diseño generalizado para estructuras. En el caso de puentes, estos criterios se manifiestan de la siguiente manera:

**Tabla 2. 6 Periodo de retorno para puentes de carreteras**

Tipo de Estructura	Periodo de retorno [Años]
Puentes de carretera: sistema primario	50-100
Puentes de carreteras: Sistema secundario	10-50

*Fuente: CHOW Ven Te, "Hidrología Aplicada", McGraw-Hill, 1994. Pág.43*

### 2.3.5 Caudal máximo de diseño

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta. La existencia de un gran número de procedimientos de cálculo de caudales máximos, sin que ninguno de ellos haya sido adoptado únicamente, indica la magnitud y complejidad del fenómeno. Caudal punta ( $Q_p$ ), tiempo base ( $t_b$ ) y el tiempo en que se produce la punta ( $t_p$ ). Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base ( $t_b$ ) y el tiempo pico ( $t_p$ ) se relacionan mediante la expresión:  $t_b = 2,67t_p$ .

El tiempo de retraso ( $t_r$ ), se estima mediante el tiempo de concentración  $T_c$ , de la forma:

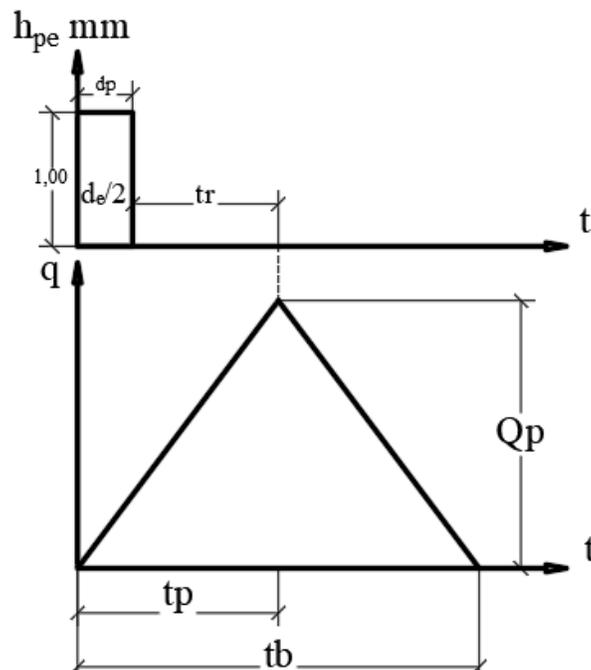
$t_r = 0,6t_c$  además, la duración con exceso con la que se tiene mayor gasto de pico, a falta de datos, se puede calcular aproximadamente para cuencas grandes, como  $d_e = 2\sqrt{t_c}$ .

Conocidos la duración en exceso y el tiempo de retardo se estima el tiempo pico como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r.$$

### 2.3.6 Parámetros de hidrograma unitario

Figura 2. 7 Hidrograma triangular



Fuente: F. Aparicio M., “Fundamentos de Hidrología de Superficie”, 1992. Pág. 234.

$t_b$ : Tiempo base [h].

$t_r$ : Tiempo de retardo o retraso [h].

$t_p$ : Tiempo pico [h].

$t_c$ : Tiempo de concentración de la cuenca [h].

$d_e$ : Duración en exceso [h].

Tirante máximo. - La determinación del tirante máximo se usa el caudal máximo y las características geométricas de la sección transversal del río en la sección de interés. Se utiliza la “Ecuación de Manning” para definir la curva de descarga de la sección:

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

Donde:

Q: Caudal [ $m^3/s$ ]

S: Pendiente longitudinal del río [ $m/m$ ].

R: Radio hidráulico de la sección [ $m^{2/3}$ ].

n: Rugosidad de Manning [ $m^{1/3}/s$ ].

A continuación, se presentan los valores del coeficiente de rugosidad “n” de Manning que dependen del lecho del río:

**Tabla 2. 7 Coeficientes de rugosidad “n” de Manning**

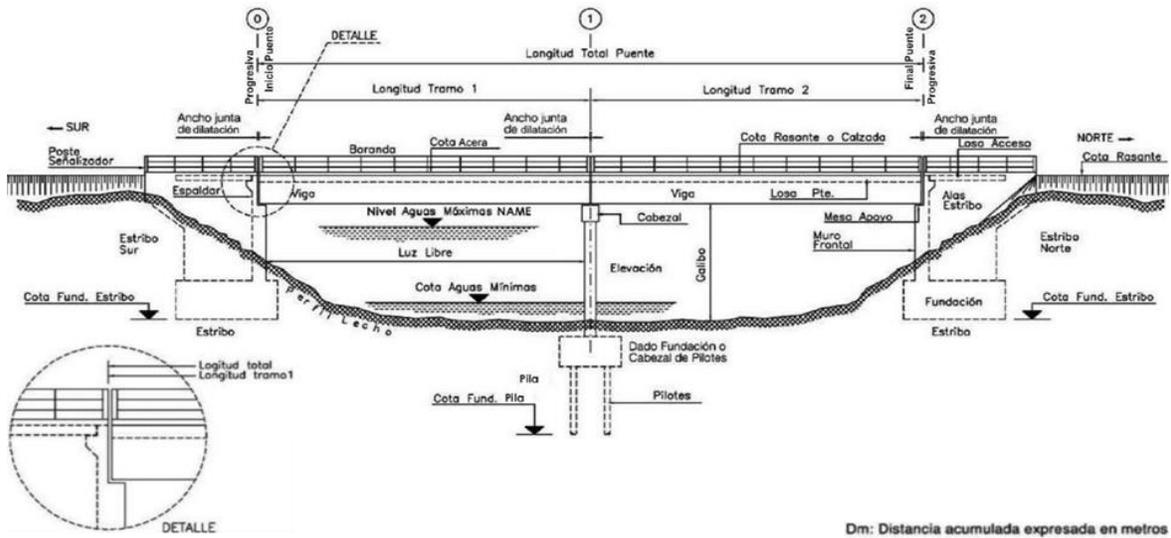
Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
D. Corrientes naturales			
D-1 Corrientes menores ( ancho superficial en nivel creciente < 100 pies )			
a. Corrientes en planicies			
a.1 Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0,025	0,030	0,033
a.2 Igual al anterior, pero con mas piedras y malezas	0,030	0,035	0,040
a.3 Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0,033	0,040	0,045
a.4 Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0,035	0,045	0,050
a.5 Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones mas eficientes	0,040	0,048	0,055
a.6 Igual al a.4 pero con mas piedras	0,045	0,050	0,060
a.7 Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0,050	0,070	0,080
a.8 Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0,075	0,100	0,150
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
b.1 Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0,030	0,040	0,050
b.2 Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0,040	0,050	0,070

*Fuente: Modernización de la Enseñanzas Aprendizaje en la  
Asignatura de Hidráulica II (CIV 230)*

## 2.4 Geometría del puente

El Diseño Geométrico (longitudinal y transversal) del puente se realizará considerando las secciones tipo y los elementos que componen los puentes de las disposiciones y recomendaciones que se incluyen en el Capítulo 5 (Puentes y estructuras afines) Volumen 1 del “Manual de Carreteras - Administradora Boliviana de Carreteras”.

**Figura 2. 8 Elementos principales de un puente**



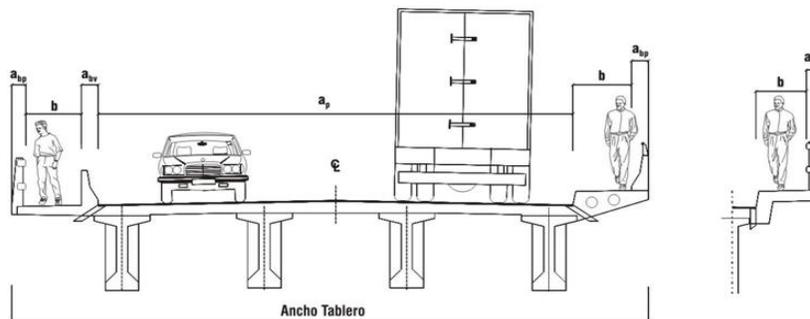
Fuente: “Manual de Carreteras - Administradora Boliviana de Carreteras” – VI, Pág. 5-6.

En una estructura de puente podemos distinguir cuatro partes bien definidas, a saber, superestructura, infraestructura, accesos y obras de defensa. En la Fig. se muestran los principales elementos que constituyen un puente.

### 2.4.1 Superestructura

Es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y bermas. La superestructura soporta el paso de las cargas las que transmite a la infraestructura a través de los sistemas de apoyo.

**Figura 2. 9 Sección tipo de puentes y pasos superiores**



Fuente: “Manual de Carreteras - Administradora Boliviana de Carreteras” – VI, Pág. 5-7.

Tablero. - Está constituido por la superficie de rodadura, las aceras y las barreras de protección y/o barandas. Las aceras se proveen en aquellos casos donde el tránsito de peatones lo amerita. Las barandas y/o barreras de protección se colocan a lo largo de los bordes externos del sistema del tablero proporcionando protección al tránsito vehicular y peatones.

Sistema Estructural del Tablero. - Es el sistema encargado de proporcionar capacidad de soporte de cargas del tablero. El sistema estructural del tablero puede ser de madera, hormigón armado, pretensado o acero y se apoya habitualmente sobre vigas longitudinales dependiendo de la longitud y de los tramos.

Sistema de Vigas del Tablero. - Está constituido por vigas longitudinales y transversales, las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura.

Aparatos de Apoyo. - Se encuentran entre la superestructura y la infraestructura, y sirven para transmitir a la infraestructura las reacciones verticales y horizontales producidas por las diferentes acciones y sollicitaciones.

## **2.4.2 Infraestructura**

Es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, que son los soportes extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios de puentes con superestructuras constituidas por más de un tramo.

Estribos. - Los estribos están constituidos por dos partes. La primera, denominada meso estructura, está conformada por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas. La segunda denominada infraestructura es la fundación del estribo y es la encargada de traspasar al terreno las cargas, sean éstas peso propio, cargas móviles, sísmicas, empujes de tierra, etc. Fundamentalmente existen tres tipos de fundaciones, directa, pilotes y cajones o pilas de fundación. Los estribos, además de dar apoyo a la superestructura, contienen los terraplenes de acceso al puente.

Pilas. - Son los apoyos intermedios de los puentes, y al igual que los estribos, están constituidos por la elevación y la fundación.

### 2.4.3 Estructuras complementarias

Accesos. - Los accesos al puente están constituidos, en general, por las siguientes obras: Terraplenes de acceso, estructura de pavimento, bases, bermas y losas de acceso. Para evitar descensos a la entrada de los puentes se dispone de losas de aproximación apoyadas en los terraplenes de acceso y en consolas dispuestas para estos fines en los muros espaldares de los estribos. Alternativamente, para controlar estos descensos se pueden usar losas enterradas apoyadas en el terraplén y en los muros del estribo.

Obras de defensa y seguridad. - Las obras de defensas de un puente comprenden los enrocados, gaviones, bajadas de agua en los terraplenes de acceso, y elementos de contención de tierras tales como muros de contención, pilotes contenedores, tierra armada, etc. Las obras de seguridad comprenden las barreras camineras y la señalización, sea vertical u horizontal.

### 2.5 Diseño estructural

Normativa. - Los procedimientos para el Análisis Estructural y Dimensionamiento de elementos se realizará bajo las “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD” – Unidades S.I., publicado por la American Association of State Highway and Transportation Officials (2004).

#### 2.5.1 Filosofía de diseño

Los requisitos de diseño de estas Especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Los factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

Requisitos Generales (Art. 1.3.2). - Todos los elementos y conexiones deben satisfacer la siguiente ecuación para cada estado límite.

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

Para cargas para las cuales un valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$$

**Tabla 2. 8 Factor de modificación para  $\eta_i$**

<b>Ductilidad <math>\eta_D</math></b>	
$\geq 1,05$	Elementos y conexiones no dúctiles.
$= 1$	Diseños y detalles convencionales.
$\geq 0,95$	Elementos y conexiones con medidas adicionales para mejorar la ductilidad.
$=1$	Demás estados límites.
<b>Redundancia <math>\eta_R</math></b>	
$\geq 1,05$	Elementos no redundantes.
$= 1$	Niveles convencionales de redundancia.
$\geq 0,95$	Niveles excepcionales de redundancia.
$=1$	Demás estados límites.
<b>Importancia operativa <math>\eta_I</math></b>	
$\geq 1,05$	Puentes importantes.
$= 1$	Puentes típicos.
$\geq 0,95$	Puentes relativamente de poca importancia.
$=1$	Demás estados límites.

*Fuente AASHTO - LRFD (2004)- Sección 1. [Art. 1.3].*

Donde:

$\gamma_i$  = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

$\phi$  = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

$\eta_i$  = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

$\eta_D$  = factor relacionado con la ductilidad.

$\eta_R$  = factor relacionado con la redundancia.

$\eta_I$  = factor relacionado con la importancia operativa.

$Q_i$  = solicitación.

$R_n$  = resistencia nominal.

$R_r$  = resistencia mayorada:  $\phi R_n$

### **2.5.2 Estados Límite (Art. 1.3.2 y Art 3.4.1)**

La ecuación definida en Requisitos Generales debe ser aplicada para todos los Estados Límites:

### **2.5.3 Estado Límite de Servicio**

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

SERVICIO I. - Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

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

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

Estado Límite de Fatiga y Fractura. - El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AASHTO.

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

### **2.5.4 Estado Límite de Resistencia**

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

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

RESISTENCIA II. - Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

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

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

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

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

EVENTO EXTREMO I. - Combinación de cargas que incluye sismos.

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

### **2.5.5 Factores de Carga y Combinaciones de Cargas (Art. 3.4.1)**

La solicitación mayorada total se tomará como:

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

Donde:

$\eta_i$  = modificador de las cargas.

$Q_i$  = solicitaciones de las cargas aquí especificadas.

$\gamma_i$  = factores de carga.

**Tabla 2. 9 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga**

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

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [3.4.1-1]

**Tabla 2. 10 Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$**

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

Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [3.4.1-2]

### 2.5.6 Factores de Carga para Fuerzas de Tesado y Postesado (Art. 3.4.3)

Fuerza de Tesado. - las fuerzas de diseño para tesado en servicio no deberán ser menores que 1,3 veces la reacción a la carga permanente en el apoyo, adyacente al punto de tesado.

Fuerza para las Zonas de Anclaje de Postesado. - La fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postesado se deberá tomar como 1,2 veces la máxima fuerza de tesado.

Cargas Permanentes: DC, DW y EV (Art. 3.5.1). - La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio

unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos.

## 2.5.7 Superestructura

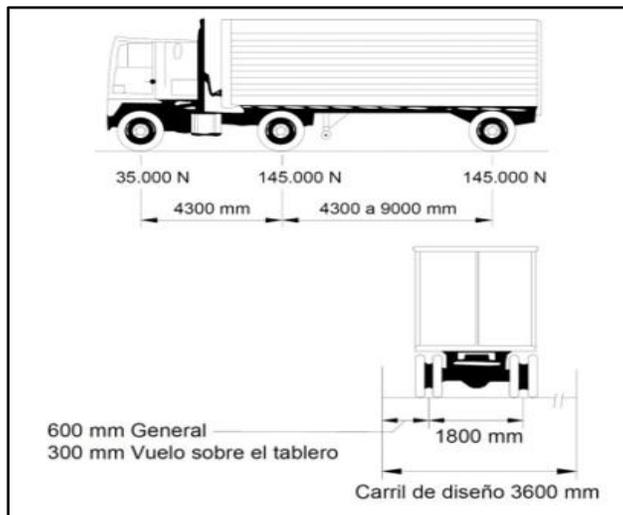
Las cargas vivas actuantes en la superestructura se aplican como se explica a continuación: Sobrecarga Vehicular de Diseño (Art. 3.6.1.2). - La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

Camión de diseño o tándem de diseño y carga de carril de diseño. - 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.

### 2.5.7.1 Camión de Diseño (Art. 3.6.1.2.2)

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 2.10. 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.

**Figura 2. 10 Camión de diseño**

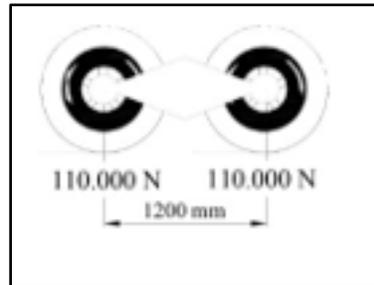


Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fig. 3.6.1.2.2-1].

### 2.5.7.2 Tándem de Diseño (Art. 3.6.1.2.3)

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

**Figura 2. 11 Tándem de diseño**



*Fuente: Elaboración propia.*

### 2.5.7.3 Carga del Carril de Diseño (Art. 3.6.1.2.4)

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.

### 2.5.7.4 Número de carriles de Diseño (Art. 3.6.1.1.1)

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación  $w/3600$ , siendo  $w$  el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada. En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación. 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.

### 2.5.7.5 Presencia de Múltiples Sobrecargas (Art. 3.6.1.1.2)

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la Tabla:

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

Los factores especificados en la Tabla no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, excepto si se aplica la ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el Artículo 4.6.2.2.2d.

**Tabla 2. 11 Factor de presencia múltiple (m)**

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, $m$
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [3.6.1.1.2-1].*

### 2.5.7.6 Incremento por Carga Dinámica: IM (Art. 3.6.2)

La 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 1, 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 2. 12 Incremento por Carga Dinámica, IM**

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: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 3.6.2.1-1].*

#### **2.5.7.7 Cargas Peatonales (Art. 3.6.1.6)**

Debe aplicarse 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.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de  $4,1 \times 10^{-3}$  MPa.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

#### **2.5.7.8 Fuerza de frenado (Art. 3.6.4)**

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

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

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 sollicitaciones 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.

### 2.5.7.9 Análisis y Evaluación Estructural

Un método de análisis aproximado en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo se considerará aceptable para los tableros, excepto para aquellos tableros formados por emparrillados con sus vanos total o parcialmente llenos, para los cuales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.2.1.8. Si se utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla. Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1000 mm en el caso de emparrillados abiertos, y no mayores que 3600 mm para todos los demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles. Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del Artículo 3.6.1.3.4 en lugar del ancho de faja especificado en la Tabla para vuelos de tableros.

**Tabla 2. 13 Fajas equivalentes**

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

*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Tabla 4.6.2.1.3-1].*

Donde:

$S$  = separación de los elementos de apoyo (mm)

$+M$  = momento positivo

$-M$  = momento negativo

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

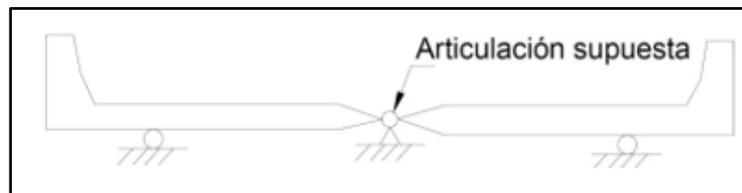
### 2.5.7.10 Factores de Distribución (Art. 4.6.2.2)

Deberán aplicar a puentes que se analizan para un único carril de carga o múltiples carriles de sobrecarga que produce aproximadamente la misma sollicitación por carril. Los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momentos estáticos o la ley de momentos, ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución.

### 2.5.7.11 Ley de momentos (C4.6.2.2.1)

La ley de momentos implica sumar los momentos respecto de un apoyo para hallar la reacción en otro apoyo suponiendo que el elemento soportado está articulado en los apoyos interiores.

**Figura 2. 12 Modelo ideal para aplicar la ley de momentos**



*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Figura C4.6.2.2.1-1]*

Para hallar la reacción en la viga exterior los momentos se deberían tomar respecto de la articulación supuesta o ideal del tablero sobre la viga central.

### 2.5.8 Propiedades de los materiales

El acero de armadura pasiva. - Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para espirales, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán utilizar barras lisas o alambre liso. 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. Sólo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que 420 MPa con aprobación del Propietario. El módulo de elasticidad del acero de las armaduras,  $E_s$ , se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

El acero de armadura activa. - Para cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la Tabla:

**Tabla 2. 14 Propiedades de los cables y barras de pretensado**

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, $f_{pu}$ (MPa)	Tensión de fluencia, $f_{ps}$ (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: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 5.4.4.1-1].*

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar:

- para cables:  $E_p = 197.000$  MPa, y
- para barras:  $E_p = 207.000$  MPa.

En 1991, Collins y Mitchell correlacionaron las curvas esfuerzo deformación de los aceros de pretensado que toma en cuenta la transición suave existe entre el campo elástico y el campo plástico. Estas ecuaciones ayudan en gran manera a la automatización del cálculo de deformaciones. Se tiene para tendones de baja relación:

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi } (180 \text{ MPa})$$

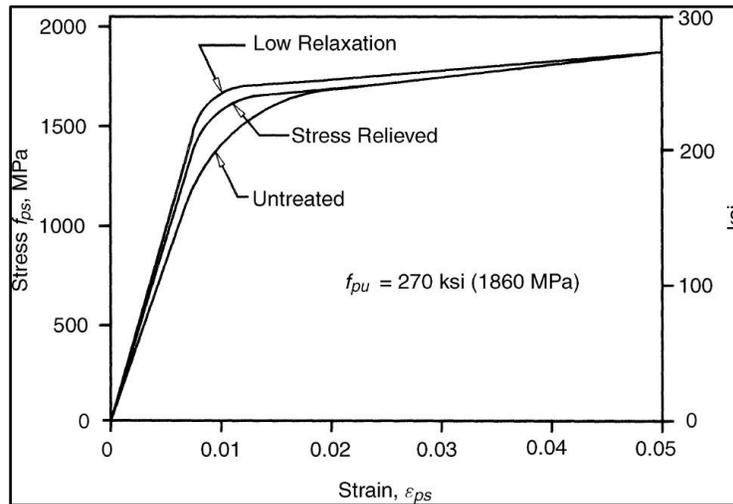
$$f_{ps} = E_p \varepsilon_{ps} \left\{ 0.025 + \frac{0.975}{[1 + (118 \varepsilon_{ps})^{10}]^{0.10}} \right\} \leq f_{pu}$$

Y para tendones aliviados de tensiones:

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi } (180 \text{ MPa})$$

$$f_{ps} = E_p \varepsilon_{ps} \left\{ 0.03 + \frac{0.97}{[1 + (121 \varepsilon_{ps})^6]^{0.167}} \right\} \leq f_{pu}$$

**Figura 2. 13 Curva tensión-deformación para tendones de 7 hilos**



Fuente: Richard M. Barker, *Design of Highway Bridges an LRFD Aproach*, 2007, Pag.447.

Donde:

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

$f_{ps}$  = tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento.

$E_p$  = módulo de elasticidad de los tendones de pretensado.

$\varepsilon_{ps}$  = deformación correspondiente a  $f_{ps}$ .

Para un estudio más profundo acerca de la obtención de las ecuaciones se recomienda consulte el libro de Michael P. Collins / Denis Mitchell, "Prestressed Concrete Structures", Response Publications, Canadá, 1997, Pág.89.

La aplicación importantísima de esta ecuación se encuentra en el diseño por resistencia de vigas por el análisis de compatibilidad de deformaciones siguiendo el procedimiento iterativo expuesto en el libro de Arthur H. Nilson, *Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado*, México 1990, Pág. 107.

Límites de tensión para los tendones de pretensado. - La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los valores de la tabla o los recomendados por el fabricante. La tensión en los tendones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla. En el caso de postesado, se puede permitir el valor  $0,90f_{py}$  admisible a corto plazo para períodos de tiempo breves previos al acuanamiento para contrarrestar las pérdidas por acuanamiento y fricción, no debiendo superar los demás valores de la tabla.

**Tabla 2. 15 Límites de tensión para los tendones de pretensado.**

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia ( $f_{pr} + \Delta f_{pES}$ )	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas ( $f_{pe}$ )	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Postesado			
Antes del acuanamiento, se puede permitir $f_s$ a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamiento inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes ( $f_{pr} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$ )	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuanamiento del anclaje ( $f_{pr} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$ )	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas ( $f_{pe}$ )	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 5.9.3-1].*

### 2.5.8.1 Hormigón

Sólo se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño a la compresión especificada,  $f_c$ , mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencias especificadas menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales. La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa. En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad,  $E_c$ , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 14,40 y 25 kN/m<sup>3</sup> se puede tomar como:

$$E_c = 3830\sqrt{f'_c} \text{ Según NB 1225001}$$

Donde:

$f'_c$  = resistencia especificada del hormigón (MPa).

Límites para la tensión en el hormigón antes de las Pérdidas ( $t=0$ ) (Art. 5.9.4.1)

### 2.5.8.2 Compresión

El límite para la tensión de compresión en los elementos de hormigón pretensado y postesado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de  $0,60 f'_{ci}$  (MPa).

### 2.5.8.3 Tracción

Para las tensiones de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la Tabla:

**Tabla 2. 16 Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas (Elementos totalmente pretensados)**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	• En la 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	$0,63\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	• Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0,415\sqrt{f'_c}$ (MPa)

*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Tabla 5.9.4.1.2-1].*

Límites para la tensión en el hormigón después de las Pérdidas ( $t=\infty$ ) (Art. 5.9.4.1)

Compresión en el hormigón.

La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I especificada en la Tabla 3.4.1-1. Se aplicarán los límites indicados en la Tabla.

**Tabla 2. 17 Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas (Elementos totalmente pretensados)**

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</li> </ul>	0,45 $f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</li> </ul>	0,45 $f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes</li> </ul>	0,40 $f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo</li> </ul>	0,60 $\phi_w f'_c$ (MPa)

*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fig. 5.9.4.2.1-1].*

Tracción en el hormigón. - Para las combinaciones de cargas de servicio que involucran cargas de tráfico, las tensiones de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en la Tabla 3.4.1-1. Se aplicarán los límites indicados en la Tabla.

**Tabla 2. 18 Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas (Elementos totalmente pretensados)**

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas</li> </ul>	0,50 $\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas</li> </ul>	0,25 $\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para elementos con tendones de pretensado no adherentes</li> </ul>	Tracción nula

*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento Fig. 5.9.4.2.2-1].*

Definición de la Fuerza de Pretensado. - Se usará la siguiente terminología:

$M_o$  = Momento por peso propio.

$M_d$  = Momento por cargas permanentes adicionales.

$M_l$  = Momento por cargas vivas.

$M_T$  = Momento total =  $M_o + M_d + M_l$

$f_{10}$  = Esfuerzo en la fibra traccionada en tiempo cero.

$f_{20}$  = Esfuerzo en la fibra comprimida en tiempo cero.

$f_{1\infty}$  = Esfuerzo en la fibra traccionada en tiempo infinito.

$f_{2\infty}$  = Esfuerzo en la fibra comprimida en tiempo infinito.

$c_{10}$  = Distancia desde el centroide a la fibra traccionada en tiempo cero.

$c_{20}$  = Distancia desde el centroide a la fibra comprimida en tiempo cero.

$c_{1\infty}$  = Distancia desde el centroide a la fibra comprimida en tiempo infinito.

$c_{2\infty}$  = Distancia desde el centroide a la fibra traccionada en tiempo infinito.

$P_o$  = Esfuerzo de pretensado antes de las pérdidas

$\eta$  = Eficiencia del pretensado.

$\eta P_o$  = Esfuerzo de pretensado después de las pérdidas, se denomina pretensado efectivo  $P_e$ .

$e_o$  = Distancia desde el centroide de la sección al centro de presiones de la armadura de pretensado en tiempo cero. También se denomina excentricidad.

$e_\infty$  = Excentricidad en tiempo infinito.

$A_o$  = Área de sección en tiempo cero.

$A_\infty$  = Área de sección en tiempo infinito.

$I_o$  = Inercia de sección en tiempo cero.

$I_\infty$  = Inercia de sección en tiempo infinito.

Esfuerzo en las fibras extremas. - Pueden ser determinados a partir de las inequaciones:

T=0

$$f_{10} = -\frac{M_o c_{10}}{I_o} + \frac{(P_o e_o) c_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

$$f_{20} = + \frac{M_0 c_{20}}{I_0} - \frac{(P_0 e_0) c_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ci}$$

T=∞

$$f_{1\infty} = - \frac{M_T c_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{(\eta P_0 e_\infty) c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta P_0}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

$$f_{2\infty} = + \frac{M_T c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{(\eta P_0 e_\infty) c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{\eta P_0}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

Fuerza de Pretensado Inicial. - Debe seleccionarse una fuerza de pretensado inicial dentro del conjunto solución definido por las siguientes inecuaciones de condición:

T = 0

$$P_0 \leq \frac{\left(-f_{ci} + \frac{M_0 c_{20}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 c_{20}}{I_0} - \frac{1}{A_0}\right)}$$

$$P_0 \leq \frac{\left(f_{ti} + \frac{M_0 c_{10}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 c_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0}\right)}$$

T = ∞

$$P_0 \geq \frac{\left(f_{cs} + \frac{M_T c_{1\infty}}{I_\infty}\right)}{\left(\frac{e_\infty c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}\right)}$$

$$P_0 \geq \frac{\left(-f_{cs} + \frac{M_T c_{2\infty}}{I_\infty}\right)}{\left(\frac{e_\infty c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}\right)}$$

Excentricidades permisibles para definir la trayectoria del cable. - Se define la trayectoria del centro de presiones (cable) dada por las inecuaciones de condición:

$$T = 0$$

$$e_{(x)} \leq \frac{f_{ti} I_0}{P_0 c_{10}} + \frac{I_0}{c_{10} A_0} - \frac{M_{0(x)}}{P_0}$$

$$e_{(x)} \leq -\frac{f_{ti} I_0}{P_0 c_{20}} - \frac{I_0}{c_{20} A_0} + \frac{M_{0(x)}}{P_0}$$

$$T = \infty$$

$$e_{(x)} \geq \frac{f_{cs} I_\infty}{\eta P_0 c_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{c_{1\infty} A_\infty} - \frac{M_{T(x)}}{\eta P_0}$$

$$e_{(x)} \geq -\frac{f_{ts} I_\infty}{\eta P_0 c_{2\infty}} - \frac{I_\infty}{c_{2\infty} A_\infty} + \frac{M_{T(x)}}{\eta P_0}$$

Pérdidas de Pretensado. - Se debe considerar en el diseño de los elementos pretensados las pérdidas de pretensado que se producen por diferentes causas, estas pérdidas pueden afectar drásticamente el comportamiento de un elemento bajo cargas de servicio. Se tiene en cuenta las pérdidas instantáneas (fricción cable-vaina, penetración de cuñas, deformación elástica del hormigón) y las pérdidas diferidas (flujo plástico, contracción y relajación del acero).

La pérdida de pretensado total se puede tomar como:

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

Donde:

$\Delta f_{pT}$  = pérdida total (MPa).

$\Delta f_{pF}$  = pérdida por fricción (MPa).

$\Delta f_{pA}$  = pérdida por acuanamiento de los anclajes (MPa).

$\Delta f_{pES}$  = pérdida por acortamiento elástico (MPa).

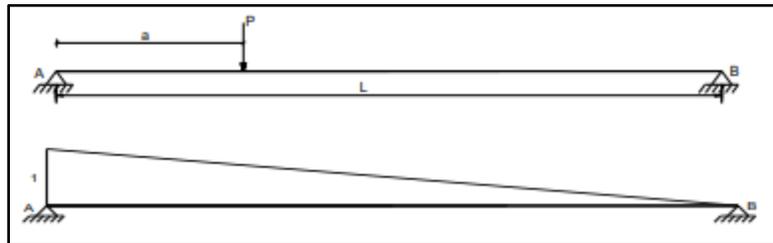
$\Delta f_{pSR}$  = pérdida por contracción (MPa).

$\Delta f_{pCR}$  = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa).

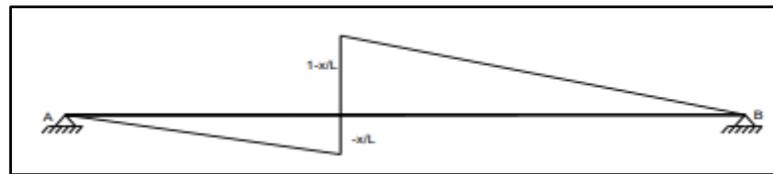
$\Delta f_{pR2}$  = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa).

Línea de influencia para viga simplemente apoyada. - Considerando una carga puntual unitaria a una distancia “a” del apoyo izquierdo mediante las ecuaciones de equilibrio se pueden obtener las líneas de influencia para la reacción A, fuerza cortante y momento flector en una sección ubicada a una distancia “x” cualquiera.

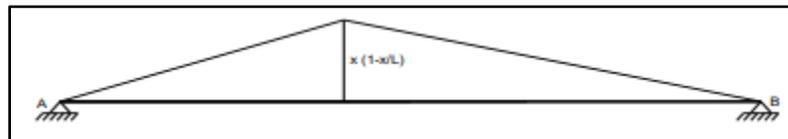
**Figura 2. 14 Líneas de influencia viga simplemente apoyada**



Línea de Influencia de la Reacción en A.



Línea de Influencia del cortante en una sección “x”



Línea de Influencia del Momento flector en una sección “x”

*Fuente: Sulca Rivera Hector, Proyecto de Ingeniería Civil UAJMS, 2013 Pág. 24.*

#### 2.5.8.4 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño (Art. 3.6.1.3)

Longitudinalmente el mayor de los siguientes valores:

La sollicitación debida al tandem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

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 por ciento de la

solicitud 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 por ciento de la solicitud 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.

### 2.5.8.5 Transversalmente

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.

Cálculo de solicitaciones (Art. 4.6.2.1.6). - Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

La sección de diseño para momentos negativos y fuerzas de corte pueden ser tomadas de la siguiente manera: Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te y doble Te – un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

### 2.5.8.5 Recubrimiento de hormigón

Para las armaduras principales:

**Tabla 2. 19 Recubrimientos mínimos (mm)  $f_c$  se expresa en  $N/mm^2$**

Condiciones ambientales de la estructura	Elementos en general			Láminas; piezas con paramentos protegidos; piezas prefabricadas		
	$f_{ck} < 25$ <sup>(1)</sup>	$25 \leq f_{ck} < 40$	$f_{ck} \geq 40$	$f_{ck} < 25$ <sup>(1)</sup>	$25 \leq f_{ck} < 40$	$f_{ck} \geq 40$
Interiores de edificios.	25	20	15	20	15	15
Interiores con humedades altas y exteriores en zonas de clima medio. Elementos enterrados o sumergidos.	30	25	20	25	20	20
Exteriores en zonas de clima seco.	35	30	25	30	25	25
Elementos de estructuras marinas por encima del nivel de pleamar, o permanentemente sumergidas, o próximas a la costa. Elementos en contacto con aguas no marinas de elevado contenido en cloruros.	40	35	30	35	30	25
Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas.	45	40	35	40	35	30

*Fuente: Jimenes Montoya Hormigón Armado 15° edición.*

### 2.5.9 Armaduras de diseño

Armadura de Distribución. - Las losas deberán tener cuatro capas de armadura, dos en cada dirección. En la parte inferior de las losas se debe disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo.

Si la armadura principal es paralela al tráfico:  $\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$

Si la armadura es perpendicular al tráfico:  $\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$

Donde S: longitud de tramo efectiva en [mm]

Para losas construidas en forma monolítica con vigas: distancia entre cara y cara.

Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando chaflanes.

Resistencia a flexión en elementos de H°A°. - Del equilibrio y la compatibilidad de deformaciones se tiene que: El acero necesario debe ser igual a:

$$A_s = \frac{0.85f'_c ab}{f_y}$$

Donde la profundidad del bloque de compresiones se tiene que:

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

E introduciendo la seguridad se tiene que:

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi}$$

Donde:

$A_s$  = Refuerzo de acero necesario ( $\text{mm}^2$ ).

$f'_c$  = Resistencia característica del hormigón (MPa).

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

$a$  = Altura del bloque rectangular de compresión (mm).

$b$  = Ancho del alma (mm).

$d$  = canto útil de la sección (mm).

$M_n$  = Momento nominal resistente de la sección (N.mm).

$M_u$  = Momento ultimo mayorado (N.mm).

Armadura mínima (Art. 5.7.3.3.2). - Debe ser el menor de los 2 valores siguientes:

1,2 veces el momento de agrietamiento  $M_{cr} = S_c f_r$

1,33 veces el momento ultimo mayorado  $M_u$ .

Para determinar estos valores se tiene que:

$f_r = 0,63 * \sqrt{f'_c}$  Módulo de Rotura (Art. 5.4.2.6)

$S_c = \frac{b * h^2}{6}$  Módulo Seccional para sección rectangular.

El menor de los 2 valores debe reemplazarse en la ecuación de resistencia a la flexión. Con este procedimiento se asegura que no habrá falla frágil por ruptura del acero a tracción antes de que el hormigón en tracción haya alcanzado el valor del módulo de rotura.

Resistencia al corte en elementos de HºAº (Art. 5.8.3.3-3). - La resistencia proporcionada por el hormigón en MPa en elementos de hormigón armado con  $f'_c$  en MPa, y un valor de  $\beta=2$  (según el Art. 5.8.3.4) se puede obtener con la siguiente expresión:

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

Secciones que requieren armadura transversal (Art. 5.8.2.4). - Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se debe proveer armadura transversal si:

$$v_u > 0.5\phi V_c ; v_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v}$$

Máximo espaciamiento (Art. 5.8.2.7-1). - La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que,  $s_{max}$ , 600mm o 0,8 veces  $d_v$  calculado como lo dice el Art. 5.8.2.9.

Mínima armadura transversal (Art. 5.8.3.3-1). - Si se requiere armadura transversal, el área de acero  $A_v$  en  $mm^2$  deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{v\ min} = 0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Donde:

$d_v$ : El mayor valor entre el canto útil,  $0,72*h$  o  $0,9*d_e$  (Ver Art. 5.8.2.9).  $A_{v\ min}$ : Área mínima de refuerzo para un espaciamiento. ( $mm^2$ ).

$b_w$ : Ancho de la sección del elemento en (mm).

$s$ : Espaciamiento entre ejes de las barras de hierro dispuestas al corte (mm).

Resistencia a flexión en elementos de H<sup>o</sup>P<sup>o</sup>. - Análisis por compatibilidad de deformaciones.

Debe considerar las deformaciones del acero:

Deformación del acero causada por la aplicación de la fuerza de presfuerzo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_p}$$

Deformación de acero hasta la descompresión de H<sup>o</sup> a nivel del centroide de acero:

$$\varepsilon_2 = \frac{f_{cp}}{E_c} ; f_{cp} = \frac{P_e e_{\infty}^2}{I_{\infty}} + \frac{P_e}{A_{\infty}}$$

Deformación del acero desde la compresión del hormigón hasta la falla (incógnita).

Por compatibilidad de deformación:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_p - c}{c} \right)$$

Deformación total del acero en la falla (incógnita)

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 ; f_{ps} = \varepsilon_{ps} E_p$$

Se debe seguir el siguiente procedimiento iterativo:

De la curva Esfuerzo-Deformación del acero de presfuerzo, se asume el esfuerzo al momento de la falla  $f_{ps}$  y su correspondiente deformación  $\varepsilon_{ps}$ .

Del equilibrio de fuerzas horizontales se encuentra la profundidad del bloque de compresiones  $a$  y la profundidad del eje neutro  $c$

$$a = \frac{f_{ps} A_{ps}}{0.85 f'_{c losa} b} = \beta_1 losa c$$

Conocido  $c$  se calcula  $\varepsilon_3$  por compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_p - c}{c} \right)$$

Conocidas las deformaciones totales al momento de falla  $\varepsilon_{ps}$ :

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

Se sigue el procedimiento hasta que las deformaciones  $\varepsilon_{ps}$  del paso 1 y del paso 4 se igualen o difieran muy poco.

Se calcula el momento resistente de la sección:

$$M_n = A_p f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right)$$

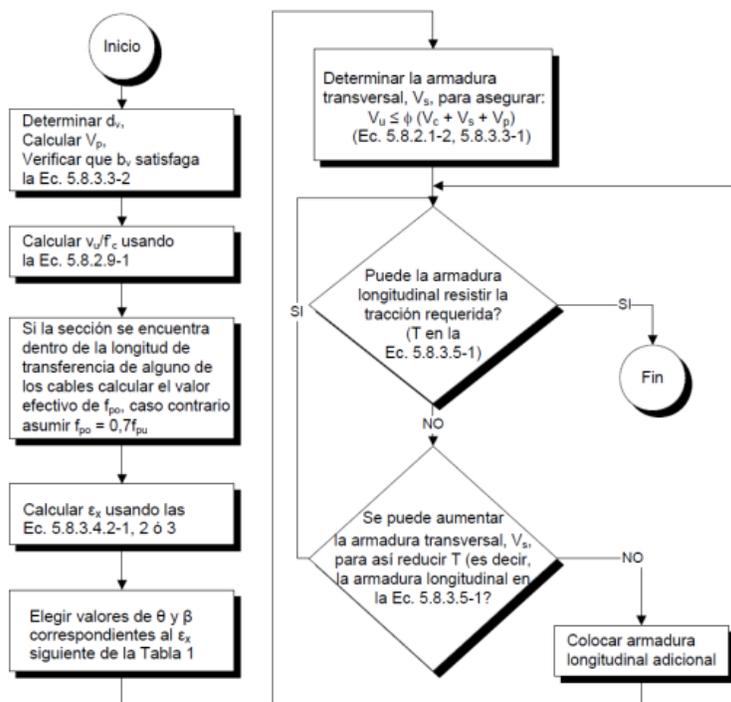
La normativa AASHTO pregona estimar la resistencia nominal con una ecuación empírica en el Art. 5.7.3.1.1 para elementos con tendones adherentes, no obstante, el Art. 5.7.2.1 expresa textualmente que: “La resistencia mayorada de los elementos de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2”.

En el caso de vigas pretensadas compuestas por diferente calidad de materiales de hormigón, la AASHTO 2007 en el comentario C5.7.2.2 recomienda seguir el procedimiento analítico presentado por Weigel, Seguirant, Brice, and Khaleghi en el documento técnico PCI JOURNAL de Marzo-Abril de 2003. En el anexo 13 del presente proyecto se presenta el ejemplo de cálculo de la resistencia a flexión de este artículo. No obstante, cabe resaltar que el procedimiento expuesto en el mencionado documento técnico es básicamente el mismo proceso iterativo expuesto líneas arriba.

Resistencia al corte en elementos de H<sup>o</sup>P<sup>o</sup>. - Se sigue el procedimiento general del Art. 5.8.3.4.2. Collins y Mitchel exponen su trabajo desarrollado en su libro “Prestressed Concrete Structures”, Response Publications, Canadá, 1997, conocido como La Teoría del Campo de Compresiones Modificado. También hay un ejemplo de cálculo en el libro de Richard M. Barker, Design of Highway Bridges an LRFD Approach, 2007. Se remite al lector a la bibliografía.

Para el diseño al corte se seguirán los procedimientos expuestos en el siguiente diagrama:

**Tabla 2. 20 Diagrama de flujo para el diseño al corte**



Fuente: AASHTO LRFD (2004).

Con las siguientes ecuaciones acompañada de su numeración AASHTO:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.2.9-1)$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

Siendo:

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5 N_u + 0.5 (V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po}\right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5 N_u + 0.5 (V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po}\right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (5.8.3.4.2-2)$$

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5 N_u + 0.5 (V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps} f_{po}\right)}{2(E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (5.8.3.4.2-3)$$

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 V_s - V_p\right) \cot \theta \quad (5.8.3.5-1)$$

Donde:

$V_u$  = fuerza de corte mayorada (N).

$V_c$  = resistencia nominal al corte del hormigón (N).

$V_p$  = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (N).

$v_u$  = tensión de corte calculada de acuerdo con el Artículo 5.8.2.9 (MPa).

$b_v$  = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura  $d_v$ .

$d_v$  = altura de corte efectiva como se determina en el Artículo 5.8.2.9 (mm).

$s$  = separación de los estribos (mm).

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

$\theta$  = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal.

$\alpha$  = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal ( $^\circ$ ).

$A_v$  = área de la armadura de corte en una distancia  $s$  ( $\text{mm}^2$ ).

$\phi$  = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2.

$A_c$  = área del hormigón del lado del elemento traccionado por flexión.

$A_{ps}$  = área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión.

$A_s$  = área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión.

$f_{po}$  = parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el hormigón que los rodea (MPa). Para los niveles de pretensado habituales, un valor de  $0,7f_{pu}$  será adecuado tanto para elementos pretensados como para elementos postensados.

$N_u$  = fuerza axial mayorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión (N).

$M_u$  = momento mayorado, siempre positivo, pero nunca menor que  $V_u d_v$  (Nmm).

$V_u$  = esfuerzo de corte mayorado, siempre positivo (N).

**Tabla 2. 21 Valores de  $\theta$  y  $\beta$**

$\frac{V}{f_c}$	$\epsilon_x \times 1000$								
	$\leq -0,20$	$\leq -0,10$	$\leq -0,05$	$\leq 0$	$\leq 0,125$	$\leq 0,25$	$\leq 0,50$	$\leq 0,75$	$\leq 1,00$
$\leq 0,075$	22,3 6,32	20,4 4,75	21,0 4,10	21,8 3,75	24,3 3,24	26,6 2,94	30,5 2,59	33,7 2,38	36,4 2,23
$\leq 0,100$	18,1 3,79	20,4 3,38	21,4 3,24	22,5 3,14	24,9 2,91	27,1 2,75	30,8 2,50	34,0 2,32	36,7 2,18
$\leq 0,125$	19,9 3,18	21,9 2,99	22,8 2,94	23,7 2,87	25,9 2,74	27,9 2,62	31,4 2,42	34,4 2,26	37,0 2,13
$\leq 0,150$	21,6 2,88	23,3 2,79	24,2 2,78	25,0 2,72	26,9 2,60	28,8 2,52	32,1 2,36	34,9 2,21	37,3 2,08
$\leq 0,175$	23,2 2,73	24,7 2,66	25,5 2,65	26,2 2,60	28,0 2,52	29,7 2,44	32,7 2,28	35,2 2,14	36,8 1,96
$\leq 0,200$	24,7 2,63	26,1 2,59	26,7 2,52	27,4 2,51	29,0 2,43	30,6 2,37	32,8 2,14	34,5 1,94	36,1 1,79
$\leq 0,225$	26,1 2,53	27,3 2,45	27,9 2,42	28,5 2,40	30,0 2,34	30,8 2,14	32,3 1,86	34,0 1,73	35,7 1,64
$\leq 0,250$	27,5 2,39	28,6 2,36	29,1 2,33	29,7 2,33	30,6 2,12	31,3 1,93	32,8 1,70	34,3 1,58	35,8 1,50

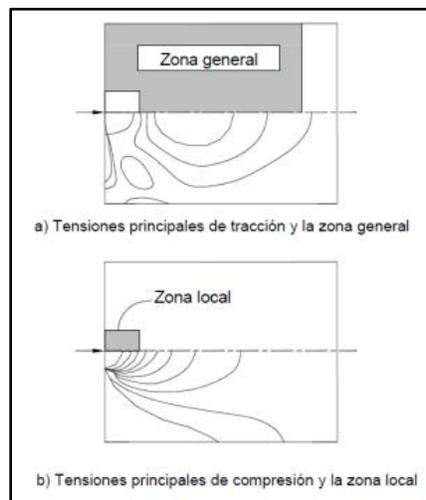
Fuente: AASHTO LRFD (2004)

### 2.5.10 Diseño de Zona de Anclaje

En elementos postensados, a los fines del diseño, las zonas de anclaje se deberán considerar compuestas por dos regiones:

- La zona general, para la cual se aplican los requisitos del Artículo 5.10.9.2.2, y
- La zona local, para la cual se aplican los requisitos del Artículo 5.10.9.2.3.

**Figura 2. 15 Zona general y zona local**

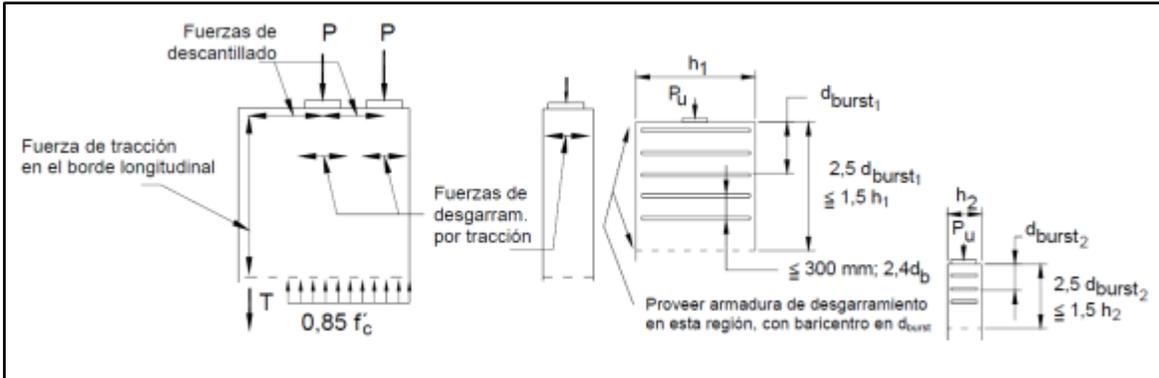


Fuente: AASHTO LRFD (2004).

### 2.5.10.1 Diseño de Zona General

Se deberá tomar idéntica a la de la totalidad de la zona de anclaje, incluyendo la zona local. El diseño de las zonas generales deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.10.9.3.

**Figura 2. 16 Tipos de fuerzas de tracción y disposición de armadura**



*Fuente: AASHTO LRFD (2004).*

### 2.5.10.2 Fuerzas de Desgarramiento por Tracción, Diseño Aproximado (Art. 5.10.9.6)

Las fuerzas de desgarramiento por tracción en las zonas de anclaje,  $T_{burst}$ , y la ubicación de la fuerza de desgarramiento,  $d_{burst}$ , se pueden tomar como:

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 \left| \sum P_u \sin \alpha \right|$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

Donde:

$T_{burst}$  = Fuerza de tracción en la zona de anclaje actuando delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del tendón (N)

$P_u$  = Fuerza mayorada en el tendón (N)

$d_{burst}$  = Distancia entre el disp. de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento, (mm)

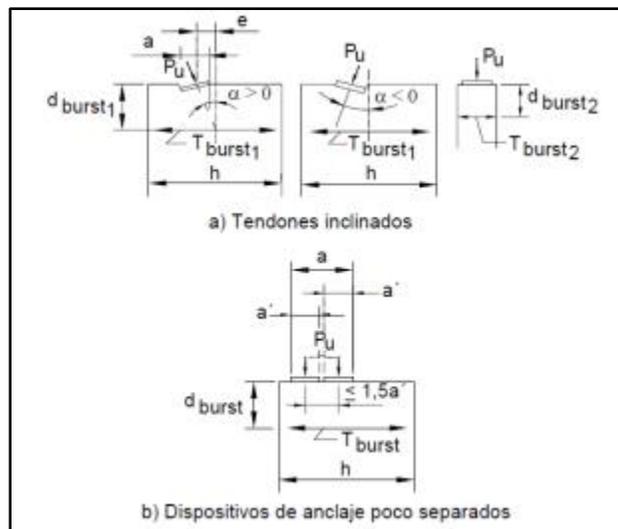
$a$  = Dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada (mm)

$e$  = Excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje respecto del baricentro de la sección transversal; siempre positiva (mm)

$h$  = Dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (mm)

$\alpha$  = Angulo de inclinación de la fuerza en un tendón respecto del eje del elemento; es positivo para tendones concéntricos o si la fuerza de anclaje apunta hacia el baricentro de la sección, y negativo si la fuerza de anclaje apunta en dirección contraria al baricentro de la sección.

**Figura 2. 17 Variables para determinar la fuerza de desgarramiento**



*Fuente: AASHTO LRFD (2004).*

Para múltiples anclajes con una separación entre centros menor que 0,4 veces la altura de la sección, la fuerza de descantillado no se deberá tomar menor que 2 por ciento de la fuerza total del tendón mayorada. Para separaciones mayores las fuerzas de descantillado se deberán determinar mediante análisis.

La disposición de armadura de desgarramiento considera los siguientes lineamientos:

La armadura se debe extender en todo el ancho del elemento y anclar tan cerca de las caras exteriores del elemento como lo permita el recubrimiento.

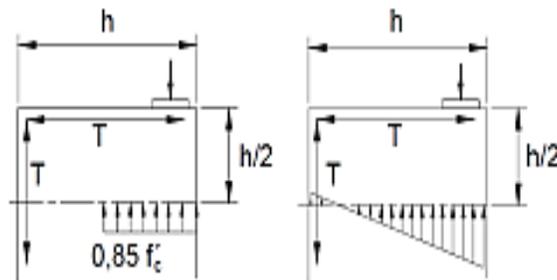
La armadura se debe distribuir delante de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del tendón en una distancia tomada igual al menor valor entre  $2,5 d_{burst}$  para el plano considerado y 1,5 veces la correspondiente dimensión lateral de la sección.

El baricentro de la armadura de desgarramiento debe coincidir con la distancia  $d_{burst}$  usada para el diseño; y La separación de la armadura no debe ser mayor que 24,0 diámetros de barra ó 300 mm.

### 2.5.10.3 Fuerzas de Tracción en los Bordes (5.10.9.6.4)

La fuerza de tracción en los bordes longitudinales se puede determinar a partir de un análisis de una sección ubicada a un medio de la altura de la sección a partir de la superficie cargada considerada como una viga solicitada por una combinación de flexión y carga axial.

**Figura 2. 18 Determinación de las fuerzas de tracción en los bordes**



*Fuente: AASHTO LRFD (2004).*

Para múltiples anclajes con una separación entre centros menor que 0,4 veces la altura de la sección, la fuerza de descantillado no se deberá tomar menor que 2 por ciento de la fuerza total del tendón mayorada. Este valor es menor que el 4 por ciento propuesto por Guyon (1953) y refleja tanto resultados analíticos como experimentales que prueban que los valores indicados por Guyon para las fuerzas de descantillado son bastante conservadores y que en estudios experimentales rara vez se ha observado fisuración por descantillado (Base et al. 1966; Beeby 1983).

Para separaciones mayores se deberán determinar mediante análisis.

### 2.5.11 Infraestructura

Se deben transmitir las cargas de la superestructura, y además se deberán considerar las siguientes cargas:

Cargas de Suelo: EH (Art. 3.5.2 y Art. 3.11).- Las cargas correspondientes a empuje del suelo, sobrecarga de suelo y fricción negativa deberán ser como se especifica:

Empuje Lateral del Suelo (EH).- Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k\gamma_s g z (x10^{-9})$$

Donde:

$p$  = empuje lateral del suelo (MPa)

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

$\gamma_s$  = densidad del suelo ( $\text{kg/m}^3$ )

$z$  = profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

$g$  = aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ )

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

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad \Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$\delta$  = ángulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la Tabla (°).

$\beta$  = ángulo entre la superficie del relleno respecto de la horizontal (°).

$\theta$  = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal (°).

$\phi'_f$  = ángulo efectivo de fricción interna (°)

**Figura 2. 19 Simbología para el empuje activo de Coulomb**



*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fig. 3.11.5.3-1].*

**Tabla 2. 22 Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a)**

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

*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Fragmento de Tabla 3.11.5.3-1].*

Sobrecarga Viva sobre Superficie de Relleno: LS (Art. 3.11.6.4).- Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior

del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del Artículo 3.6.1.2. Si la sobrecarga no es para una carretera el Propietario deberá especificar y/o a probar sobrecargas vivas adecuadas. El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k\gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9}$$

Donde:

$\Delta_p$  = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa).

$\gamma_s$  = densidad total del suelo ( $\text{kg/m}^3$ ).

$k$  = coeficiente de empuje lateral del suelo.

$h_{eq}$  = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm).

$g$  = aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ ).

Las alturas de suelo equivalente,  $h_{eq}$ , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las Tabla. Para alturas de muro intermedias se deberá interpolar linealmente. La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

**Tabla 2. 23 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico**

Altura del estribo (mm)	$h_{eq}$ (mm)
1500	1200
3000	900
$\geq 6000$	600

*Fuente: AASHTO LRFD (2004)- [Tabla 3.11.6.4-1].*

## **2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto**

Se consideran los siguientes aspectos:

### **2.6.1 Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas se preparan para cada componente, ítem o actividad a ejecutar.

La estructura que tendrá será la siguiente:

- Descripción.
- Materiales, herramientas y equipos.
- Método constructivo.
- Medición y forma de pago.

### **2.6.2 Precios Unitarios**

Aplicando conceptos de ingeniería de Costos, se efectúa el análisis de precios unitarios para ítem por separado diferenciando claramente todos sus componentes: insumos, precios de materiales, determinación del rendimiento de mano de obra, maquinaria, equipo, gastos generales, impuestos y utilidad prevista. En el presente proyecto se realizará de acuerdo al Decreto Supremo N° 27328 para licitación de obras del sector público utilizando el Formulario denominado B-2. Un cálculo profundo de los parámetros a considerar se encuentra en el documento “Análisis de Precios Unitarios de Referencia para la Construcción” editado por la Cámara Departamental de la Construcción de Cochabamba el año 2010, se remite al lector a este documento.

La estructura que tendrá será la siguiente:

#### **2.6.2.1 Materiales**

Los materiales componentes de cada ítem, son determinados por las Especificaciones Técnicas, las mismas que definen las características de los materiales.

#### **2.6.2.2 Mano de obra**

Rendimiento

Para el cálculo de los costos de mano de obra, se debe determinar en función del trabajo a realizar el rendimiento de mano de obra promedio de maestros experimentados y principiantes, considerando los tiempos muertos de preparación, arreglos, limpieza, etc.

#### Cargas Sociales

En la determinación del porcentaje de cargas sociales sobre el jornal o salario se deben considerar varios aspectos que están regulados por Leyes, Decretos, resoluciones, etc.

Las incidencias por cargas sociales deben estar dentro del rango del 55 al 71,18% del subtotal de mano de obra.

#### **2.6.2.3 Equipo maquinaria y herramientas**

Para determinar los costos maquinaria y equipo en forma exacta se deberá considerar por separado los costos y rendimientos horarios de la maquinaria y equipo utilizado en cada ítem y un costo porcentual la mano de obra por desgaste de herramientas y equipo menor.

Un porcentaje del 5% del Total de mano de obra se considera como el costo de herramientas y equipo menor.

#### **2.6.2.4 Gastos generales y administrativos**

El porcentaje de gastos generales sobre el valor total de la obra es muy variable y de varios aspectos:

El lugar donde se debe realizar la obra (las obras locales tienen gastos generales más bajos que las obras en el campo o el interior), el tipo de garantías que exige la entidad licitante para la ejecución de obras, el monto de contratos anuales y especialmente la magnitud de la empresa constructora (una empresa grande tiene gastos generales mayores en relación a una pequeña), por otra parte, existen dentro de los gastos generales gastos fijos que representan un porcentaje permanente del costo total de la mano de obra como son las entidades.

El porcentaje de gastos generales puede fluctuar entre 10 a 15% de la semisuma de costos totales de materiales, mano de obra y equipos.

### **2.6.2.5 Utilidad**

Los gastos generales incluyen aquellos gastos que siendo imputables a la obra no pueden ser asignados dentro los costos directos (materiales, mano de obra y equipo) y también aquellos que siendo independientes se erogan exista o no trabajo para la empresa constructora. La determinación del porcentaje de utilidad que percibe una empresa, es atribución de los responsables de la misma. De acuerdo a las condiciones y grado de dificultad de la obra, este porcentaje fluctúa por lo general entre el 10% al 15% de la semisuma de costos totales de materiales, mano de obra, equipos y gastos generales.

### **2.6.2.6 Impuestos**

Comprende los impuestos fijados por ley con sus respectivas alícuotas. En la estructura de precios unitarios el Impuesto a las Transacciones (IT) se aplica sobre todos los componentes y el Impuesto al Valor Agregado (IVA) se aplica solamente sobre la mano de obra conforme al formulario B-2 del Modelo de Documento Base de Contrataciones, es decir, se interpreta de esta situación que la aplicación del correspondiente impuesto es sólo sobre la mano de obra porque no presenta crédito fiscal y que para el resto de los componentes se entiende que son ingresados a la estructura de precios con sus precios contemplando ya los impuestos de ley (con factura).

El Impuesto al Valor agregado (IVA) de 13% tiene como incidencia el 14,94% del subtotal de mano de obra.

El Impuesto a las Transacciones (IT) de 3% tiene como incidencia el 3,09% del total de materiales, mano de obra, equipos, gastos generales y utilidades.

### **2.6.3 Cómputos métricos**

Por medio del cómputo métrico se miden los elementos que forman parte de una estructura u obra de ingeniería con el objeto de establecer su costo y cuantificar los materiales necesarios para ejecutarla.

El cómputo métrico es un problema de medición de longitudes, áreas y volúmenes, presupone el conocimiento de procedimientos constructivos y la experiencia de quien lo realiza. Se puede ejecutar mediciones en obra o por medio de planos.

El trabajo de computar deberá ser detallado en todas sus partes para facilitar su revisión, corrección o modificación, deberá quedar constancia no solamente de todas las operaciones, sino también de los criterios particulares que haya sido necesario adoptar, se buscará un orden, que permita reducir al mínimo el número de operaciones y el de mediciones, no se deben descuidar ciertas operaciones de control que permitan asegurarse contra errores groseros.

La planilla de cómputo métrico a usarse en el presente proyecto tendrá la siguiente forma:

**Tabla 2. 24 Ejemplo de formato de planilla de cómputo métrico**

N°	ACTIVIDAD	UNIDAD	DIMENSIONES			PARCIAL	N° VECES	TOTAL
			LARGO	ANCHO	ALTO			
1								
2								

*Fuente: Elaboración propia.*

#### **2.6.4 Presupuesto**

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

En el presente proyecto se desarrollará el cálculo del presupuesto por precios unitarios. El cómputo métrico de cada ítem computado con relativa exactitud se multiplica con su respectivo precio unitario dando lugar al costo del ítem, la suma del costo de todos los ítems es el costo general de la obra.

La planilla de Presupuesto por Ítems y General de la Obra tendrá la siguiente forma:

**Tabla 2. 25 Ejemplo de formato de planilla de presupuesto por ítems y general de la obra**

<b>N° ITEM</b>	<b>DESCRIPCION ITEM</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO (NUMERAL)</b>	<b>PRECIO UNITARIO (LITERAL)</b>	<b>PRECIO TOTAL (NUMERAL)</b>
<b>MODULO:</b>						
1						
2						

*Fuente: Elaboración propia*

**CAPÍTULO III**  
**INGENIERIA DE PROYECTO**

### 3.1 Análisis de levantamiento topográfico

Se realizó el trabajo de campo obteniendo los siguientes resultados:

Planos topográficos (Ver anexo 11 lámina 1/5).

Perfil transverso del río para los estudios de hidrología e hidráulica y el estudio de suelos y geología.

Cota mínima del río: 2543,70 m.s.n.m

Definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

Cota fundación: 2549,40 m.s.n.m

Cota fundación cota rasante: 2554,94 m.s.n.m

Se establecieron puntos de referencia para el replanteo ante la posibilidad de construcción.

Puntos	N [m]	E [m]	Z [m]
Punto A:	7714598.86	271620.23	2543.88
Punto B:	7714585.98	271624.99	2553.76
Punto C:	7714605.53	271637.63	2553.76

**Figura 3. 1 Puntos de referencia**



*Fuente: Elaboración propia (sin escala)*

### 3.2 Análisis del estudio de roca

**Tabla 3. 1 Características de roca V**

PARAMETRO		Roca V	Roca VI	Roca VII	Roca VII
		95	78	165	40
Resistencia Compresión Uniaxial (MPa)	Valoración	7	7	12	7
RQR %		20	20	20	20
Espaciamiento (m)		15	15	15	15
Condición de juntas	Persistencia	4	4	6	4
	Apertura	0	0	1	1
	Rugosidad	3	3	3	3
	Relleno	4	4	4	4
	Alteración	5	5	5	5
Agua subterránea		10	10	10	10
RMR		68	69	76	69

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla 3. 2 Rumbos y Buzamiento**

Rumbo y Buzamiento				
Rocas	Roca V	Roca VI	Roca VII	Roca VII
Rumbo	240	205	226	258
Buzamiento	15	18	12	16
Dirección de Buzamiento	NW	NW	NW	NW
Especificación	Muy favorable	Muy favorable	Muy favorable	Muy favorable

*Fuente: Elaboración propia*

MRM Promedio de los datos = 70,5

No se corrige por rumbo y buzamiento ya que las rocas tienen la característica de ser muy favorables.

MRM= 70.5

Clase II: Calidad buena

Cohesión = 350 [KPa] Este dato obtenido de la Tabla 2.5 “Significado de la clase macizos rocosos”.

Angulo de Fricción Grados = 38° Este dato obtenido de la Tabla 2.5 “Significado de la clase macizos rocosos”

$\sigma_{admi} = 40 \text{ MPa}$  Dato obtenido de los ensayos de esclerometría ver Anexos 3.

### 3.3 Estudio hidrológico

Área de la cuenca: 106.97 [Km<sup>2</sup>]

Tiempo de concentración: 2.696 [hr]

Periodo de retorno: 100 [años]

Precipitación efectiva: 32.329 [mm/h]

Caudal máximo: 267.996 [m<sup>3</sup>/s]

Estudio hidráulico

Cota lecho 2543.70 [m.s.n.m]

Tirante máximo 2551.60 [m.s.n.m]

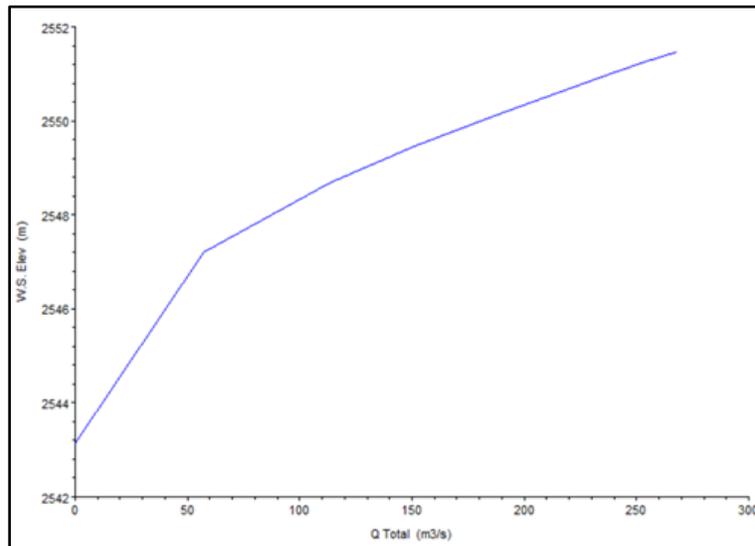
Cota Y máx. 8.4 [m]

**Figura 3. 2 Características del río**

Plan: PLAN01 GEOMETRIA 12 EJE RS: 10 Profile: T=2 AÑOS					
		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	2547.27	Wt. n-Val.	0.079	0.055	0.079
Vel Head (m)	0.07	Reach Len. (m)	2.97	5.00	7.59
W.S. Elev (m)	2547.20	Flow Area (m2)	1.70	46.31	3.64
Crit W.S. (m)		Area (m2)	1.70	46.31	3.64
E.G. Slope (m/m)	0.000822	Flow (m3/s)	0.43	55.60	1.25
Q Total (m3/s)	57.28	Top Width (m)	1.27	13.09	1.70
Top Width (m)	16.07	Avg. Vel. (m/s)	0.25	1.20	0.34
Vel Total (m/s)	1.11	Hydr. Depth (m)	1.34	3.54	2.14
Max Chl Dpth (m)	4.06	Conv. (m3/s)	14.9	1940.0	43.7
Conv. Total (m3/s)	1998.6	Wetted Per. (m)	2.97	13.24	3.95
Length Wtd. (m)	5.25	Shear (N/m2)	4.63	28.17	7.43
Min Ch El (m)	2543.14	Stream Power (N/m s)	1.16	33.83	2.55
Alpha	1.14	Cum Volume (1000 m3)	0.03	0.27	0.09
Frctn Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	0.02	0.09	0.05
C & E Loss (m)	0.02				

*Fuente: Programa Hec-ras.*

**Figura 3. 3 Curva de descarga del río de estudio**



*Fuente: programa Hec-ras.*

### **3.4 Geometría del puente**

Longitud del puente: 24,60[m]

Ancho de calzada: 4,00[m]

#### **3.4.1 Superestructura**

Losa: H°A°

Altura losa: 0,18 [m]

Vigas: H°P° AASHTO TIPO IV (fuste ajustado)

Altura Viga: 1,60 [m]

Separación vigas: 2,50 [m]

Luz de cálculo: 24,00 [m]

Altura bordillo: 0,48 [m]

Ancho Bordillo: 0,25 [m]

Altura acera: 0,15 [m]

Ancho de acera: 0,63 [m]

Altura postes de barandado: 1,10 [m] (desde cara superior de acera)

Sección base inferior poste: 0,20[m]x0,20[m]

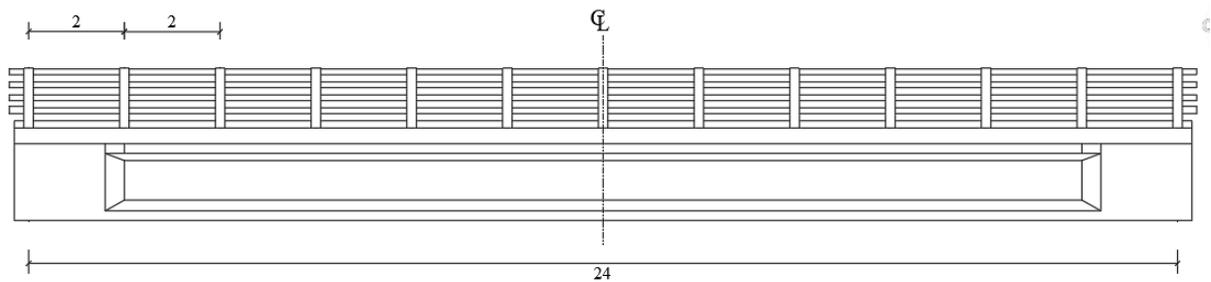
Sección superior poste: 0,12[m]x0,20[m]

Separación postes: 2,00[m]

Altura diafragma: 1,15[m]

Ancho diafragma: 0,20[m] Separación entre diafragmas: 12,00[m]

**Figura 3. 4 Geometría de la superestructura**



*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.4.2 Infra estructura

Altura de alzado: 3,7 [m]

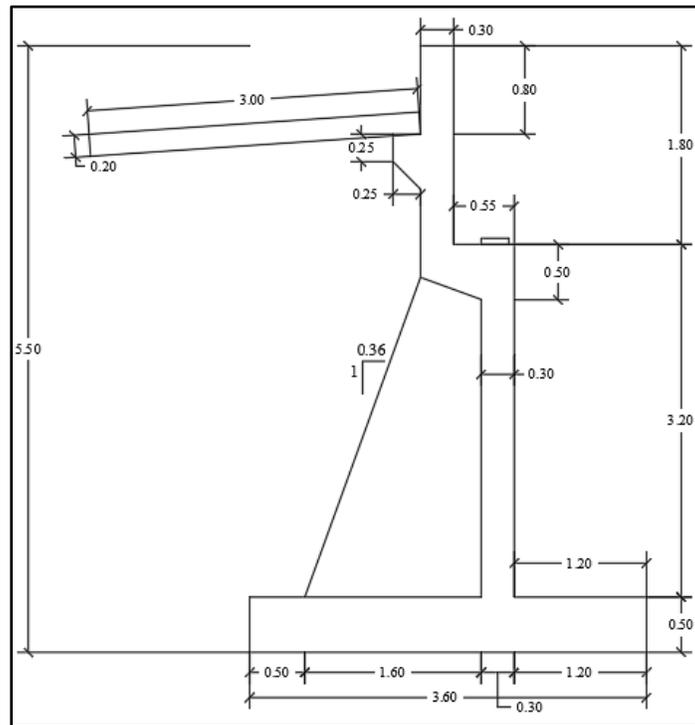
Altura superestructura: 1,78 [m]

Ancho de zapata: 3,6 [m]

Altura de zapata: 0,5 [m]

Altura total: 5,50 [m]

**Figura 3. 5 Geometría del Estribo**



*Fuente: Elaboración propia.*

### **3.5 Diseño estructural**

A continuación, se presenta un resumen de los resultados de la memoria de cálculo detallada en anexos.

Normativa de diseño “Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puente por el método LRFD-Unidades S.I.” 2004.

#### **3.5.1 Filosofía de diseño (Art. 1.3.)**

Se realiza el diseño considerando los estados límites, satisfaciendo la siguiente ecuación para todas las solicitaciones y combinaciones de solicitaciones especificadas.

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

Los factores  $\gamma_i$  y  $\phi$  de mayoración de cargas y minoración de resistencia respectivamente, se

determinarán de tablas, sin embargo, el factor de modificación de las cargas  $\eta_i$  (para diseños convencionales, niveles convencionales de redundancia y puentes típicos) es igual a la unidad.

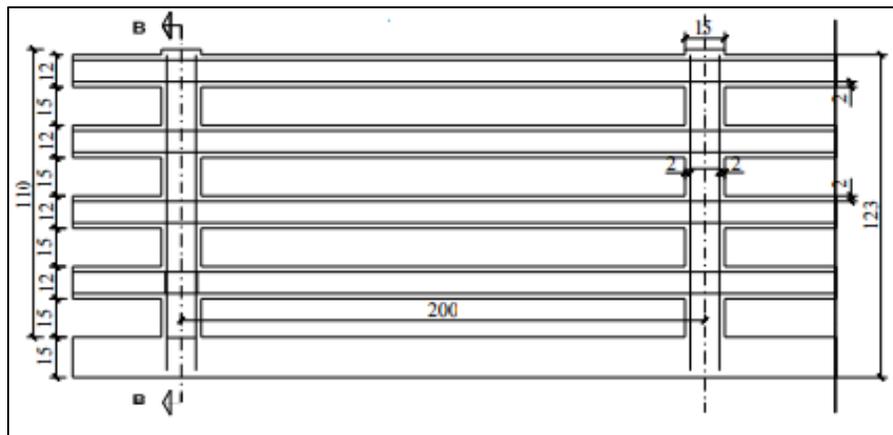
En todos los cálculos de ahora en adelante se asume el criterio de  $\eta_i=1$ .

### 3.5.2 Diseño de la superestructura

#### 3.5.2.1 Diseño de pasamanos barandado H°A°

El hormigón armado es conocido por su durabilidad y requiere menos mantenimiento en comparación con materiales como la madera o el acero. En un entorno expuesto a elementos como la humedad, la corrosión y el desgaste, el hormigón armado puede tener una vida útil más larga y mantener su funcionalidad con menos intervenciones. Se tomaron en cuenta estos factores para definir un pasamano de Hormigón Armado.

**Figura 3. 6 Barandado**

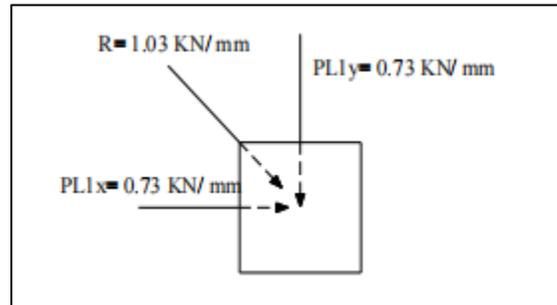


*Fuente: Elaboración propia.*

$f'_c = 25 [MPa]$  Resistencia de Hormigón Cemento IP-30 tamaño máximo de agregado 2,5 [cm]

$f_y = 500 [MPa]$  Resistencia del acero según ASTM 615

Esquema de cargado



$$L = 2,00 \text{ [m]}$$

$$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$$

$$b = 0,12 \text{ [m]}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]}$$

$$h = 0,12 \text{ [m]}$$

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

Diseño a Flexión

$$h_1 = 0,12 \text{ [m]}$$

$$M_u = 1906,75 \text{ [N}\cdot\text{m]}$$

$$b_1 = 0,12 \text{ [m]}$$

$h = 0,17 \text{ [m]}$  altura de la sección

$b = 0,12 \text{ [m]}$  ancho de la sección

$r = 0,03 \text{ [m]}$  recubrimiento mínimo

$$\phi = 10 \text{ [mm]}$$

As por cálculo de flexión:  $0,39 \text{ [cm}^2\text{]}$

**Se adopta:  $2\phi 10$**

Diseño a Cortante

$$V_u = 3049,43 \text{ [N]}$$

$$V_c = 12191,04 \text{ [N]}$$

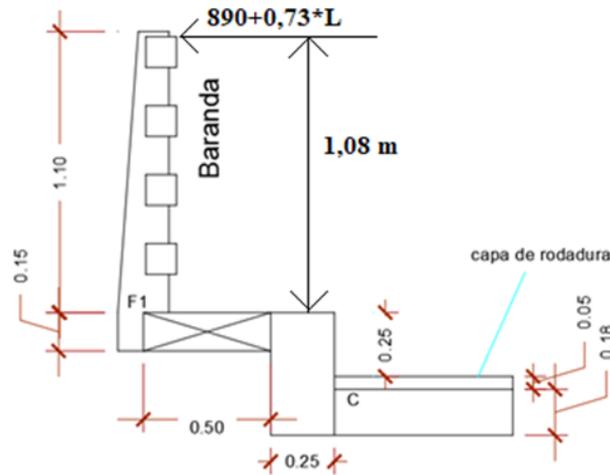
$$A_v \text{ nec} = 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_v \text{ min} = 0,20 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Se adopta:  $\phi 6c/20$**

### 3.5.2.2 Diseño de poste de barandado

Figura 3. 7 Esquema de cargado



Fuente: Elaboración propia.

$f'_c = 25$  [MPa] Resistencia del Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. agregado 2.5 [cm]

$f_y = 500$  [MPa] Resistencia del acero según ASTM 615

$\phi = 0,9$  Art. 5.5.4.2

$b = 0,20$  [m] Ancho de la pieza

$h = 0,20$  [m] Alto de la pieza

$r = 0,03$  [m] Recubrimiento mecánico de la pieza

$M_u = 4441,50$  [N\*m] Momento último máximo en el poste de barandado

As por cálculo de flexión: 0,72 [cm<sup>2</sup>]

**Se adopta: 2 $\phi$ 10**

Armadura por corte

$V_u = 4113$  [N]

$V_c = 23904,00$  [N]

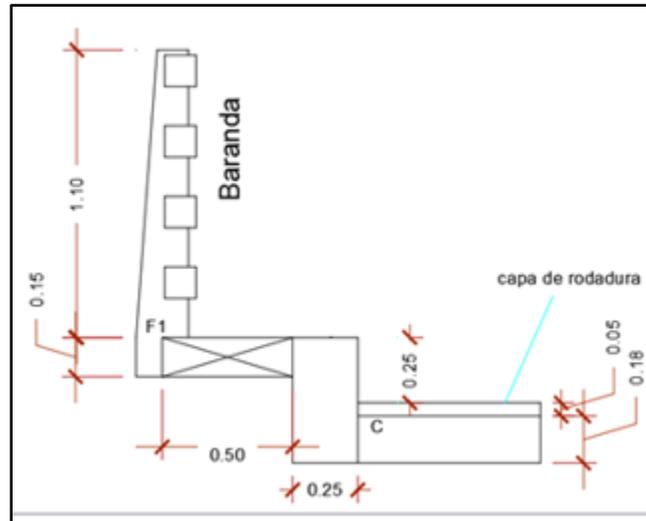
$$A_{v \text{ nec}} = 0,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{v \text{ min}} = 0,33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Se adopta:  $\phi 6\text{c}/20$

### 3.5.2.3 Diseño de vereda

Figura 3. 8 Geometría de vereda



Fuente: Elaboración propia.

$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$  Resistencia del Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. agregado 2.5 [cm]

$f_y = 500 \text{ [MPa]}$  Resistencia del acero según ASTM 615

$\phi = 0,9$  Art. 5.5.4.2

$b = 1,00 \text{ [m]}$  El diseño se realizará para un ancho de 1 m.

$h = 0,15 \text{ [m]}$  Altura de la losa del vuelo ver redimensionamiento.

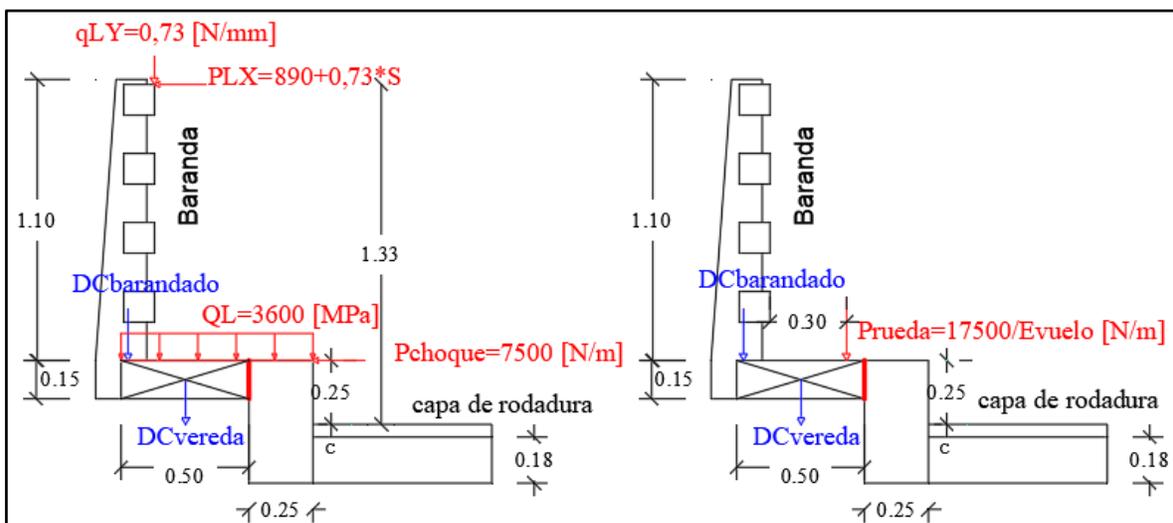
$r = 0,03 \text{ [m]}$  Recubrimiento mecánico de cálculo.

$DC_{baranda} = 1819,50 \text{ [N/m]}$

$DC_{vereda} = 1875 \text{ [N/m]}$

$Q_L = 3600 \text{ [N/m}^2\text{]}$

**Figura 3. 9 Combinación Vereda caso I izq. Y caso II der.**



*Fuente: Elaboración propia.*

Resistencia I

	$M_u$ [Nm/m]	$V_u$ [N/m]	OBSERVACIONES
CASO I:	5296,85	9824,38	
CASO II:	8051,33	33859,18	SE USARÁ ESTA COMBINACION

$$M_u = 8051,33 \text{ [N/m]}$$

$$A_{s \text{ nes}} = 2,11 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s \text{ min}} = 2,27 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Se adopta:  $\phi 10 \text{ c}/20$**

Armadura Secundaria

$b = 1,00 \text{ [m]}$  Ancho de cálculo la pieza.

$h = 0,15 \text{ [m]}$  Altura de cálculo de la pieza.

$$A_g = 0,15 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_s = 2,70 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Se adopta  $3\phi 10$**

### 3.5.2.4 Diseño de bordillo

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ kN/m}^2$$

$$f'_c = 25 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. agregado 2.5 [cm]}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del acero según ASTM 615}$$

$$b = 0,25 \text{ [m]} \text{ Ancho de cálculo de la pieza.}$$

$$h = 0,25 \text{ [m]} \text{ Altura de calculo}$$

$$A = 0,12 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$DC_{bordillo} = 3000 \text{ [N/m]}$$

$$P_{Lrueda} = 17500 \text{ [N]} \text{ Carga puntual de una rueda de camión de diseño.}$$

$$E = 1498,31 \text{ [mm]}$$

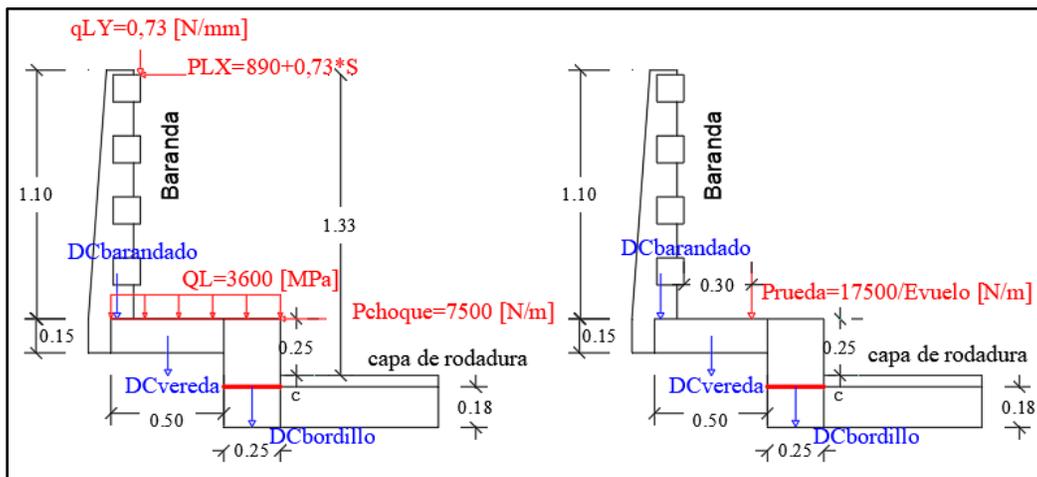
$$P_{choque} = 7500 \text{ [N/m]}$$

$$H_{choque} = 0,25 \text{ [m]} \text{ Altura donde interactúa la carga de choque}$$

$$H_{rodadura} = 0,05 \text{ [m]} \text{ Altura de la capa de rodadura}$$

$$H_{losa de tablero} = 0,18 \text{ [m]}$$

**Figura 3. 10 Combinación Bordillo caso I izq. Y caso II der.**



*Fuente: Elaboración propia.*

## Resistencia I

	$M_u$ [Nm/m]	$V_u$ [N/m]	OBSERVACIONES
CASO I:	11827,20	15181,25	SE USARA ESTA COMBINACION
CASO II:	7675,96	0	

Diseño a flexión

$$M_u = 7675,96 \text{ [N/m]}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

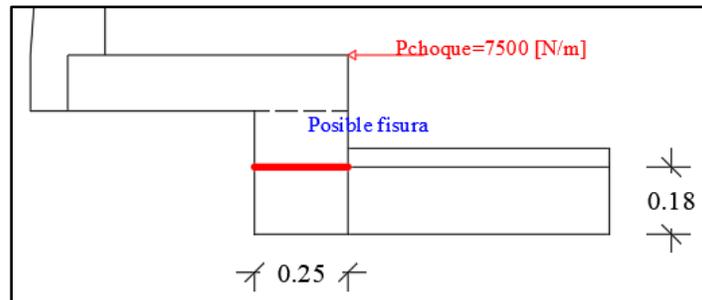
$$A_{s \text{ contracción}} = 3,78 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Se adopta:  $\phi$  10 c/20**

*Verificación de armadura de corte por fricción (Art. 5.8.4.1)*

El choque de un vehículo puede producir una potencial fisura

**Figura 3. 11 Esquema de verificación a corte por fricción**



*Fuente: Elaboración propia.*

$A_{vf} = 5,65 \text{ [cm}^2\text{/m]}$  acero en flexión que cose la posible fisura

$b = \text{[cm]}$  Ancho de cálculo de la pieza

$h = 24 \text{ [cm]}$  Altura de cálculo de la pieza

$A_{cv} = 2400 \text{ [cm}^2\text{/m]}$  área del hormigón en el plano de corte

$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$  Resistencia del Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. 2.5 [cm]

$f_y = 500 \text{ [MPa]}$  Resistencia del acero según

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$c = 0,7$  [MPa] para hormigón masa-hormigón endurecido, rugoso

$\lambda = 1$  (para hormigón con densidad normal)

$\mu = 1$  [MPa] para hormigón masa-hormigón endurecido rugoso  $\mu = 1,0 * \lambda$

$P_c = 0$  [N] fuerza de compresión permanente

$$V_n = cA_c + \mu[A_{vf}f_y + P_c] = 170375,00 \text{ [N/m]}$$

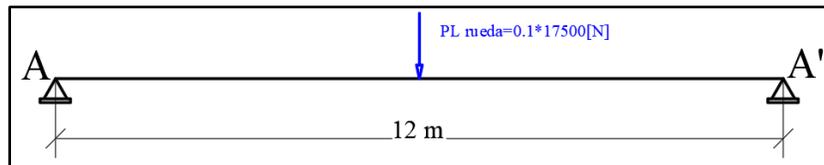
$$V_n \leq 0,2f'_c A_{cv} = 1200000,00 \text{ [N/m]}$$

$$V_n \leq 5,5A_{cv} = 1320000,0 \text{ [N/m]} \quad V_n = 170375,00 \text{ [N/m]}$$

$$V_U = 15181,25 \text{ [N/m]} < \Phi V_n = 153337,54 \text{ [N/m]}$$

Análisis longitudinal de la viga de borde y bordillo. Belmonte “PUENTES” 1990, Pág. 85.

**Figura 3. 12 Esquema de cargado longitudinal del bordillo**



*Fuente: Elaboración propia.*

As por cálculo de flexión: 2,28 [cm<sup>2</sup>]

As contracción: 1,70 [cm<sup>2</sup>]

As = 2,28 [cm<sup>2</sup>/m]

**Se adopta: 4φ10**

### 3.5.2.5 Diseño de vuelo del tablero

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$f'_c = 25$  [MPa] Resistencia a compresión del Hormigón

$f_y = 500$  [MPa] Resistencia a tracción del acero

$$h_{Losa\ vereda} = 0,15 [m]$$

$$h_{Losa\ tablero} = 0,18 [m]$$

$$\gamma_{rod} = 2200 [N/m]$$

$$S_{crit} = 0,15 [m] \text{ a partir del eje de apoyo}$$

$$X = 0,30 [m]$$

$$E_{vuelo} = 1689,9 [mm]$$

$$P_{L\ rueda} = 72500 [N]$$

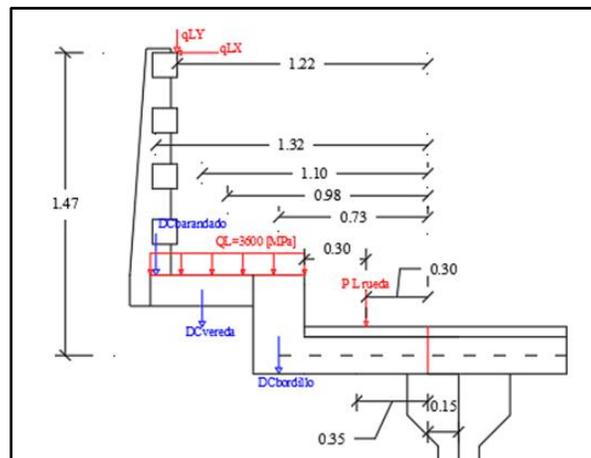
$$H_{roda} = 0,05 [m]$$

$$b = 0,508 m$$

$$DW_{rod} = 559,17 [N/m]$$

$$DC_{losa} = 2287,50 [N/m]$$

**Figura 3. 13 Esquema de cargado de vereda**



*Fuente: Elaboración propia.*

$$Mu = 47883,49 [N*m/m]$$

$$A_{s\ nec} = 7,84 [cm^2]$$

$$A_{s\ contracción} = 2,72 [cm^2]$$

Se adopta  $\phi 10c/10$  en dirección principal

Se adopta  $\phi 10c/20$  en las demás direcciones

Diseño de losa de tablero

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25000 \text{ [N/m}^3\text{]}$$

$$f'_c = 25 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. agregado 2.5 [cm]}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del acero según ASTM 615}$$

$$h_{\text{losa tablero}} = 0,18 \text{ m} \text{ Altura de la losa de tablero}$$

$$h_{\text{acera}} = 0,25 \text{ m}$$

$$S_{\text{viga}} = 2,5 \text{ m}$$

$$a_{\text{calzada}} = 4,00 \text{ m} \text{ Ancho de calzada}$$

$$DC_{\text{baranda}} = 1817,5 \text{ [N/m]} \text{ Carga distribuida de barandado}$$

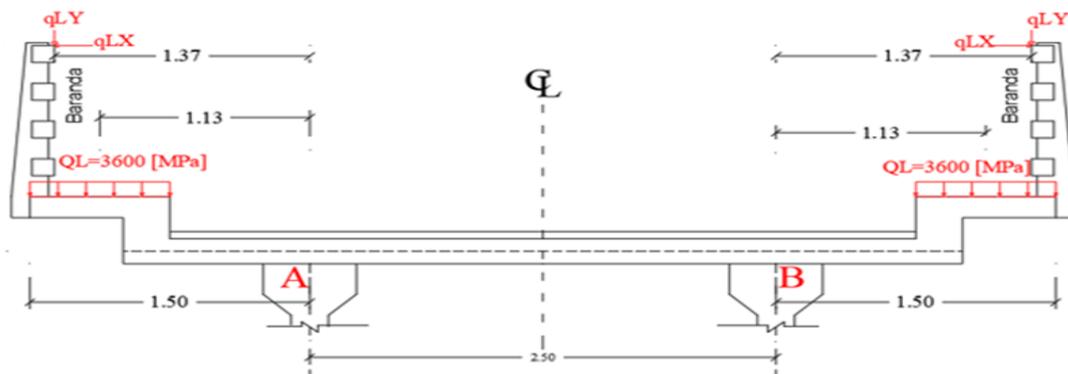
$$DC_{\text{vereda}} = 1875,00 \text{ [N/m]} \text{ Carga distribuida de la vereda}$$

$$DC_{\text{bordillo}} = 3000 \text{ [N/m]} \text{ Carga distribuida del bordillo}$$

$$DW_{\text{rod}} = 1100,00 \text{ [N/m]} \text{ Carga distribuida de la capa de rodadura}$$

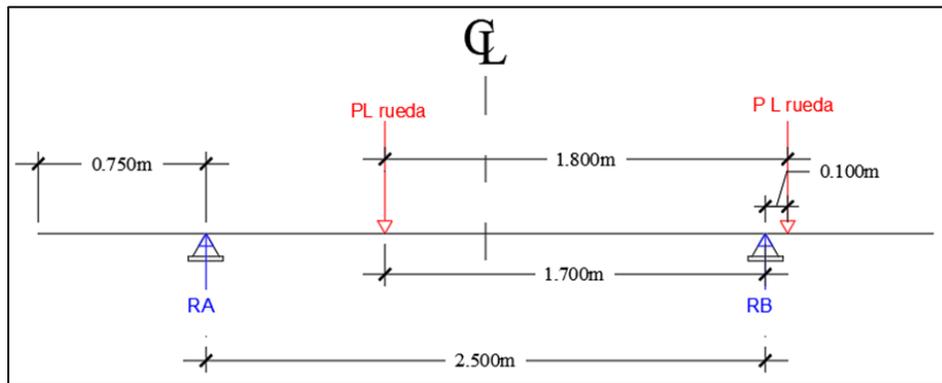
$$DC_{\text{losa}} = 4500 \text{ [N/m]} \text{ Carga distribuida de la losa del tablero}$$

**Figura 3. 14 Esquema cargas vivas barandado y peatonal**



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 3. 15 Esquema de cargado transversal con camión de diseño**



*Fuente: Elaboración propia.*

$$M_{LL \text{ máx.}} = 37120,00 \text{ [N*m]}$$

Para momentos positivos camión de diseño

En dirección principal

$$A_s \text{ nec} = 6,33 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_s \text{ contracción} = 2,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Se adopta  $\phi 10c/10$**

En dirección secundaria:

$$A_s \text{ distrib} = 4,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Se adopta  $\phi 10c/18$**

Para el momento negativo (cargas de barandado y peatonal)

En dirección principal:

$$A_s \text{ nec} = 2,19 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_s \text{ contracción} = 2,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

**Se adopta  $\phi 10c/20$**

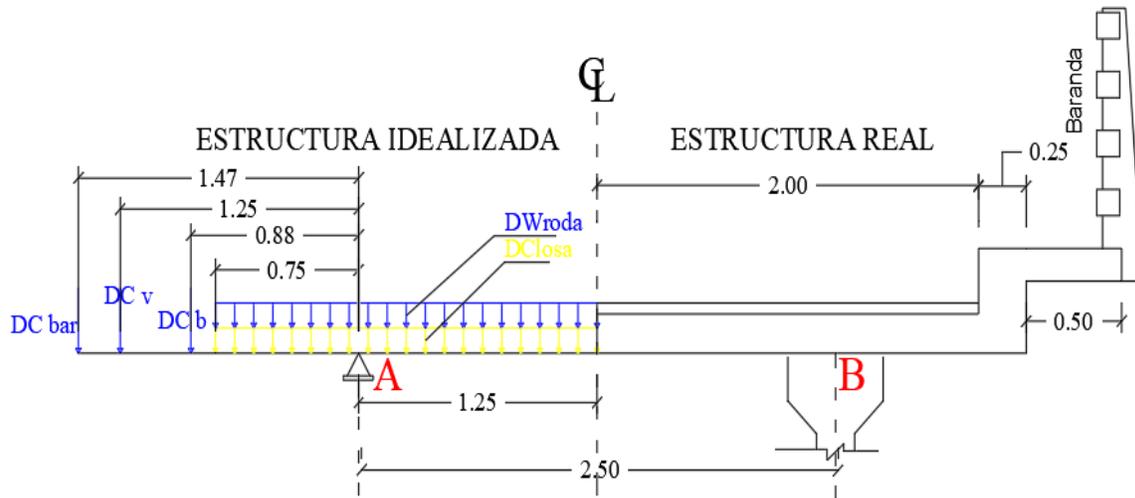
En dirección secundaria

As distrib=3,24 [cm<sup>2</sup>]

Se adopta  $\phi 10c/20$

3.5.2.6 Diseño de viga longitudinales  $L_{CAL}=24$  [m]  $V_{MAX}= H/2$  de la viga

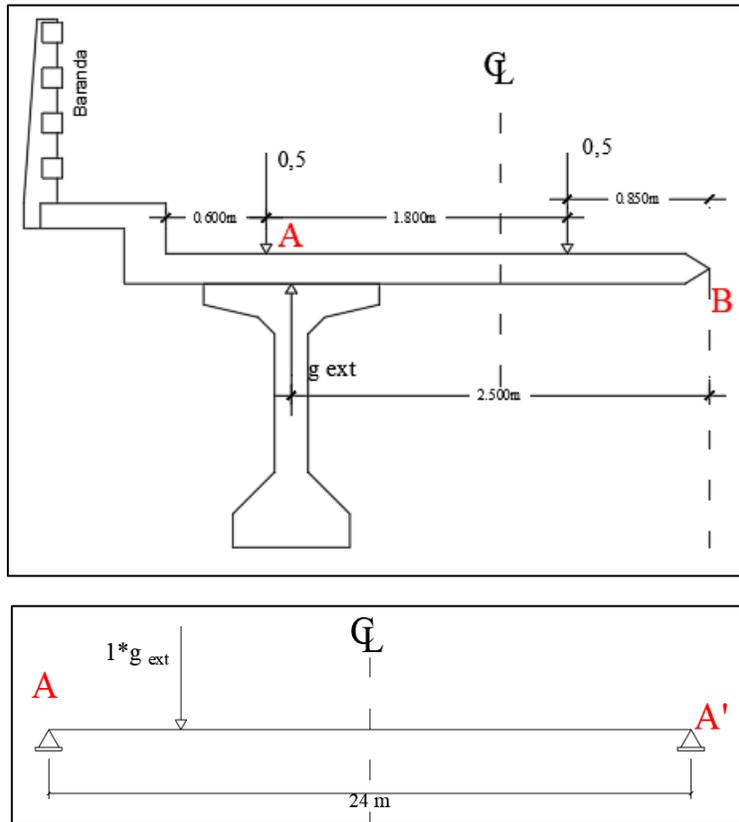
Figura 3. 16 Esquema de cargas muertas



Fuente: Elaboración propia

APOYO A			APOYO B		
$R_{DCbar+ver+bordillo}$	6694,50	[N/m]	$R_{DCbar+ver+bordillo}$	6694,50	[N/m]
$R_{DClosa}$	9000,00	[N/m]	$R_{DClosa}$	9000,00	[N/m]
$R_{DW}$	2200,00	[N/m]	$R_{DW}$	2200,00	[N/m]
$R_{A\ TOTAL}$	17894,50	[N/m]	$R_{A\ TOTAL}$	17894,50	[N/m]

**Figura 3. 17 Esquema de ley de Momentos**

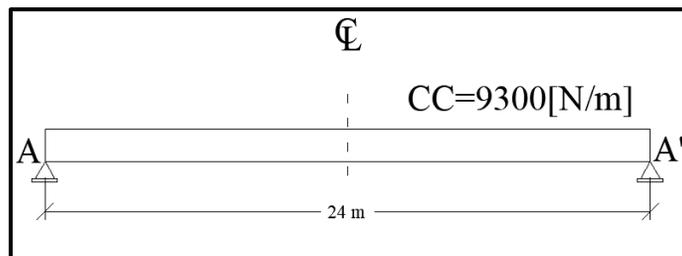


*Fuente: Elaboración propia.*

$$g_{ext} = 0,75$$

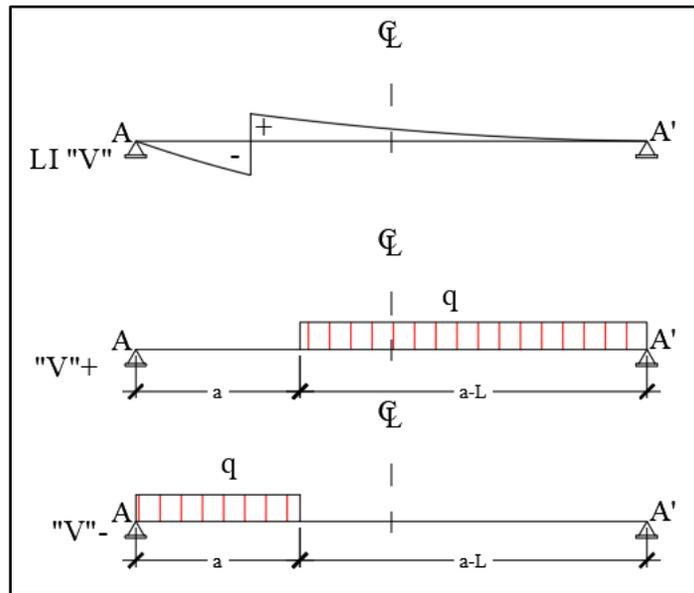
$$CC_{carril} = 9300,00 \text{ [N/m]}$$

**Figura 3. 18 Esquema de cargado de carril para momento y reacciones máximas**

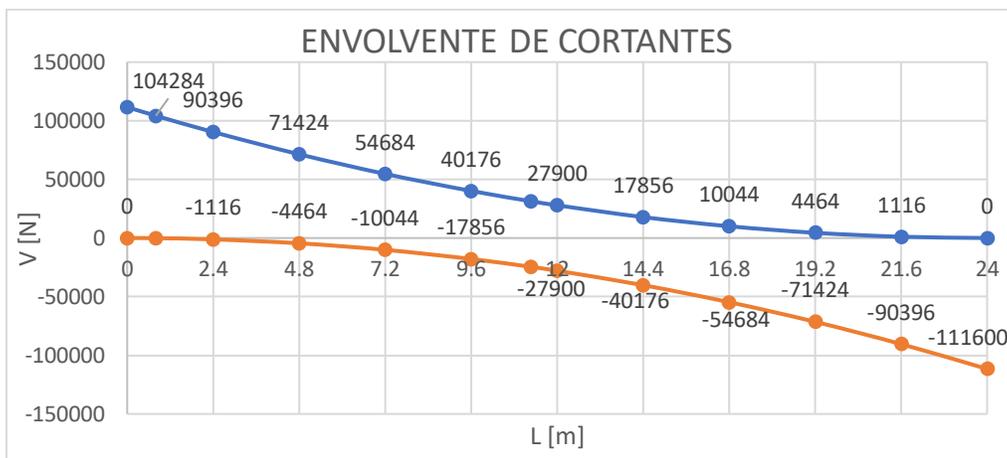


*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura 3. 19 Esquema cargado de carril y envolvente para cortante**

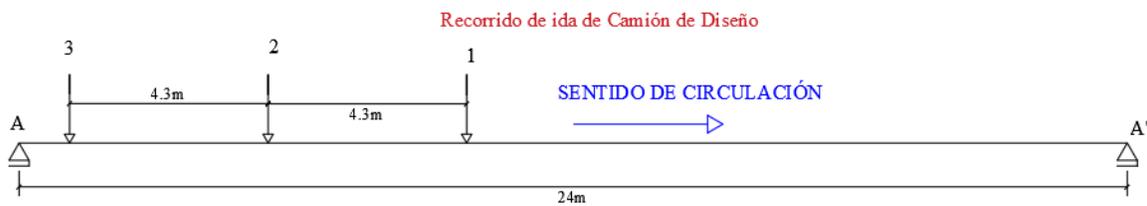


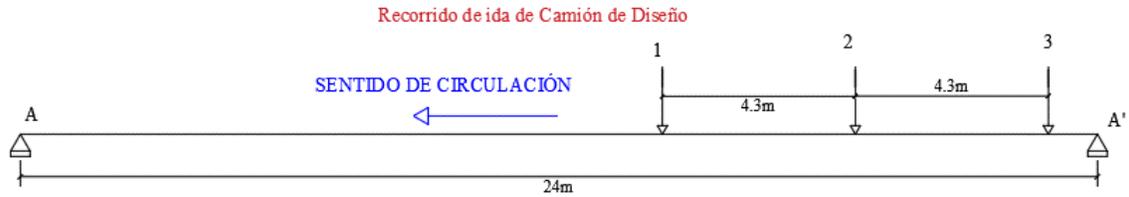
*Fuente: Elaboración propia.*



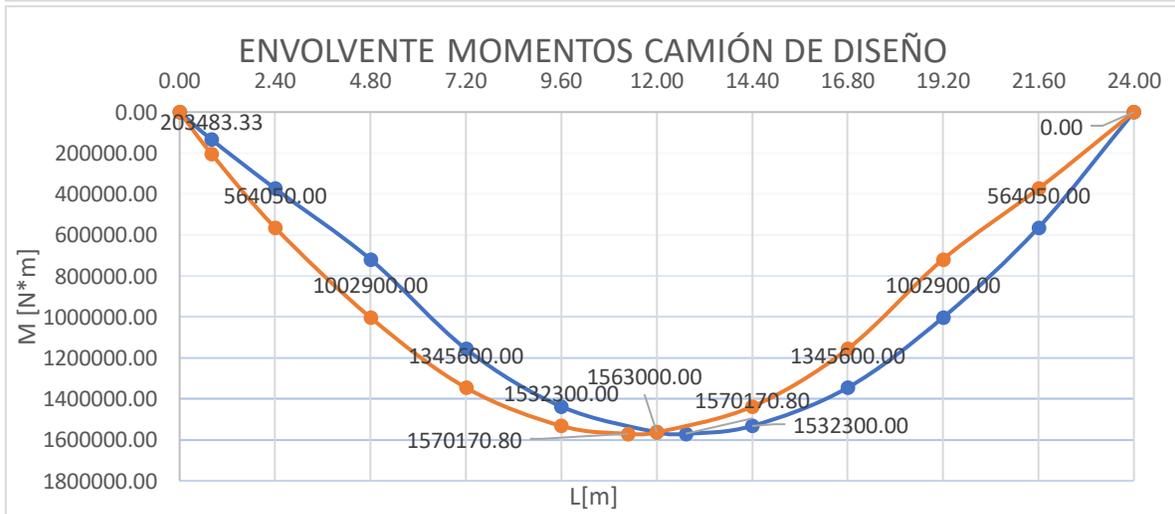
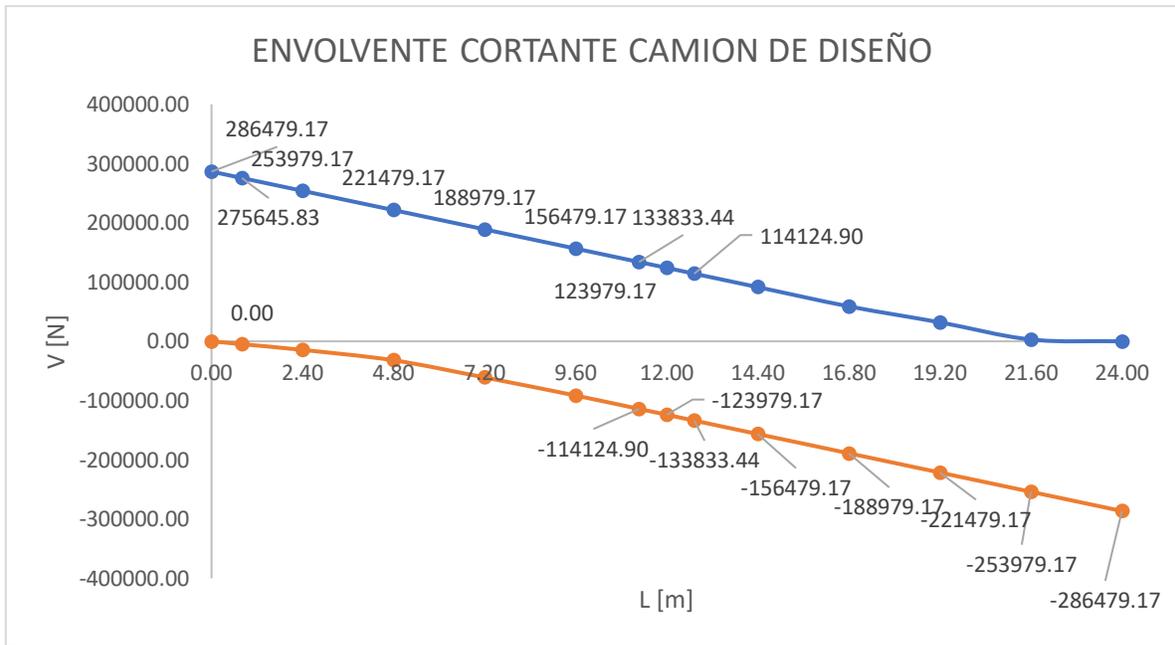
**CAMION DE DISEÑO**

**Figura 3. 20 Esquema cargado con camión de diseño y envolvente para cortantes y momentos**





*Fuente: Elaboración propia.*



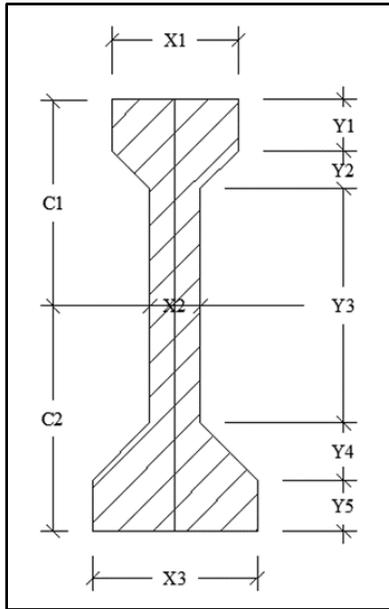
## DISEÑO BAJO CARGAS DE SERVICIO

A continuación, se tienen los datos de las últimas iteraciones de ajuste de fuste para que se abriera un conjunto solución para definir la fuerza de pretensado:

Sección bruta tiempo  $t=0$

El fuste (Y4) se ajusta de acuerdo al requerimiento de las cargas

**Figura 3. 21 Variable Viga T=0**



*Fuente: Elaboración propia*

$$X1 = 0,50 \text{ [m]}$$

$$Y2 = 0,15 \text{ [m]}$$

$$X2 = 0,20 \text{ [m]}$$

$$Y3 = 0,83 \text{ [m]}$$

$$X3 = 0,65 \text{ [m]}$$

$$Y4 = 0,23 \text{ [m]}$$

$$Y1 = 0,20 \text{ [m]}$$

$$Y5 = 0,20 \text{ [m]}$$

Propiedades

$$I_0 = 0,16 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$C_{10} = 0,86 \text{ [m]}$$

$$A_0 = 0,54 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$H_0 = 1,60 \text{ [m]}$$

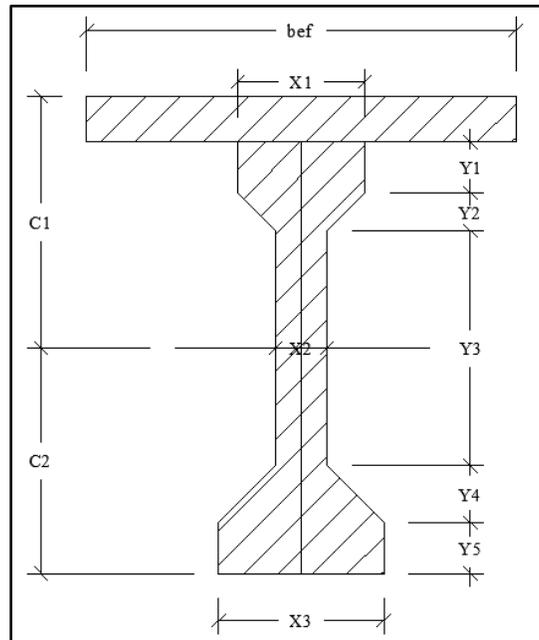
$$C_{20} = 0,74 \text{ [m]}$$

$$R_{vaina} = 0,10 \text{ [m]}$$

$$e_0 = 0,64 \text{ [m]}$$

Propiedades geométricas de sección T=∞

**Figura 3. 22 Variable viga T=∞**



*Fuente: Elaboración propia.*

X1= 0,50 [m] Ancho del cabezal de la viga hormigón postensado

X2= 0,20 [m] Ancho del alma de la viga

X3= 0,65 [m]

Y1= 0,20 [m] Altura de ala

Y2= 0,15 [m]

Y3= 0,83 [m] Altura de alma de la viga de hormigón postensado

Y4= 0,23 [m]

Y5= 0,20 [m]

bef = 1,69 [m] Ancho efectivo de la viga en tiempo infinito

## Propiedades

$I_{\infty} = 0,34 \text{ [m}^4\text{]}$  Inercia de la viga en tiempo infinito

$A_{\infty} = 0,85 \text{ [m}^2\text{]}$  Área de la viga en tiempo infinito

$C_{2\infty} = 1,08 \text{ [m]}$  Altura comprimida de la sección en tiempo infinito

$C_{1\infty} = 0,70 \text{ [m]}$  Altura traccionada de la sección en tiempo infinito

$H_{\infty} = 1,78 \text{ [m]}$  Altura de la viga en tiempo infinito

$R_{vaina} = 0,10 \text{ [m]}$  Recubrimiento de las vainas

$e_{\infty} = 0,98 \text{ [m]}$  Excentricidad en tiempo infinito

T= 0 antes de las pérdidas (Inmediatas después de aplicar la fuerza de pretensado)

Esfuerzo de tracción Art. 5.9.4.1.2

$$f'_{ti} = 0,25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38 \quad f'_{ti} = 1,24 \text{ [MPa]}$$

Esfuerzos de compresión Art. 5.9.4.1.1

$$f'_{ti} = (0,60f'_{ci}) \quad f'_{ci} = -14,70 \text{ [MPa]}$$

T= ∞ Después de las Perdidas

Esfuerzo de tracción Art. 5.9.4.2.2

$$f'_{ti} = 0,50\sqrt{f'_{ts}} \quad f'_{ts} = 2,96 \text{ [MPa]}$$

Esfuerzos de compresión Art. 5.9.4.2.1

$$f'_{ti} = (0,45f'_{cs}) \quad f'_{cs} = -15,75 \text{ [MPa]}$$

Cálculo de la fuerza de pretensado

Momento en centro luz  $M_0 = 1097625.00 \text{ [Nm]}$   $MDC_{viga}$

$$M_T = 4493753.63 \text{ [Nm]} MDC_{viga} + MDC_{acce} + MDC_{losa} + MDC_{diafr.} + MDC_{rod.} + MCC + MLL$$

T=0

$$P_0 \leq \frac{\left(f_{ti} + \frac{M_0 c_{10}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 c_{10}}{I_0} - \frac{1}{A_0}\right)} \quad P_0 \leq \frac{\left(-f_{ci} + \frac{M_0 c_{20}}{I_0}\right)}{\left(\frac{e_0 c_{20}}{I_0} - \frac{1}{A_0}\right)}$$

$$P_0 \leq 4538265,23 \text{ [N]}$$

$$P_0 \leq 462,90 \text{ [Tn]}$$

$$P_0 \leq 4156428,61 \text{ [N]}$$

$$P_0 \leq 423,96 \text{ [Tn]}$$

T=∞

$$P_0 \geq \frac{\left(f_{cs} + \frac{M_T c_{1\infty}}{I_\infty}\right)}{\left(\frac{e_\infty c_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}\right)} \quad P_0 \geq \frac{\left(-f_{cs} + \frac{M_T c_{2\infty}}{I_\infty}\right)}{\left(\frac{e_\infty c_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty}\right)}$$

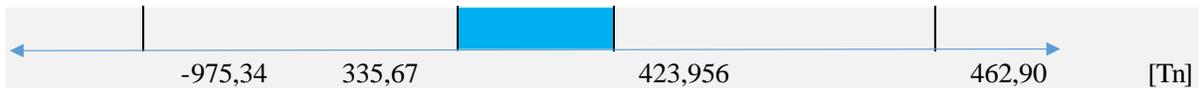
$$P_0 \geq -9562179,81 \text{ [N]}$$

$$P_0 \geq -975,34 \text{ [Tn]}$$

$$P_0 \geq 3290858,20 \text{ [N]}$$

$$P_0 \leq 335,67 \text{ [Tn]}$$

Obteniendo el siguiente conjunto solución para definir a fuerza de pretensado:



Para torones de pretensado de diámetro nominal 12.7 mm (0.5”) se tiene los siguientes valores.

$$A_p = 98,70 \text{ [mm}^2\text{/torón]} \quad \text{Límite de tensión (Tabla 5.9.3-1)}$$

$$\text{Grado} = 270,00 \text{ [Ksi]}$$

$$f_{pu} = 1860,00 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del cable} \quad f_{po} \leq 0.74f_{pu} = 1376,40 \text{ [MPa]}$$

$$f_{ps} = 1674,00 \text{ [MPa]}$$

Para:

$$P_0 = 3290858,20 \text{ [N]}$$

$$P_0 = 335,67 \text{ [Tn]}$$

Para:

$$P_0 = 4156428,61 \text{ [N]}$$

$$P_0 = 423,96 \text{ [Tn]}$$

$$\#Torones = \frac{P_0}{A_p f_{po}}$$

$$\#Torones = 24,00 \text{ [Torones]}$$

$$\#Torones = \frac{P_0}{A_p f_{po}}$$

#Torones = 31,00 [Torones]

Se define usar:

# Torones 27 [Torones]

$P_o = 3667968,36$  [N]

$f_{po} = 1376,40$

$f_{po} = 0,74 = f_{pu}$

Definición de la trayectoria del cable

T=0

$$e_{(x)} \leq \frac{f_{ti}I_0}{P_o c_{10}} + \frac{I_0}{c_{10}A_0} - \frac{M_{0(x)}}{P_o}$$

$$e_{(x)} \leq -\frac{f_{ti}I_0}{P_o c_{20}} - \frac{I_0}{c_{20}A_0} + \frac{M_{0(x)}}{P_o}$$

T=∞

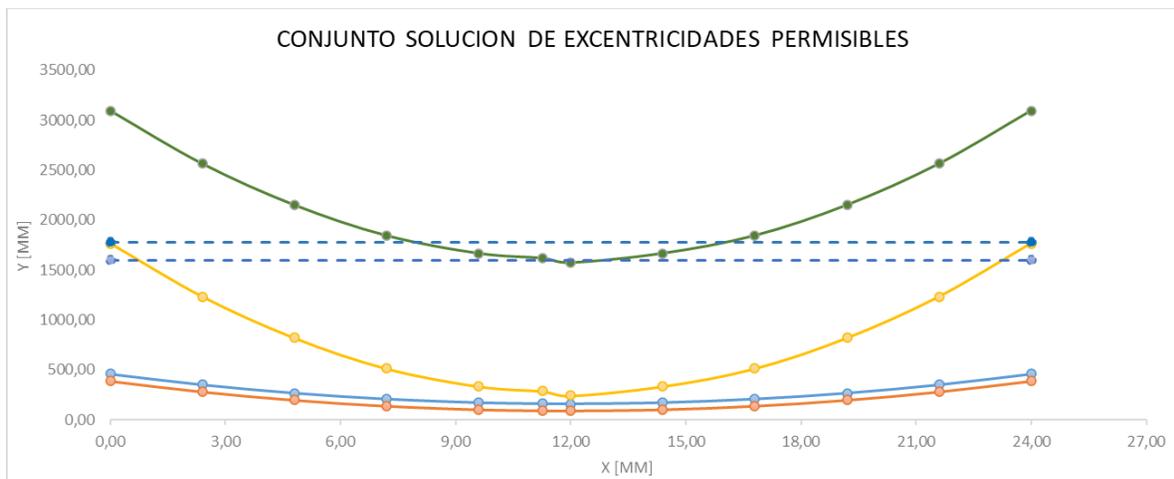
$$e_{(x)} \geq \frac{f_{cs}I_\infty}{\eta P_o c_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{c_{1\infty}A_\infty} - \frac{M_{T(x)}}{\eta P_o}$$

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

**Tabla 3. 3 Excentricidades permisibles**

x	x [m]	$M_{0(x)}$ [N*m]	$M_{T(x)}$ [N*m]	T = 0		T = ∞	
				$e_x \leq$ [mm]	$e_x \geq$ [mm]	$e_x \geq$ [mm]	$e_x \geq$ [mm]
0,00 * L	0,00	0,00	0,00	405,36	474,19	-2018,49	-688,39
0,10 * L	2,40	395145,00	1563657,72	513,09	581,92	-1486,94	-156,84
0,20 * L	4,80	702480,00	2781726,33	596,88	665,71	-1072,87	257,23
0,30 * L	7,20	922005,00	3683110,77	656,73	725,56	-766,46	563,64
0,40 * L	9,60	1053720,00	4208259,92	692,64	761,47	-587,94	742,16
Mmax	11,27	1093588,58	4351766,04	703,51	772,34	-539,16	790,95
0,50 * L	12,00	1097625,00	4482723,77	704,61	773,44	-494,64	835,46
0,60 * L	14,40	1053720,00	4208259,92	692,64	761,47	-587,94	742,16
0,70 * L	16,80	922005,00	3683110,77	656,73	725,56	-766,46	563,64
0,80 * L	19,20	702480,00	2781726,33	596,88	665,71	-1072,87	257,23
0,90 * L	21,60	395145,00	1563657,72	513,09	581,92	-1486,94	-156,84
1,00 * L	24,00	0,00	0,00	405,36	474,19	-2018,49	-688,39

*Fuente: Elaboración propia.*



Pérdida total en todas las secciones

$$P_{01} = \frac{P_0}{3} = 1222656,12 \text{ [N]}$$

$$P_{ei} = P_{oi} - A_{pi} \Delta f_{pi} \quad P_e = P_{e1} + P_{e2} + P_{e3} \quad \eta = \frac{P_e}{P_0}$$

	T 1	T 2	T 3	TOTAL		EFIC.
X [m]	$P_{e1}$	$P_{e2}$	$P_{e3}$	$P_o$	$P_e$	$\eta$
0,00	879372,29	897024,31	919435,16	3667968,36	2695831,75	0,73
2,40	888873,13	903981,19	923772,08	3667968,36	2716626,40	0,74
4,80	898320,84	910929,61	928113,34	3667968,36	2737363,79	0,75
7,20	907748,47	917882,34	932461,91	3667968,36	2758092,72	0,75
9,60	917190,00	924852,26	936820,77	3667968,36	2778863,03	0,76
11,27	923795,21	929725,84	939865,63	3667968,36	2793386,68	0,76
12,00	926679,69	931852,22	941192,86	3667968,36	2799724,77	0,76
14,40	936251,39	938894,91	945581,09	3667968,36	2820727,39	0,77
16,80	940708,15	945992,69	949988,35	3667968,36	2836689,19	0,77
19,20	931218,21	951260,52	954417,46	3667968,36	2836896,19	0,77
21,60	921902,44	944361,99	958871,17	3667968,36	2825135,60	0,77
24,00	912786,53	937552,61	963183,77	3667968,36	2813522,91	0,77

### 3.5.2.7 Diseño por resistencia Flexión

Del análisis se tiene los siguientes efectos en centro luz:

Descripción	M máx. [Nm]
DC accesorio	482004,00
DC losa	648000,00
DW rodadura	158400,00
DC diafragma	39300,00
DC viga	1097625,00
CCC carga de carril	502200,00
(LL+IM) sobrecarga	1566224,63

El M máx. se encuentra en centro luz de ahora en adelante la sección de análisis:

$\varphi = 1$  factor de resistencia flexión en elementos pretensados

$B = 2000$  [mm] Ancho efectivo de la sección

$X_1 = 500$  [mm]

$X_2 = 400$  [mm] Ancho del alma de la sección

$X_3 = 200$  [mm]

$h = 180$  [mm] Altura total de la sección

$H = 1600$  [mm]

$R$  vaina = 100 [mm] Recubrimiento mecánico de la vaina

$d_p = 1680$  [mm]

$A_p = 2664,9$  [mm<sup>2</sup>] Área total de los cables

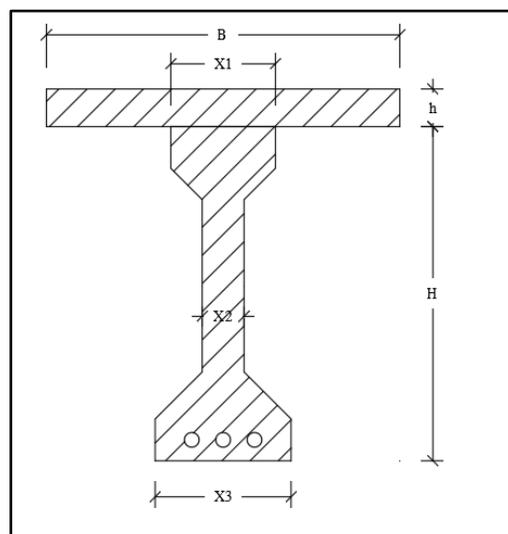
$f_{py} = 1674$  [MPa]

$f_{pu} = 1860$  [MPa] Resistencia de los cables

$f_{po} = 1376,40$  [MPa]

$\eta = 0,76$  eficiencia

**Figura 3. 23 Variables Viga**



*Fuente: Elaboración propia.*

Momento nominal y resistente de la sección

$$d_p = 1680 \text{ [mm]}$$

$$b = 200 \text{ [mm]}$$

$$h = 180 \text{ [mm]}$$

$$f'_{c\ losa} = 25 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia de H}^\circ \text{ cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2.5 [cm]}$$

$$f'_{c\ viga} = 35 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia de H}^\circ \text{ cemento IP-40 tamaño máx. Agregado 2.5 [cm]}$$

$$a = 114,45 \text{ [mm]}$$

Del equilibrio de momentos en la sección desde el centroide del acero:

$$M_n = 0.85f_c losa ba(d_p - \frac{a}{2})$$

$$M_n = 7893513519 \text{ [N*mm]} = 7893513,5 \text{ [N*m]}$$

Entonces el momento resistente será:

$$\phi = 1 \text{ Art. 5.5.4.2.1}$$

$\phi M_n = 7893513,52 \text{ [N*mm]} > M_u = 6691004,3 \text{ [N*m]}$  ok” No se requiere acero de refuerzo en tracción adicional.

### 3.5.2.8 Diseño por resistencia a Corte

**Tabla 3. 4 Armadura de corte**

X [m]	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	M máx.	0.5L
	0,80	2,40	4,80	7,20	9,60	11,27	12,00
Vu [N]	1298266,51	1156374,76	946792,13	741115,51	539344,88	401064,43	341480,26
Vp [N]	339803,16	323673,05	245370,99	165188,49	83328,40	25408,29	0
Vc [N]	315644,91	332615,07	400502,60	544596,92	584370,73	596409,79	597628,66
Vs [N]	787070,27	628572,73	406117,66	113676,26	-68427,04	-176190,93	-218206,1
Smax [mm]	200,00	200,00	250,00	300,00	300,00	350,00	350,00
A v cal.	117,70	91,75	64,76	18,45	-10,35	-30,46	-37,65
A v min.	39,28	39,28	49,10	58,92	58,92	68,74	68,74

Asumo	Φ10c/20	Φ8c/20	Φ8c/25	Φ8c/30	Φ8c/30	Φ8c/35	Φ8c/35
-------	---------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Fuente: Elaboración propia.

### 3.5.2.9 Diseño horizontal en la interface viga losa (Art. 5.8.4.2)

$A_{vf} = 157,08$  [mm<sup>2</sup>] Acero de cortante que cruza el plano de corte

$b = 650$  [mm]

$A_{cv} = 650$  [mm<sup>2</sup>/m] Área de hormigón más débil en este caso la losa.

$f'_{c losa} = 25$  [MPa] Resistencia del hormigón más débil.

$f'_y = 420$  [MPa]

$c = 0.7$  [MPa] Sup. De hormigón limpia, con rugosidad intencional de 6 mm.

$\lambda = 1$  (Para hormigón con densidad normal)

$\mu = 1$  [MPa] Para hormigón masa-hormigón endurecido, rugosidad  $\mu = 1\lambda$

Resistencia nominal al corte por fricción incremento el área en la interfase (+2 barra se D=10mm):

$s = 150$  [mm]       $A_{vf} = 2,094$  [mm<sup>2</sup>/m]

$V_n = cA_{cv} + \mu[A_{vf} + P_c] = 1517,89$  [N/mm]

$V_n \leq 0.2f'_c A_{cv} = 3250$  [N/mm]

$V_n \leq 5.5A_{cv} = 3575$  [N/mm]       $V_n = 1517,89$  [N/mm]

$V_{uh}/\phi = 1431,65$  [N/mm] <  $V_n = 1517,89$  [N/mm] Verifica!!

### Se incrementa refuerzo Φ10c/15 en la interfase Viga-Losa

$P_0 = 3667968,4$  [N] Fuerza de pretensado al momento de la transferencia.

$\phi = 1$  Factor de reducción de resistencia para tracciones en zona de anclaje.

$f_y = 500$  [MPa] Tensión de fluencia de acero.

$\gamma_p = 1,2$  Factor de mayoración de postesado. Art. 3.4.3.2.

$$T_{burst1} = 1260782,4 \text{ [N]} \quad A_s \geq 2521,57 \text{ [mm}^2\text{]}$$

**Se adoptara: 12φ12c/14**

$$T_{burst2} = 694092,47 \text{ [N]} \quad A_s \geq 1388,185 \text{ [mm}^2\text{]}$$

**Se adoptara: 6φ12 + 4φ12**

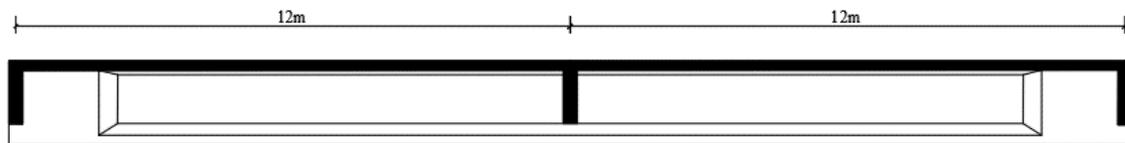
Fuerza de traccion en los vordes (Descantillado) Art.5.10.9.3.2 y C5.10.9.3.2-3

$$P_r = A_s f_y \geq 0,02 P_u = 88031,24 \text{ [N]} \quad A_s \geq 176,06 \text{ [mm}^2\text{]}$$

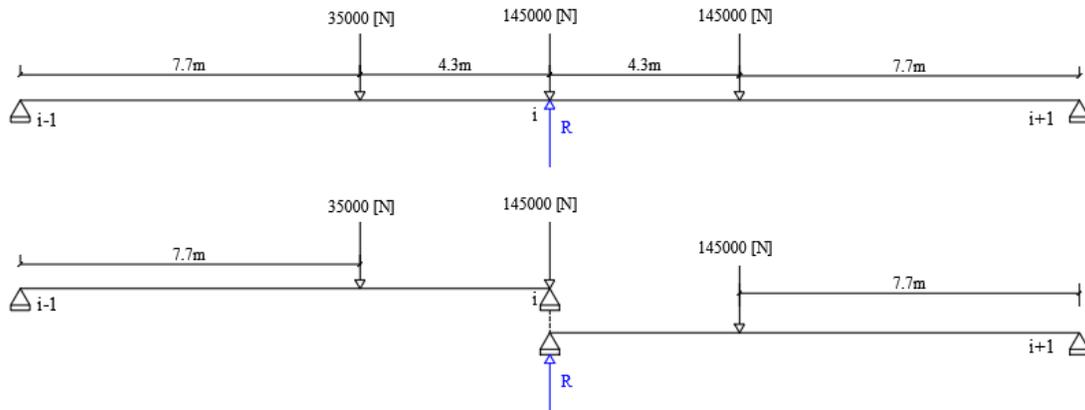
**Se adoptara: 6φ8**

### 3.5.3 Diafragmas

**Figura 3. 24 Reacción R por eje de ruedas sobre el diafragma I.**



**Reacción R por eje de rueda sobre el diafragma i.**

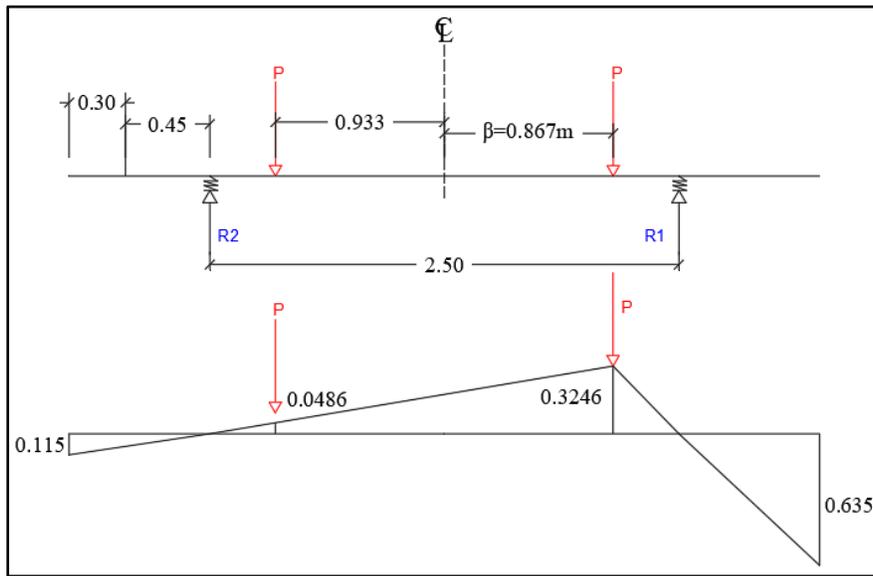


*Fuente: Elaboración propia.*

$$R = \frac{3500 \times 7.7}{12.00} + 145000 + \frac{145000 \times 7.7}{12.00} = 260500 \text{ [N]}$$

Por teorema de Courbon:

**Figura 3. 25 Líneas de influencia para  $M_{\text{máx}}$  por Courbon**



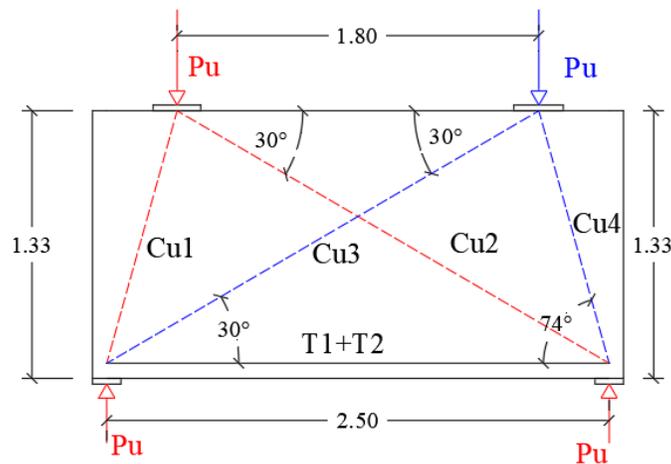
*Fuente: Elaboración propia.*

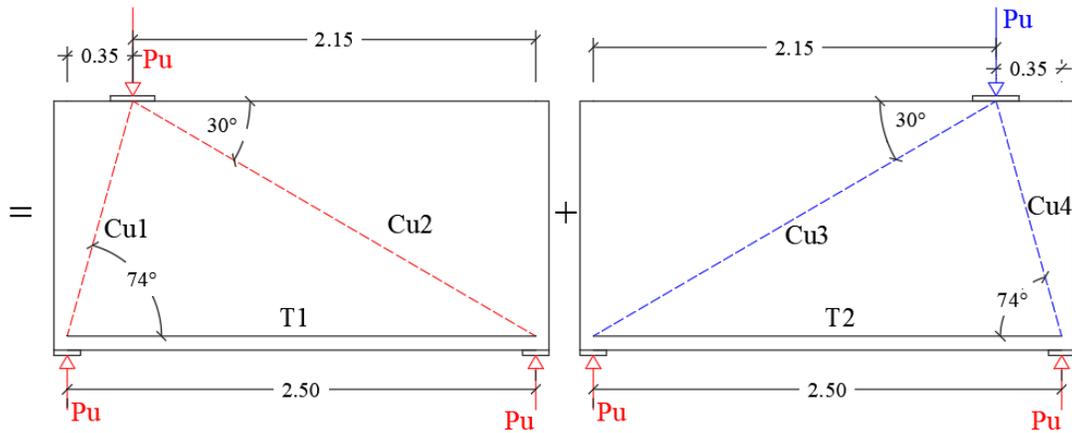
El valor predominante se da en la combinación  $X = e + d$  por el teorema de Courbon

$$M_u = 103800,45 \text{ [Nm]}$$

Por el método de Bielas y Tirantes

**Figura 3. 26 Modelo de Bielas y Tirantes**





Fuente: Elaboración propia.

$$\alpha = 74^\circ \quad \beta = 30^\circ \quad P_u = 303156,88 \text{ [N]}$$

Fuerzas internas en el modelo:

$$R_1 = R_4 = P_u \times \frac{2,15}{2,5} = 260714,91 \text{ [N]}$$

$$R_1 = R_3 = P_u \times \frac{2,15}{2,5} = 260714,91 \text{ [N]}$$

$$Cu_1 = Cu_4 = R_1 \times \text{sen}\alpha = 250408,67 \text{ [N]}$$

$$Cu_2 = Cu_3 = Cu_1 \times \text{cos}\alpha / \text{cos}\beta = 79699,72 \text{ [N]}$$

$$T_1 = T_2 = Cu_1 \times \text{cos}\alpha = 69021,98 \text{ [N]}$$

$$T_1 + T_2 = 2 \times Cu_1 \times \text{cos}\alpha = 138043,97 \text{ [N]}$$

Diseño de Armadura (Tirante, Art. 5.6.3.4.1)

$N_u = 138043,97 \text{ [N]}$  Tension en el tirante.

$\Phi = 0,9$  Art. 5.5.4.2 Para traccion.

$f_y = 500 \text{ [MPa]}$

Para  $T_1+T_2$

$$A_s \geq \frac{N_u}{\phi f_y} = 365,20 \text{ [mm}^2\text{]} = 3,65 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Se adopta } \mathbf{4\phi 10}$$

Armadura para limitaciones de fisuración en diafragmas (ART. 5.6.3.6)

Esta armadura se distribuye en cada dirección (horizontal y vertical).

$h_{diafragma} = 1255$  [mm] Altura de diafragma.

$b = 200$  [mm] Ancho del alma de diafragma.

$N^{\circ}_{caras} = 2$  la armadura se distribuye en la 2 cara de diafragma.

$A_f = 0,003A_g = 753$  [mm<sup>2</sup>] = 7,53 [cm<sup>2</sup>].

**Se adopta 10Φc/20**

### 3.5.4 Diseño de aparatos de apoyo

**Tabla 3. 5 Resumen de reacciones**

Descripción	R máx. [N]
DC accesorio	80334,00
DC losa	108000,00
DW rodadura	26400,00
DC diafragma	9825,00
DC viga	182937,50
CCC carga de carril	83700,00
(LL+IM) sobrecarga	273479,59

*Fuente: Elaboración propia.*

Reacción máxima de servicio  $N = 76,68$  [kN]

Longitud del puente = 24,00 [m]

Acciones horizontales (BR) Art. 3.6.4 AASHTO-LRFD 2004

BR = 43,50 [kN]

$N^{\circ}$  De Apoyos = 4

BR = 10,88 [kN] por aparato de apoyo

a)  $\beta_{nm} \leq \frac{N}{A} \leq 10$  [MPa]

$A \geq 76467,61$  [mm<sup>2</sup>] b = 350 [mm] En direccion transversal al trafico

b)  $\beta_{nm} \leq \frac{N}{A} \leq 12,5$  [MPa]

$A \geq 61174,09$  [mm<sup>2</sup>] a = 250 [mm] En direccion paralela al trafico

c) e = Altura final el aparato de apoyo

Espesor de la placa = 12 [mm] Numero de placas = 5

Espesor de la plancha = 2,5 [mm] Numero de planchas = 4

$h = \#placas * e_p + \#ch * e_{ch} = 70$  [mm]

Calculo de la armadura

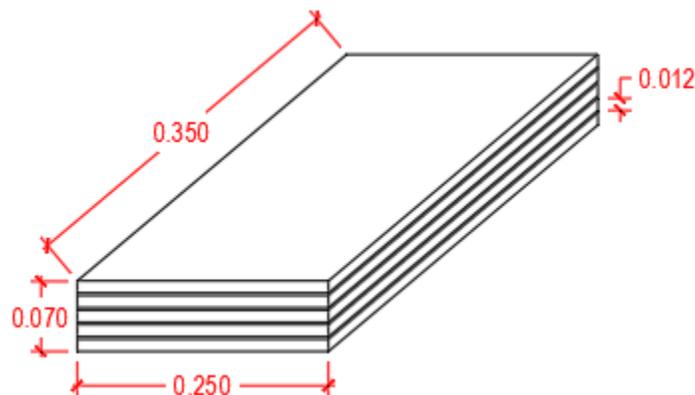
$A_{sa} * f_y = 0,25 * N_u * \left(\frac{a-a_0}{a}\right)$

$A_{sa} = 3.82$  [cm<sup>2</sup>]

**Se adopta:  $\phi 8c/10$  5 barras en lado “b”**

**Se adopta:  $\phi 8c/10$  4 barras en lado “a”**

**Figura 3. 27 Dimensiones del aparato de apoyo**

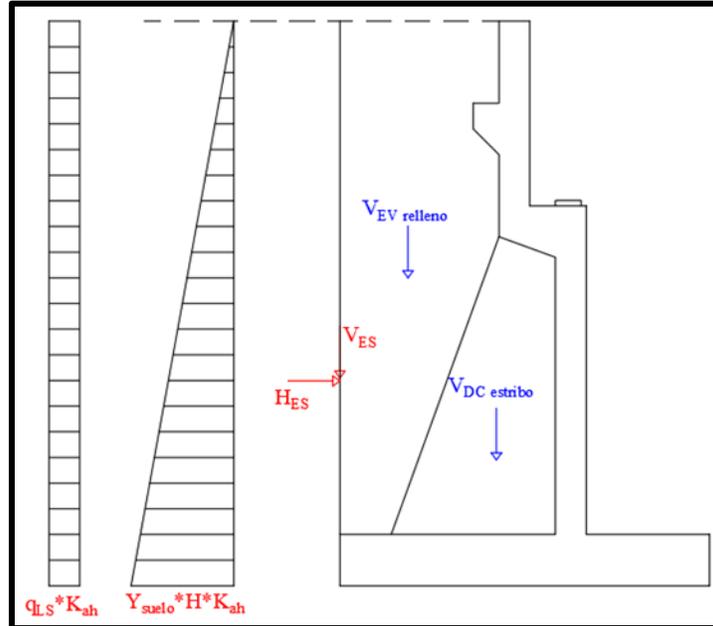


*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.5.5 Diseño de estribos

Análisis de estabilidad

Figura 3. 28 Estado I Estribo constructivo y sometido al empuje de tierra



Fuente: Elaboración propia

Comprobación de la estabilidad

Seguridad al volteo

$$C_{SV} = \frac{M_{DCestribo} + M_{EVrelleno} + M_{ESvertical}}{M_{EShorizontal}} = 3,67 > 2 \text{ Cumple!!}$$

Seguridad al deslizamiento:

$$\mu = \tan\varphi'_f = 0,781 \text{ para hormigonado directo al suelo (Art. 10.6.3.3).}$$

$$C_{SV} = \frac{V_{DCestribo} + V_{EVrelleno} + V_{ESvertical}}{V} = 2,32 > 1,5 \text{ Cumple!!}$$

Cálculo de los refuerzos en el terreno de fundación

Con esfuerzo admisible del terreno

$$B = 3,60 \text{ [m]} \quad E = \frac{B}{2} - \frac{\sum Me - \sum Mv}{\sum Fe} = -0,0049 \text{ [m]} < B/6 = 0,60 \text{ [m]} \text{ Cumple!!}$$

Esfuerzo en el terreno de fundación

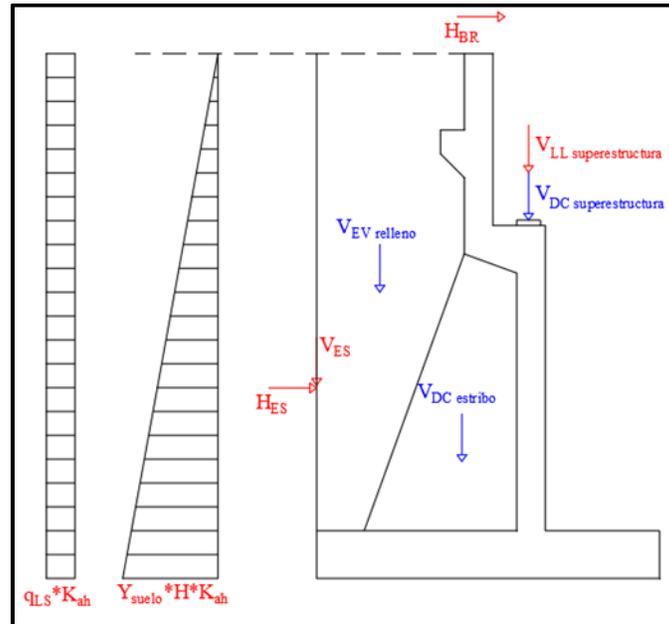
$$\sigma_{suelo} = 40 \text{ [Mpa]} = 40000 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad q = \frac{\sum Fe}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * E}{B}\right) \leq q_{adm}$$

$$q_1 = 236,53 \text{ [kN/m/S]} = 94,61 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ ok Cumple}$$

$$q_2 = 240,44 \text{ [kN/m/S]} = 96,18 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ ok Cumple}$$

Análisis de estabilidad

**Figura 3. 29 Caso II Estribo con puente sometido al empuje de tierra y cargas vivas**



*Fuente: Elaboración propia.*

Comprobación de la estabilidad

Seguridad al volteo

$$C_{SV} = \frac{M_{DCestribo} + M_{EVrelleno} + M_{ESvertical} + M_{DC} + M_{LL}}{M_{EShorizontal} + M_{BR}} = 2,94 > 2 \text{ Cumple!!}$$

Seguridad al deslizamiento:

$$\mu = \tan\phi'_f = 0,781 \text{ para hormigonado directo al suelo (Art. 10.6.3.3).}$$

$$C_{SV} = \frac{(V_{DCestribo} + V_{EVrelleno} + V_{ESvertical} + V_{DC} + V_{LL}) * \mu}{H_{ES} + H_{BR}} = 4,26 > 1,5 \text{ Cumple!!}$$

Cálculo de los refuerzos en el terreno de fundación

Con esfuerzo admisible del terreno

$$B = 3,60 \text{ [m]} \quad E = \frac{B}{2} - \frac{\sum Me - \sum Mv}{\sum Fe} = -0,24 \text{ [m]} < B/6 = 0,60 \text{ [m]} \text{ Cumple!!}$$

Esfuerzo en el terreno de fundación

$$\sigma_{suelo} = 40 \text{ [Mpa]} = 40000 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad q = \frac{\sum Fe}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * E}{B}\right) \leq q_{adm}$$

$$q_1 = 628,80 \text{ [kN/m/S]} = 251,52 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ ok Cumple}$$

$$q_2 = 272,99 \text{ [kN/m/S]} = 109,20 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ ok Cumple}$$

Armadura en losa del alzado (Pantalla frontal)

Se calcula en base al método de Huntington, según se expone en el libro de José Calavera Muro de contención y Sótano, 1989 (Pág. 146).

$$H = 5,50 \text{ [m]} \text{ Altura total de estribo}$$

$$h = 0,50 \text{ [m]} \text{ Altura zapata}$$

$$h' = H - h = 5,00 \text{ [m]} \text{ Altura del alzado (losa)}$$

$$q_{LS} = 16,09 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\gamma_{suelo} = 24,76 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$Kah = 0,25$$

Presiones por Empuje Horizontal Activo:

Para una profundidad “Y” cualquiera:

$$q = (\gamma_s * Y + q_{LS})Kah$$

$$As_{min} = 0,0015 * Ag = 4,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.}$$

$$S \text{ máx.} = 30,00 \text{ [cm]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En cada dirección.}$$

$\phi$ [mm]	Área 1 barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec. Para 1 cara	Espaciamiento máximo
6	0,28	7,96	12,57
8	0,50	4,48	22,34
10	0,79	2,86	34,91
12	1,13	1,99	50,27

**Se adopta  $\phi 10c/30$  Horizontal**

**Se adopta  $\phi 10c/30$  Vertical**

Armadura de contrafuerte de pantalla central

Considerando la carga trapezoidal total como una triangulo q1 y otra rectangular q2:

$$q = q_1 + q_2 \quad q_1 = (\gamma_s * Y)Kah * S \quad q_2 = q_{LS} * Kah * S$$

$$S = 2,50 \text{ [m]}$$

$$M_{serv} = \frac{q1 \cdot Y^2}{6} + \frac{q2 \cdot Y^2}{2}$$

Profundidad [m]	d	q [KN/m]		M serv [KN*m]	Mu [N*m]	a [cm]
		q1	q2			
0	0,20	0,00	10,05	0,00	0,00	0,0000
1	0,20	15,46	10,05	7,60	11402,29	0,2399
1,25	0,20	19,33	10,05	12,88	19325,92	0,4084
1,4	0,20	21,65	10,05	16,92	25378,80	0,5380
2	0,75	30,92	10,05	40,71	61069,90	0,3414
3	1,08	46,38	10,05	114,80	172193,93	0,6721
4	1,44	61,84	10,05	245,31	367965,49	1,0744
5	1,80	77,30	10,05	447,72	671575,67	1,5675

Profundidad [m]	As nes [cm <sup>2</sup> ]	Se adopta:	Obs.
0,00	0,00	φ10c/20	Espaldar
1,00	1,27	φ10c/20	Espaldar
1,25	2,17	φ10c/20	Espaldar
1,40	2,86	φ10c/20	Espaldar
2,00	1,81	3φ16	Contrafuerte
3,00	3,57	3φ16	Contrafuerte
4,00	5,71	3φ16	Contrafuerte
5,00	8,33	5φ16	Contrafuerte

Armadura a cortante en contrafuerte

$$A_v = \frac{V_s \cdot S}{f_{yt} \cdot d} = A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} * \frac{bw \cdot S}{f_{yt}} \geq 0,33 * bw * s / f_{yt}$$

Profundidad [m]	s [cm]	As nes [cm <sup>2</sup> ]	As nes [cm <sup>2</sup> ]	Se adopta:
0	30	-	0,594	φ10c/30
1	30	-	0,594	φ10c/30
1,25	30	-	0,594	φ10c/30
1,4	30	-	0,594	φ10c/30
2	30	-	0,594	φ10c/30
3	30	-	0,594	φ10c/30
4	30	-	0,594	φ10c/30
5	30	-	0,594	φ10c/30

### Armadura Zapata

Se calcula en base al esfuerzo del suelo en servicio. Rige el cálculo de puntera

$$q = 251,52 \text{ [kN/m/m]}$$

$$L = 1,25 \text{ [m]}$$

$$B = 1,00 \text{ [m] Ancho unitario}$$

Asumiendo distribución rectangular de presiones

$$M_{serv} = q * \frac{L^2}{8} = 49,12 \text{ [kN*m/m]} \quad \mu = 73,69 \text{ [kN*m/m]} \quad A_{s \text{ nes}} = 6,71 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_{s_{min}} = 0,0015 * A_g = 7,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.}$$

$$S_{\text{máx.}} = 30,00 \text{ [cm]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En cada dirección.}$$

$\phi$ [mm]	Area 1 barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec. Para 1 cara	Espaciamiento máximo
12	1,13	3,32	30,16
16	2,01	1,87	53,62
20	3,14	1,19	83,78

**Se adopta  $\phi 12c/20$**

**3.6 Precio unitario:** Ver anexo 7

**3.7 Cómputos métricos:** Ver anexo 6

**3.8 Presupuesto:** El presupuesto se distribuye en módulos

Módulo I: Actividades preliminares Bs. 19.787,54

Módulo II: Infraestructura Bs. 712.495,18

Módulo III: Superestructura Bs. 641.026,69

Módulo IV: Obras finales Bs. 138803,94

Costo total del proyecto: Bs. 1.512.113,35

El detalle del presupuesto se encuentra en el Anexo 5.

**CAPÍTULO IV**  
**APORTE ACADÉMICO**

#### 4.1 Estribo de gravedad

Materiales

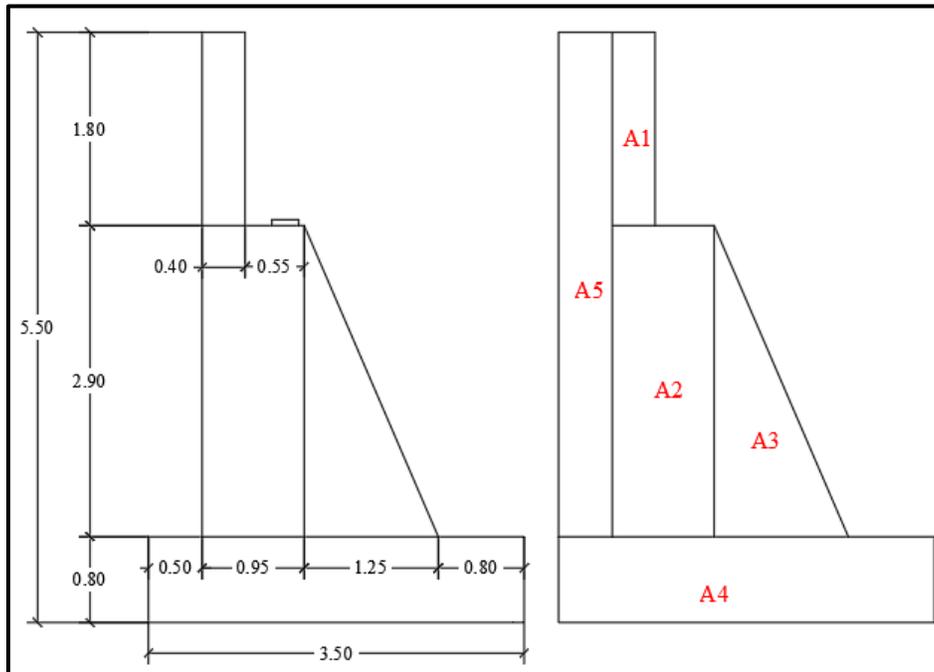
$\gamma_H = 25,0$  [kN/m<sup>3</sup>] Peso específico del Hormigón.

$\gamma_{suelo} = 24,76$  [kN/m<sup>3</sup>] Peso específico del Terraplén.

$\sigma_{adm} = 40,000$  [Mpa] Esfuerzo admisible del suelo.

PREDIMENSIONAMIENTO			
Altura del estribo	H=	5,5	[m]
Base del estribo	(1/2) H~ (2/3) H	3,2	[m]
Altura del cimiento	H/6~H/8	0,8	[m]
Longitud de la punta	H/12~H/6	0,5	[m]
Grosor menor de pantalla	H/12	0,4	[m]
Longitud de cajuela	N=	0,55	[m]

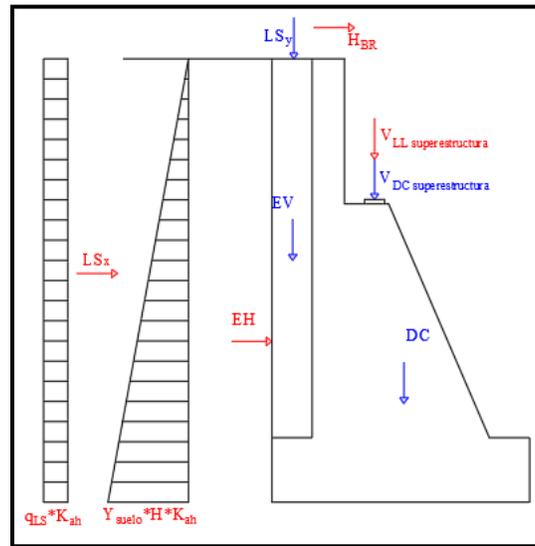
Figura 4. 1 Dimensiones de Estribo y descripción de áreas



Fuente: Elaboración propia.

Estado I (Estribo constructivo y sometido al empuje de tierra)

**Figura 4. 2 Esquema de cargado Estadio I**



*Fuente: Elaboración propia.*

CARGAS VERTICALES (por 1 metro de profundidad)

Cargas DC de viga

Peso propio viga de concreto armado DC

$\gamma_{H^o} = 25,0$  [kN/m<sup>3</sup>] Peso específico del Hormigón.

Elemento	Área (Ai) [m <sup>2</sup> ]	P.E. ( $\gamma$ ) [kN/m <sup>3</sup> ]	DCi [kN]	Brazo (Xi) [m]	Ai*Xi [kN*m]
1	0,720	25	18,00	2,800	50,40
2	2,755	25	68,88	2,520	173,57
3	1,812	25	45,30	1,633	73,97
4	2,800	25	70,00	1,800	126,00
$\Sigma =$			202,18		423,94

$$X_a = \frac{\Sigma A * X_i}{\Sigma A_i} = 2,10 \text{ [m]} \quad DC = 202,18 \text{ [kN]}$$

### Cargas de superestructura

Descripción	$R_{m\acute{a}x}$ [kN]
$DC_{accesorios}$	80,33
$DC_{losa}$	108,00
$DW_{rodadura}$	26,40
$DC_{diafragma}$	14,01
$DC_{viga}$	213,04
$CC_{carga\ de\ carril}$	83,70
$(LL + IM)_{sobrecarga}$	273,48

DC superestructura  $P_{DC} = 415,38$  [kN]  $X_a = 2,23$  [m]

DW rodadura  $P_{DW} = 26,40$  [kN]  $X_a = 2,23$  [m]

Cargas EV peso del terreno

$$\gamma_s = 24,76 \text{ [kN]}$$

$$EV = \gamma_s * A$$

Elemento	Área ( $A_i$ ) [m <sup>2</sup> ]	P.E. ( $\gamma$ ) [kN/m <sup>3</sup> ]	EV <sub>i</sub> [kN]	Brazo ( $X_i$ ) [m]	EV* $X_i$ [kN*m]
1	2,350	24,76	58,19	3,25	189,10
$\Sigma =$			58,19		189,10

$$X_a = \frac{\Sigma A * X_i}{\Sigma A_i} = 3,25 \text{ [m]} \quad EV = 58,19 \text{ [kN]}$$

Cara LL+IM superestructura  $P_{LL+IM} = 357,18$  [kN]  $X_a = 2,23$  [m]

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C

Para altura mayor a 2,85 m, la altura de sobrecarga viva será:

$$h' = 0,65 \text{ [m]} \quad b' = 0,50 \text{ [m]} \text{ Base de apoyo de la sobre carga viva}$$

$$\gamma_s = 24,76 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$LS = \gamma_s * b' * h' = 8,05 \text{ [kN]} \quad X_a = 3,25 \text{ [m]}$$

## Resumen de cargas horizontales

Carga	Tipo	V	Xa	Mv
		[kN]	[m]	[kN*m]
DC	DC	202,18	2,097	423,94
P <sub>DC</sub>	DC	415,38	2,230	926,29
P <sub>DW</sub>	DW	26,40	2,230	58,87
EV	EV	58,19	3,250	189,10
P <sub>LL+IM</sub>	LL+IM	357,18	2,230	796,51
LS <sub>Y</sub>	LS	8,05	3,250	26,15
Σ =		1067,37		2420,87

Cargas Horizontales (por 1 metro de profundidad)

El coeficiente de empuje lateral activo (Ka) se puede tomar como:

De la fórmula de AASHTO 3.11.5.3-1 y 3.11.5.3-2

Donde:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right)$$

Y, además:

$\theta = 90$  [°] Angulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal.

$\phi_f = 38$  [°] Angulo efectivo de fricción interna.

$\beta = 0$  [°] Angulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.

$\delta = 0$  [°] Angulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la norma.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right) = 0,238$$

Cargas actuantes:

Cargas LS sobrecarga por carga viva en el terreno

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$h' = 0,65 \text{ [m]}$$

$$K_a = 0,238$$

$$\gamma_s = 24,76 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$H = 5,5 \text{ [m]}$$

$$EH = H * (K_a * h' * \gamma_s) = 21,06 \text{ [kN]} \quad Y_a = 2,75 \text{ [m]}$$

Cargas EH presión lateral del terreno

$$EH = \frac{1}{2} * H * (Ka * H * \gamma_s) = 89,09 \text{ [kN]} \quad Ya = 1,83 \text{ [m]}$$

Cargas BR frenado

$$P \text{ camión} = 145 \text{ [kN]}$$

$$P \text{ tándem} = 110 \text{ [kN]}$$

$$q \text{ carril} = 9,30 \text{ [kN/m]}$$

$$N^\circ \text{ de carril} = 1$$

$$\text{Factor de presencia múltiple} = 1,2$$

25 % del peso por eje del camión de diseño o tándem de diseño

$$BR = (P \text{ camión o } P \text{ tándem}) * N^\circ \text{ de carril} * F.P.M. = 43,50 \text{ [kN]}$$

5 % del camión de diseño o tándem de diseño más la carga de carril

$$BR = 0,05 * [(P \text{ camión o } P \text{ tándem}) + q_{\text{carril}}] * N^\circ \text{ de carril} * F.P.M. = 8,70 \text{ [kN]}$$

Fuerza de frenado para un metro de profundidad

$$BR_{\text{máx}} = 45,50 \text{ [kN]}$$

$$L = 5,00 \text{ [m]} \text{ Longitud de cajuela} \quad BR = 8,70 \text{ [kN]} \text{ Fuerza por un metro de profundidad}$$

Resumen de cargas verticales

Carga	Tipo	H	Ya	Mv
		[kN]	[m]	[kN*m]
LSx	LS	21,06	2,750	57,91
EH	EH	89,09	1,833	163,32
BR	BR	8,70	7,300	63,51
Σ =		118,84		284,74

Cargas mayoradas

Cargas verticales Vu

Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ =
Carga	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>Y</sub>	Vu [kN]
V [kN]	202,2	415,4	26,4	58,2	357,2	8,0	1067,4
γ	0,9	0,9	0,65	1	0	0	631,1
Resist. Ia	182,0	373,8	17,2	58,2	0,0	0,0	
γ	1,25	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75	1529,2
Resist. Ib	252,7	519,2	39,6	78,6	625,1	14,1	

### Momentos estabilizadores por cargas verticales Mvu

Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ =
Carga	DC	P <sub>DC</sub>	P <sub>DW</sub>	EV	P <sub>LL+IM</sub>	LS <sub>Y</sub>	Mvu [kN]
Mv [kN]	423,9	926,3	58,9	189,1	796,5	26,2	2420,9
γ	0,9	0,9	0,65	1	0	0	1442,6
Resist. Ia	381,5	833,7	38,3	189,1	0,0	0,0	
γ	1,25	1,25	1,5	1,35	1,75	1,75	3471,1
Resist. Ib	529,9	1157,9	88,3	255,3	1393,9	45,8	

### Cargas horizontales Hu

Tipo	LS	EH	BR	Σ =
Carga	LSx	EH	BR	Hu [kN]
H [kN]	21,06	89,09	8,70	118,84
γ	1,75	1,5	1,75	185,70
Resist. Ia	36,85	133,63	15,23	
γ	1,75	1,5	1,75	185,70
Resist. Ib	36,85	133,63	15,23	

### Momentos de vuelco por cargas horizontales M<sub>HU</sub>

Tipo	LS	EH	BR	Σ =
Carga	LSx	EH	BR	M <sub>HU</sub> [kN]
M <sub>H</sub> [kN]	57,91	163,32	63,51	284,74
γ	1,75	1,5	1,75	457,46
Resist. Ia	101,34	244,99	111,14	
γ	1,75	1,5	1,75	457,46
Resist. Ib	101,34	244,99	111,14	

### Chequeo en la estabilidad de esfuerzos

#### Vuelco alrededor del punto "A" AASHTO, Art. 11.6.3.3

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los tercios centrales

$$e_{\text{máx}} = \frac{1}{4} * B \quad e = \frac{B}{2} - X_0 \quad X_0 = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_n} \quad B = 3,50 \text{ [m]}$$

Estado	Vu	M <sub>VU</sub>	M <sub>HU</sub>	X <sub>0</sub>	e	e <sub>máx</sub>	Condición
	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[m]	[m]	[m]	
Resist. Ia	631,14	1442,58	457,46	1,561	0,19	0,88	OK
Resist. Ib	1529,24	3471,05	457,46	1,971	-0,22	0,88	OK

Deslizamiento en base del estribo Art. 10.6.3.3

$$F_f = \mu(\phi_T * V_u) =$$

$$\phi'_f = 38 [^\circ] \quad \mu = \text{tag}(\phi'_f) = 0,78 \quad \phi_T = 1$$

Estado	Vu	F <sub>f</sub>	Hu	Condición
	[kN]	[kN]	[kN]	
Resist. Ia	631,14	493,10	185,70	OK
Resist. Ib	1529,24	1194,77	185,70	OK

Presiones actuantes en la base del estribo Art. 10.6.3.1

$$\phi_b = 0,6 \text{ Tabla 10.5.5-1}$$

$$F.S. = 3$$

$$\sigma_{adm} = 40,00 \text{ [Mpa]}$$

$$B = 3,50 \text{ [m]}$$

$$q_R = \phi_b * (F.S. * \sigma_{adm}) = 72,00 \text{ [Mpa]}$$

$$q = \frac{V_u}{B-2*e}$$

Estado	Vu	e	q	q <sub>R</sub>	Condición
	[kN]	[m]	[Mpa]	[Mpa]	
Resist. Ia	631,14	0,19	0,224	72,000	OK
Resist. Ib	1529,2	-0,22	0,420	72,000	OK

Caso II Estribo sin puente

Vuelco alrededor del punto "A" AASHTO, Art. 11.6.3.3

Estado	Vu	M <sub>VU</sub>	M <sub>HU</sub>	X <sub>0</sub>	e	e <sub>MAX</sub>	Condición
	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[m]	[m]	[m]	
Resist. Ia	240,14	570,65	346,32	0,934	0,816	0,875	OK
Resist. Ib	345,35	830,98	346,32	1,403	0,347	0,875	OK

Deslizamiento en base del estribo Art. 10.6.3.3

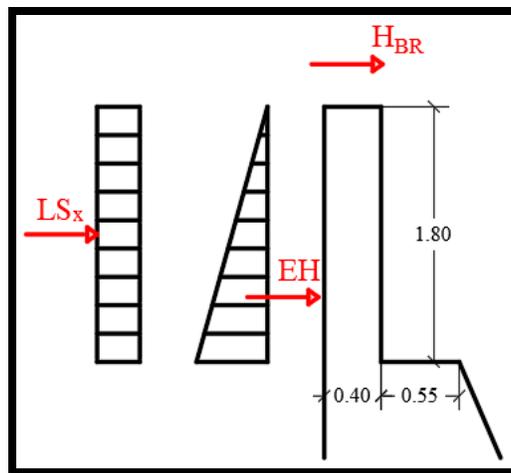
Estado	Vu	F <sub>f</sub>	Hu	Condición
	[kN]	[kN]	[kN]	
Resist. Ia	240,14	187,62	170,48	OK
Resist. Ib	345,35	269,82	170,48	OK

Presiones actuantes en la base del estribo Art. 10.6.3.1

Estado	Vu	e	q	q <sub>R</sub>	Condición
	[kN]	[m]	[Mpa]	[m]	
Resist. Ia	240,14	0,816	0,13	72,000	OK
Resist. Ib	345,35	0,347	0,12	72,000	OK

Diseño de armadura la losa de transición del estribo de gravedad

**Figura 4. 3 Esquema de cargado de losa de transición**



*Fuente: Elaboración propia.*

Componentes horizontales de la sobrecarga por carga viva

$$h' = 0.65 \text{ [m]}$$

$$K_a = 0.238$$

$$\gamma_s = 24,76 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$h_1 = 1,80 \text{ [m]}$$

$$LS = h1 * (Ka * h' * \gamma_s) = 6,89 \text{ [kN]} \quad Y_{LS} = h1/2 = 0,90 \text{ [m]} \quad M_{LS} = 6,20 \text{ [kN*m]}$$

Carga BR de frenado

$$BR = 8,70 \text{ [kN]} \quad Y_{BR} = 3,60 \text{ [m]} \quad M_{BR} = 31,32 \text{ [kN*m]}$$

Cargas EH presión lateral del terreno

$$EH = \frac{1}{2} * h1 * (Ka * h1 * \gamma_s) = 9,54 \text{ [kN]} \quad Y_{EH} = h1/2 = 0,60 \text{ [m]} \quad M_{EH} = 5,73 \text{ [kN*m]}$$

Diseño a flexión

Momento de diseño

Estado Limite de Resistencia I, con un valor  $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = 1,75 * M_{LS} + 1,5 * M_{EH} + 1,75 * M_{BR} = 74,25 \text{ [kN*m]}$$

$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$  Resistencia de Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2.5 [cm]

$f_y = 500 \text{ [MPa]}$  Resistencia del acero según ASTM 615

$$\phi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2}$$

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$h = 0,40 \text{ [m]}$$

$$r = 0,05 \text{ [m]}$$

$$\Phi = 12 \text{ [mm]}$$

$$d = 0,342 \text{ [m]}$$

$$a = d * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * f'_c * b * d^2}} \right) = 0,0164 \text{ [m]} = 1,64 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} = 6,96 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$\Phi$ [mm]	Área barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec.	Espaciamiento máximo [cm]
12	1,13	6,15	16,25
16	2,01062	3,46	28,88

**Se asume  $\phi 12c/15$**

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2-1, en dirección principal

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$h = 0,40 \text{ [m]} \quad A_s = 0,0015 * A_g = 6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_g = 0,40 \text{ [m}^2\text{]} \quad A_s = 3 \text{ [cm}^2\text{/cara]}$$

$\Phi$ [mm]	Área barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec.	Espaciamiento máximo [cm]
10	0,79	3,82	26,18
12	1,13097	2,65	37,70

Se asume  $\phi 10c/25$

Revisión por Cortante

$$V_u = 1,75 * V_{LS} + 1,5 * V_{EH} + 1,75 * V_{BR} = 41,60 \text{ [kN]}$$

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2} \quad V_n = \frac{V_u}{\varphi} = 46219,34 \text{ [N] Art. 5.8.2.1-2}$$

$$h = 0,40 \text{ [m]}$$

$$r = 0,05 \text{ [m]}$$

$$d = 0,342 \text{ [m]}$$

Resistencia nominal al corte del Hormigón Art. 5.8.3.3-3

$$\beta = 2 \text{ Art. 5.8.3.4} \quad d_v = 0,72 * h = 0,288 \text{ [m] Art. 5.8.2.9}$$

$$d = 1 \text{ [m]} \quad d_v = 0,9 * d_e = 0,308 \text{ [m]}$$

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v = 239040 \text{ [N]}$$

$$V_u = 41597,41 < 0,5 * \varphi * V_u = 107568 \text{ [N] Puede no proveerse de Arm. Transversal !!}$$

Art. 5.8.2.4

#### 4.2 Diseño estructural de Estribo de voladizo

$\gamma_{H^o} = 25,0 \text{ [kN/m}^3\text{]}$  Peso específico del Hormigón.

$\gamma_{suelo} = 24,76 \text{ [kN/m}^3\text{]}$  Peso específico del Terraplén.

$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$  Resistencia de Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2.5 [cm]

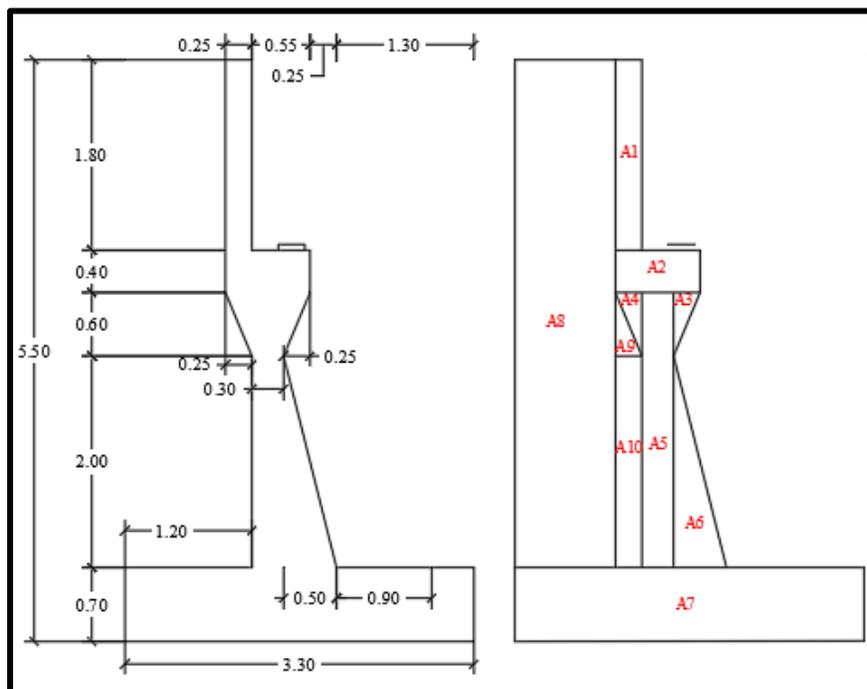
$f_y = 500 \text{ [MPa]}$  Resistencia del acero según ASTM 615

$\sigma_{adm} = 40,000 \text{ [Mpa]}$  Esfuerzo admisible del suelo.

Predimensionamiento

Altura del estribo	H=	5,50	[m]
Base del estribo	$1/2H \sim B \sim 2/3H$	3,00	[m]
Altura del cimiento	$D = 0,1H$	0,70	[m]
Longitud de la punta	$L \text{ punta} = B/3$	1,30	[m]
Grosor menor de pantalla	$t \text{ sup} = H/24$	0,30	[m]
Grosor mayor de pantalla	$t \text{ inf} = 0,1H$	0,80	[m]
Longitud de cajuela	N =	0,55	[m]

**Figura 4. 4 Dimensiones de Estribo y descripción de áreas**

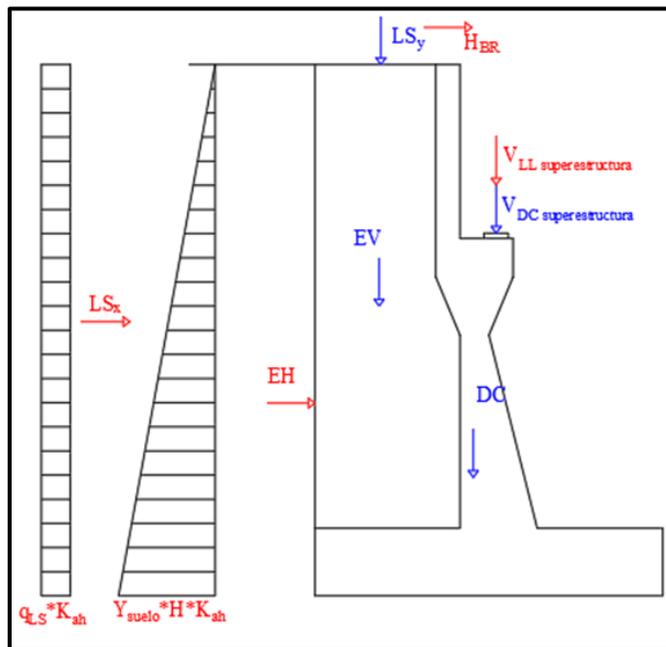


*Fuente: Elaboración propia.*

Cargas verticales por un metro de profundidad

$X_a = 1,79 \text{ [m]}$      $DC = 112,75 \text{ [kN]}$

**Figura 4. 5 Caso I estribo con puente**



*Fuente: Elaboración propia.*

Cargas de superestructura

DC superestructura  $P_{DC} = 381,10$  [kN]  $X_a = 1,72$  [m]

DW rodadura  $P_{DW} = 26,40$  [kN]  $X_a = 1,72$  [m]

Cargas EV peso del terreno

$X_a = 2,75$  [m]  $EV = 127,143$  [kN]

Cara LL+IM superestructura  $P_{LL+IM} = 357,18$  [kN]  $X_a = 1,72$  [m]

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C

Para altura mayor a 5,50 m, la altura de sobrecarga viva será:

$h' = 0,65$  [m]  $b' = 0,95$  [m] Base de apoyo de la sobre carga viva

$\gamma_s = 24,76$  [kN/m<sup>3</sup>]

$LS = \gamma_s * b' * h' = 15,28$  [kN]  $X_a = 2,82$  [m]

## Resumen de cargas horizontales

Carga	Tipo	V	Xa	Mv
		[kN]	[m]	[kN*m]
DC	DC	112,75	1,788	201,58
P <sub>DC</sub>	DC	381,10	1,720	655,49
P <sub>DW</sub>	DW	26,40	1,720	45,41
EV	EV	127,14	2,754	350,09
P <sub>LL+IM</sub>	LL+IM	357,18	1,720	614,35
LS <sub>Y</sub>	LS	15,29	2,820	43,12
Σ =		1019,86		1910,02

### Cargas Horizontales (por 1 metro de profundidad)

El coeficiente de empuje lateral activo ( $K_a$ ) se puede tomar como:

De la fórmula de AASHTO 3.11.5.3-1 y 3.11.5.3-2

Donde:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right)$$

Y, además:

$\theta = 90$  [°] Angulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal.

$\phi_f = 38$  [°] Angulo efectivo de fricción interna.

$\beta = 0$  [°] Angulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.

$\delta = 0$  [°] Angulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la norma.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right) = 0,238$$

Cargas actuantes:

Cargas LS sobrecarga por carga viva en el terreno

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva

$$h' = 0,65 \text{ [m]}$$

$$K_a = 0,238$$

$$\gamma_s = 24,76 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$H = 5,5 \text{ [m]}$$

$$EH = H * (Ka * h' * \gamma_s) = 21,06 \text{ [kN]} \quad Ya = 2,75 \text{ [m]}$$

Cargas EH presión lateral del terreno

$$EH = \frac{1}{2} * H * (Ka * H * \gamma_s) = 89,09 \text{ [kN]} \quad Ya = 1,83 \text{ [m]}$$

Cargas BR frenado

Fuerza de frenado para un metro de profundidad

$$BR_{m\acute{a}x} = 45,50 \text{ [kN]}$$

L = 5,00 [m] Longitud de cajuela  $BR = 8,70 \text{ [kN]}$  Fuerza por un metro de profundidad

Resumen de cargas verticales

Carga	Tipo	H	Ya	Mv
		[kN]	[m]	[kN*m]
LSx	LS	21,06	2,750	57,91
EH	EH	89,09	1,833	163,32
BR	BR	8,70	7,300	63,51
$\Sigma =$		118,84		284,74

Cheque de estabilidad de esfuerzos

Vuelco alrededor del punto A

Estado	Vu	M <sub>VU</sub>	M <sub>HU</sub>	X <sub>0</sub>	e	e <sub>max</sub>	Condición
	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[m]	[m]	[m]	
Resist. Ia	581,39	615,52	1226,41	457,46	1,249	0,40	OK
Resist. Ib	1436,09	1480,37	2762,62	457,46	1,557	0,09	OK

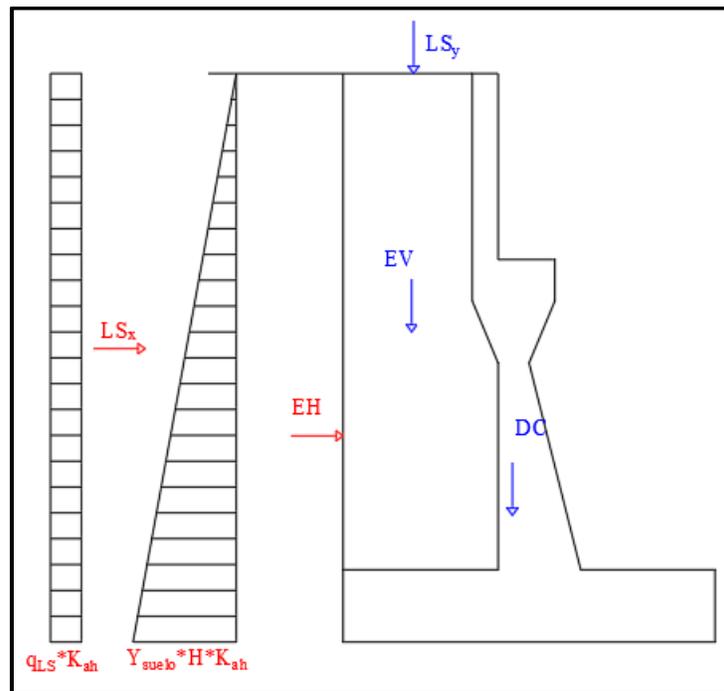
Deslizamiento en la base del estribo

Estado	Vu	F <sub>f</sub>	Hu	Condición
	[kN]	[kN]	[kN]	
Resist. Ia	615,52	480,90	185,70	OK
Resist. Ib	1480,37	1156,59	185,70	OK

Presiones actuantes en la base del estribo

Estado	Vu	e	q	q <sub>R</sub>	Condición
	[kN]	[m]	[Mpa]	[Mpa]	
Resist. Ia	615,52	0,40	0,246	66,000	OK
Resist. Ib	1480,4	0,09	0,475	66,000	OK

**Figura 4. 6 Caso II Estribo sin puente**



*Fuente: Elaboración propia.*

Vuelco alrededor del punto A

Estado	Vu	M <sub>VU</sub>	M <sub>HU</sub>	X <sub>0</sub>	e	e <sub>max</sub>	Condición
	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[m]	[m]	[m]	
Resist. Ia	255,37	606,96	346,32	1,021	0,629	0,825	OK
Resist. Ib	339,34	800,04	346,32	1,337	0,313	0,825	OK

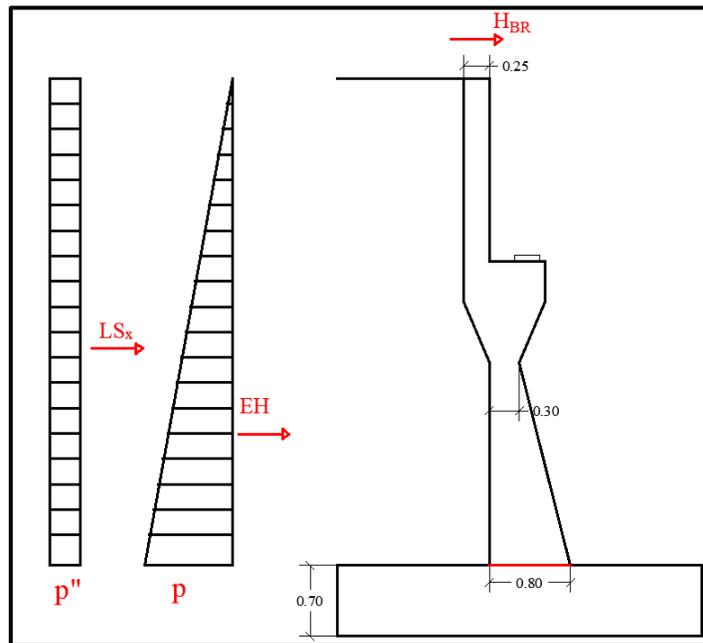
Deslizamiento en la base del estribo

Estado	Vu	F <sub>f</sub>	Hu	Condición
	[kN]	[kN]	[kN]	
Resist. Ia	255,37	199,52	170,48	OK
Resist. Ib	339,34	265,12	170,48	OK

Presiones actuantes en la base del estribo

Estado	Vu	e	q	q <sub>R</sub>	Condición
	[kN]	[m]	[Mpa]	[m]	
Resist. Ia	255,37	0,629	0,13	66,000	OK
Resist. Ib	339,34	0,313	0,13	66,000	OK

**Figura 4. 7 Diseño de pantalla**



*Fuente: Elaboración propia.*

Cargas	Carga distribuida [kN/m]		Carga [kN]	Yp [m]	M[kN*m]
LS	$p''=0,333*0,65*24,76=$	5,36	25,73	2,40	61,75
EH	$p=0,333*4,8*24,76=$	39,58	94,98	1,60	151,97
BR			8,70	7,30	63,51

Acero por flexión

Estado Limite de Resistencia I, con un valor  $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = 1,75 * M_{LS} + 1,5 * M_{EH} + 1,75 * M_{BR} = 447,16 \text{ [kN*m]}$$

$$f'_c = 25 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. agregado 2,5 [cm]}$$

$f_y = 500$  [MPa] Resistencia del acero según ASTM 615

$\varphi = 0,9$  Art. 5.5.4.2

$b = 1,00$  [m] Base de la pieza

$h = 0,80$  [m] Altura de la pieza

$r = 0,075$  [m] Recubrimiento mecánico

$\Phi = 20$  [mm]

$d = 0,715$  [m]

$$a = d * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'_c * b * d^2}} \right) = 0,036 \text{ [m]} = 3,56 \text{ [cm]}$$

$\frac{A_s = 0,85 * f'_c * a * b}{f_y} =$ 15,09 [cm <sup>2</sup> ] [mm]	Área 1 barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec.	Espaciamiento máximo [cm]
20	3,14	4,80	20,82
25	4,90874	3,07	32,53

**Se asume 5 $\phi$ 20c/20**

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2-1, en dirección principal

$b = 1,00$  [m]

$h = 0,40$  [m]       $A_s = 0,0015 * A_g = 12$  [cm<sup>2</sup>]

$A_g = 0,40$  [m<sup>2</sup>]       $A_s = 6$  [cm<sup>2</sup>/cara]

$\Phi$ [mm]	Área barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec.	Espaciamiento máximo [cm]
12	1,13	5,31	18,85
16	2,01062	2,98	33,51

**Se asume 4 $\phi$ 12c/15**

Revisión por Cortante

$$V_u = 1,75 * V_{LS} + 1,5 * V_{EH} + 1,75 * V_{BR} = 202,72 \text{ [kN]}$$

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2} \quad V_n = \frac{V_u}{\varphi} = 225247,33 \text{ [N] Art. 5.8.2.1-2}$$

$$h = 0,80 \text{ [m] Altura de la pieza}$$

$$r = 0,075 \text{ [m] Recubrimiento mecánico}$$

$$d = 0,715 \text{ [m]}$$

Resistencia nominal al corte del Hormigón Art. 5.8.3.3-3

$$\beta = 2 \text{ Art. 5.8.3.4} \quad d_v = 0,72 * h = 0,576 \text{ [m] Art. 5.8.2.9}$$

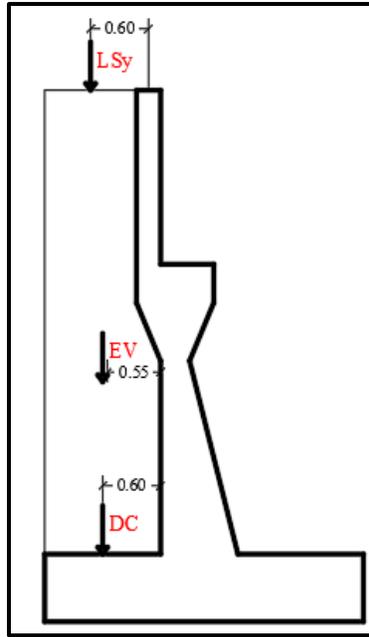
$$d = 1 \text{ [m]} \quad d_v = 0,9 * d_e = 0,644 \text{ [m]}$$

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v = 478080 \text{ [N]}$$

$$V_u = 202722,60 < 0,5 * \varphi * V_u = 215136,00 \text{ [N] Puede no proveerse de Arm. Transversal!! Art. 5.8.2.4}$$

Diseño de fundación

**Figura 4. 8 Acero parte superior de la zapata**



Fuente: Elaboración propia.

LSy =	18,57	[kN]
EV =	127,14	[kN]
DC =	26,25	[kN]

Acero por flexión

Estado Límite de  
valor  $n = n_D n_R n_I = 1$

Resistencia I, con un

$$M_u = 1,75 * M_{LS} + 1,5 * M_{EH} + 1,75 * M_{BR} = 192,07 \text{ [kN*m]}$$

$f'_c = 25$  [MPa] Resistencia de Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2.5 [cm]

$f_y = 500$  [MPa] Resistencia del acero según ASTM 615

$\varphi = 0,9$  Art. 5.5.4.2

$b = 1,00$  [m] Base de la pieza

$h = 0,70$  [m] Altura de la pieza

$r = 0,075$  [m] Recubrimiento mecánico

$\Phi = 20$  [mm]

$d = 0,615$  [m]

$$a = d * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'_c * b * d^2}} \right) = 0,0234 \text{ [m]} = 2,34 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y} = 9,96 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$\Phi$ [mm]	Área 1 barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec.	Espaciamiento máximo [cm]
16	2,01	4,96	20,18
20	3,14159	3,17	31,53

**Se asume 4 $\phi$ 20c/30**

Armadura por Contracción y Temperatura Art. 5.10.8.2-1, en dirección principal

$$b = 1,00 \text{ [m]}$$

$$h = 0,40 \text{ [m]} \quad A_s = 0,0015 * A_g = 10,50 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_g = 0,40 \text{ [m}^2\text{]} \quad A_s = 5,25 \text{ [cm}^2\text{/cara]}$$

$\Phi$ [mm]	Área barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec.	Espaciamiento máximo [cm]
12	1,13	4,64	21,54
16	2,01062	2,61	38,30

**Se asume 5 $\phi$ 12c/20**

Revisión por Cortante

$$V_u = 1,75 * V_{DC} + 1,5 * V_{EV} + 1,75 * V_{LS} = 285,08 \text{ [kN]}$$

$$\varphi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2} \quad V_n = \frac{V_u}{\varphi} = 316754,67 \text{ [N] Art. 5.8.2.1-2}$$

$$h = 0,70 \text{ [m]} \text{ Altura de la pieza}$$

$$r = 0,075 \text{ [m]} \text{ Recubrimiento mecánico}$$

$$d = 0,615 \text{ [m]}$$

Resistencia nominal al corte del Hormigón Art. 5.8.3.3-3

$$\beta = 2 \text{ Art. 5.8.3.4} \quad d_v = 0,72 * h = 0,504 \text{ [m] Art. 5.8.2.9}$$

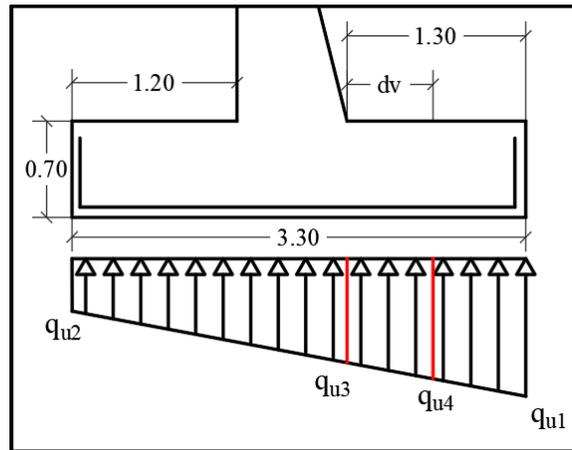
$$d = 1 \text{ [m]} \quad d_v = 0,9 * d_e = 0,554 \text{ [m]}$$

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v = 418320 \text{ [N]}$$

$$V_u = 285079,20 < V_c = 418320 \text{ [N]} \text{ Puede no proveerse de Arm. Transversal!! Art. 5.8.2.4}$$

Diseño de fundación

**Figura 4. 9 Armadura inferior de zapata de fundación**



*Fuente: Elaboración propia.*

Cargas de reacción del suelo de fundación se tomó como la mayor de las estudiadas anteriormente.

$$L = 1,30 \text{ [m]}$$

$$V_u = 1480,37 \text{ [kN]}$$

$$e = 0,09 \text{ [m]}$$

$$B = 3,30 \text{ [m]}$$

$$qu = \frac{V_u}{B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) =$$

$$qu1 = 524,33 \text{ [kN/m]}$$

$$qu2 = 372,86 \text{ [kN/m]}$$

$$qu3 = 469,25 \text{ [kN/m]}$$

$$qu4 = 498,17 \text{ [kN/m]}$$

$$M_U = \frac{L^3}{6} (qu3 + 2 * qu2) = 427,54 \text{ [kN*m]}$$

$f'_c = 25 \text{ [MPa]}$  Resistencia de Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2.5 [cm]

$f_y = 500 \text{ [MPa]}$  Resistencia del acero según ASTM 615

$\phi = 0,9$  Art. 5.5.4.2

$b = 1,00 \text{ [m]}$  Base de la pieza

$h = 0,70$  [m] Altura de la pieza

$r = 0,075$  [m] Recubrimiento mecánico

$\Phi = 20$  [mm]

$d = 0,613$  [m]

$$a = d * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_n}{0,85 * f'c * b * d^2}} \right) = 0,0399 \text{ [m]} = 3,99 \text{ [cm]}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} = 16,98 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$\Phi$ [mm]	Area 1 barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec.	Espaciamiento maximo [cm]
20	3,14	5,40	18,50
25	4,90874	3,46	28,91

**Se asume 5 $\phi$ 20c/18**

Revisión por Cortante

$$V_u = (qu1 + qu4) * (de - d'e) = 44,73 \text{ [kN]}$$

$$\phi = 0,9 \text{ Art. 5.5.4.2} \quad V_n = \frac{V_u}{\phi} = 49704,88 \text{ [N] Art. 5.8.2.1-2}$$

$h = 0,70$  [m] Altura de la pieza

$r = 0,075$  [m] Recubrimiento mecánico

$d = 0,613$  [m]

Resistencia nominal al corte del Hormigón Art. 5.8.3.3-3

$$\beta = 2 \text{ Art. 5.8.3.4} \quad d_v = 0,72 * h = 0,504 \text{ [m] Art. 5.8.2.9}$$

$$d = 1 \text{ [m]} \quad d_v = 0,9 * d_e = 0,551 \text{ [m]}$$

$$V_c = 0,083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v = 418320 \text{ [N]}$$

$$V_u = 44734,4 < V_c = 188244 \text{ [N] Puede no proveerse de Arm. } \ddagger \text{Transversal!! Art. 5.8.2.4}$$

### 4.3 Diseño de estribo cerrado contrafuerte de H°A°

$\gamma_{H^\circ} = 25,0$  [kN/m<sup>3</sup>] Peso específico del Hormigón.

$\gamma_{suelo} = 24,76$  [kN/m<sup>3</sup>] Peso específico del Terraplén.

$f'_c = 25,00$  [Mpa] Resistencia del H° cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2.5 [cm].

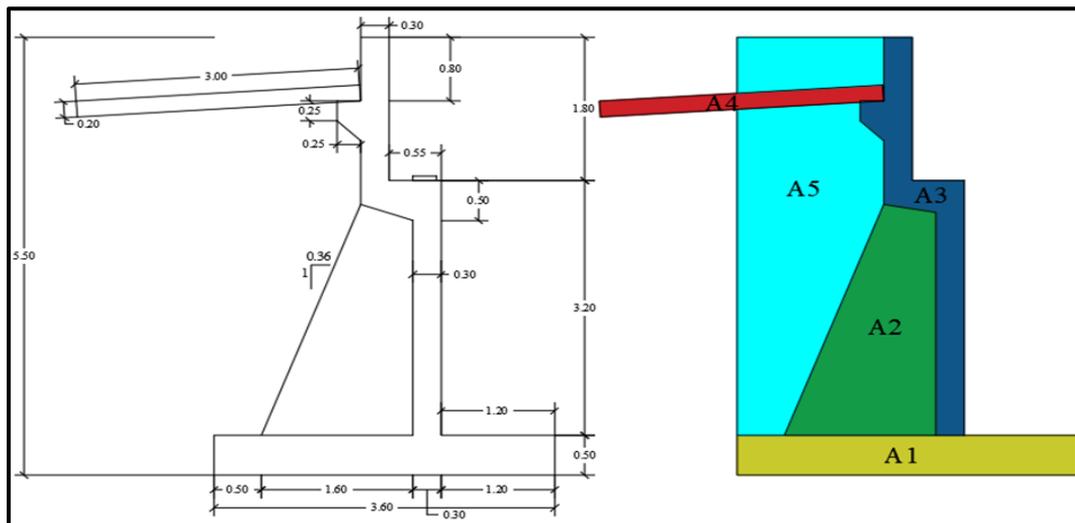
$f_y = 500,00$  [Mpa] Resistencia del Acero según ASTM 615.

$\sigma_{adm} = 40,000$  [Mpa] Esfuerzo admisible del suelo.

El predimensionamiento se procede según los criterios de Braja M. Das Principios de Ingeniería de Cimentaciones (Pag 447) y Javier Manterola, Puentes, Apuntes para su diseño, calculo y construcción - Tomo II (Pag. 680).

Descripción	Predimensionado	Min	Max	Adoptado	Observación
Altura de Alzado	H'			5,5	
Altura de Superestructura	h1			1,8	
Ancho Zapata	(0,4 a 0,9) H'	2,2	4,95	3,6	
Altura Zapata	(1/12 a 1/8) H'	0,458	0,6875	0,5	
Espesor Alzado	(1/12 a 1/8) H'	0,458	0,6875	-	No se adopta el criterio
Espesor Alzado	$\geq 0,3$	0,3		0,3	
Espaldar	máx. (0,30; h1/8)	0,225	0,3	0,3	
Puntera	0,1*H'	0,55		1,2	
Altura Total	H=H'+h1			5,5	

**Figura 4. 10 Dimensiones de Estribo y descripción de áreas**



*Fuente: Elaboración propia.*

## Geometría del Estribo

### Análisis de carga

#### Peso propio estructura de H°A°

Descrip.	Área	S	F <sub>A</sub> [kN]	X <sub>A</sub> [m]	M <sub>A</sub> [kN*m]	Observaciones
A1	1,80	2,50	112,50	1,80	202,50	
A2	3,06	0,30	22,97	2,09	47,94	
A3	1,81	2,50	113,38	1,60	181,85	
A4	0,60	2,50	0,00	3,55	0,00	Por seguridad es nulo.

$$F_A = 248,84 \text{ [kN]}$$

$$M_A = 432,29 \text{ [kN*m]}$$

#### Peso del suelo sobre la estructura

Descrip.	Área	S	F <sub>A</sub> [kN]	X <sub>A</sub> [m]	M <sub>A</sub> [kN*m]	Observaciones
A5	6,23	2,50	385,48	2,94	1131,78	
A2	3,06	2,50	189,57	2,09	395,63	Relleno en contrafuerte
A2	-3,06	0,40	-30,33	2,09	-63,30	Restando el contrafuerte

$$F_A = 544,72 \text{ [kN]}$$

$$M_A = 1464,105 \text{ [kN*m]}$$

#### Cargas de superestructura

Descripción	R <sub>máx</sub> [kN]
<i>DC<sub>accesorios</sub></i>	80,33
<i>DC<sub>losa</sub></i>	108,00
<i>DW<sub>rodadura</sub></i>	26,40
<i>DC<sub>diafragma</sub></i>	14,01
<i>DC<sub>viga</sub></i>	213,04
<i>CC<sub>carga de carril</sub></i>	83,70
<i>(LL + IM)<sub>sobrecarga</sub></i>	273,48

Fuerza de frenado ver análisis de aparatos de apoyo

$$H = 1,80 \text{ [m]}$$

$$M_{BR} = 8,7 \text{ [kN]}$$

$$\text{Brazo} = 7,30 \text{ [m]}$$

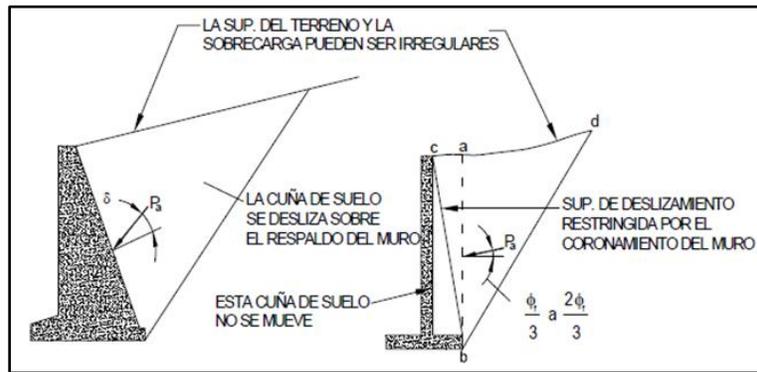
$$M_{BR} = 63,51 \text{ [kN*m]}$$

Coeficiente de empuje activo según Coulomb (Art. 3.11.5.3)

$$\varphi'_f = 38 \text{ [°]} \text{ Angulo de fricción interna.}$$

$$\beta = 0 \text{ [°]} \text{ Angulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal.}$$

**Figura 4. 11 Aplicación de la teoría de Coulomb**



Fuente: AASHTO LRFD: 2004

$\delta = \frac{1}{3} \varphi'_f = 12,67 [^\circ]$  Angulo de fricción para muro poco rugoso. Ver Jiménez Montoya, 2011 Pag. 397.

$\tan \delta = 0,225$  coeficiente de fricción.

$\theta = 90 [^\circ]$  Angulo entre respaldo de muro y la horizontal. Muro en voladizo se considera el plano del talón, en este caso, se considera el suelo como parte del peso del muro.

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_f + \delta) \sin(\varphi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \delta)}} \right]^2 = 2,71 \quad k_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi'_f)}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} = 0,256$$

Para ES vertical:  $K_{av} = K_a * \sin \delta = 0,056$

Para ES horizontal:  $K_{ah} = K_a * \cos \delta = 0,250$

Empuje de suelo

H = 5,5 [m] Altura total del estribo.

S = 2,5 [m] Ancho de influencia de contrafuerte.

$h_{eq} = 0,65$  [m] Para estribos con altura de 5,5 [m] Tabla 3.11.6.4-1.

$\gamma_{suelo} = 24,79$  [kN/m<sup>3</sup>]  $q_{LS} = h_{eq} * \gamma_{suelo} = 16,09$  [kN/m<sup>2</sup>] Sobrecarga viva.

Empuje Vertical Activo:

$$V_{ES} = \left( \gamma_s \frac{H^2}{2} + q_{LS} * H \right) K_{av} * S = 64,98 \text{ [kN]}$$

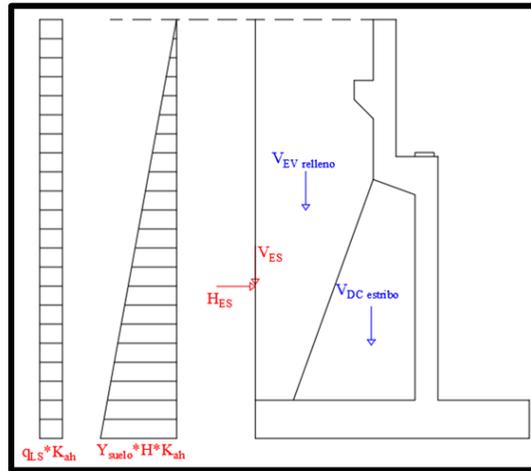
Brazo = 3,60 [m] Distancia desde punto A filo de talón.  $Mv_{ES} = 233,95$  [kN\*m]

Empuje Horizontal Activo:

$$H_{ES} = \left( \gamma_s \frac{H^2}{2} + q_{LS} * H \right) K_{ah} * S = 289,12 \text{ [kN]}$$

$$y = H \left( \frac{2\gamma_s H + 3q_{LS}}{3\gamma_s H + 6q_{LS}} \right) = 3,49 \text{ [m]} \text{ Brazo} = H - y = 2,01 \text{ [m]} \quad M_{v_{ES}} = 580,71 \text{ [kN*m]}$$

**Figura 4. 12 Estado I Estribo constructivo y sometido al empuje de tierra**



*Fuente: Elaboración propia.*

Comprobación de la estabilidad

Resumen de Momento resistentes al Volteo

Descripción	V [kN]	e [m]	M [kN*m]
DC estribo:	248,84	1,74	432,29
EV relleno:	544,72	2,69	1464,11
ES vertical:	64,98	3,60	233,92

Resumen de momento de Volteo

Descripción	H [kN]	e [m]	M [kN*m]
ES Horizontal:	289,12	2,01	580,71

Seguridad al volteo

$$C_{SV} = \frac{M_{DCestribo} + M_{EVrelleno} + M_{ESvertical}}{M_{EShorizontal}} = 3,67 > 2 \text{ Cumple!!}$$

Seguridad al deslizamiento:

$$\mu = \tan \varphi'_f = 0,781 \text{ para hormigonado directo al suelo (Art. 10.6.3.3).}$$

$$C_{SV} = \frac{V_{DCestribo} + V_{EVrelleno} + V_{ESvertical}}{V} = 2,32 > 1,5 \text{ Cumple!!}$$

Cálculo de los refuerzos en el terreno de fundación

Con esfuerzo admisible del terreno

$$B = 3,60 \text{ [m]} \quad E = \frac{B}{2} - \frac{\sum Me - \sum Mv}{\sum Fe} = -0,0049 \text{ [m]} < B/6 = 0,60 \text{ [m]} \text{ Cumple!!}$$

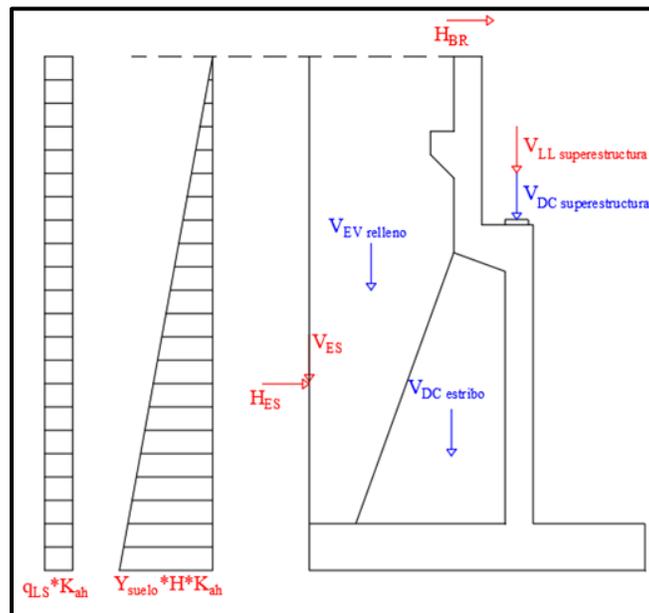
Esfuerzo en el terreno de fundación

$$\sigma_{suelo} = 40 \text{ [Mpa]} = 40000 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad q = \frac{\sum Fe}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * E}{B}\right) \leq q_{adm}$$

$$q_1 = 236,53 \text{ [kN/m/S]} = 94,61 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ ok Cumple}$$

$$q_2 = 240,44 \text{ [kN/m/S]} = 96,18 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ ok Cumple}$$

**Figura 4. 13 Caso II Estribo con puente sometido al empuje de tierra y cargas vivas**



*Fuente: Elaboración propia*

Comprobación de la estabilidad

Resumen de Momentos resistentes al Volteo

Descripción	V [KN]	e [m]	M [KN*m]
DC estribo:	248,84	1,74	432,29
EV relleno:	544,72	2,69	1464,11
ES vertical:	64,98	3,60	233,92
DC superestructura:	407,50	1,38	560,31
LL superestructura:	357,18	1,38	491,12

## Resumen de momento de Volteo

Descripción	H [KN]	e [m]	M [KN*m]
ES Horizontal:	289,12	2,01	580,71
BR frenado	8,70	7,30	63,51

### Seguridad al volteo

$$C_{SV} = \frac{M_{DCestribo} + M_{EVrelleno} + M_{ESvertical} + M_{DC} + M_{LL}}{M_{EShorizontal} + M_{BR}} = 2,94 > 2 \text{ Cumple!!}$$

### Seguridad al deslizamiento:

$$\mu = \tan \phi'_f = 0,781 \text{ para hormigonado directo al suelo (Art. 10.6.3.3).}$$

$$C_{SV} = \frac{(V_{DCestribo} + V_{EVrelleno} + V_{ESvertical} + V_{DC} + V_{LL}) * \mu}{H_{ES} + H_{BR}} = 4,26 > 1,5 \text{ Cumple!!}$$

### Cálculo de los refuerzos en el terreno de fundación

#### Con esfuerzo admisible del terreno

$$B = 3,60 \text{ [m]} \quad E = \frac{B}{2} - \frac{\sum Me - \sum Mv}{\sum Fe} = -0,24 \text{ [m]} < B/6 = 0,60 \text{ [m]} \text{ Cumple!!}$$

#### Esfuerzo en el terreno de fundación

$$\sigma_{suelo} = 40 \text{ [Mpa]} = 40000 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad q = \frac{\sum Fe}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * E}{B}\right) \leq q_{adm}$$

$$q_1 = 628,80 \text{ [kN/m/S]} = 251,52 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ ok Cumple}$$

$$q_2 = 272,99 \text{ [kN/m/S]} = 109,20 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ ok Cumple}$$

#### Armadura en losa del alzado (Pantalla frontal)

Se calcula en base al método de Huntington, según se expone en el libro de José Calavera Muro de contención y Sótano, 1989 (Pag. 146).

$$H = 5,50 \text{ [m]} \text{ Altura total de estribo}$$

$$h = 0,50 \text{ [m]} \text{ Altura zapata}$$

$$h' = H - h = 5,00 \text{ [m]} \text{ Altura del alzado (losa)}$$

$$q_{LS} = 16,09 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\gamma_{suelo} = 24,76 \text{ [kN/m}^3\text{]}$$

$$Kah = 0,25$$

#### Presiones por Empuje Horizontal Activo

Para una profundidad “Y” cualquiera

$$q = (\gamma_s * Y + q_{LS})Kah$$

$$hf_{losa} = 0,30 \text{ [m]} \text{ Ancho de pantalla}$$

$$b_{losa} = 1,00 \text{ [m]} \text{ Ancho unitario (transversal a la horizontal).}$$

$$r_{losa} = 0,05 \text{ [m]} \text{ Recubrimiento refuerzo flexión para pantalla.}$$

$$L_c = S - Bw = 2,20 \text{ [m]}$$

$$\gamma_f = 1,50 \text{ factor de mayoración de carga.}$$

$$\phi = 0,90 \text{ factor de resistencia a la flexión.}$$

$$f'_c = 25 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia de Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. Agregado 2.5 [cm]}$$

$$f_y = 500 \text{ [MPa]} \text{ Resistencia del acero según ASTM 615}$$

$$A_{S_{min}} = 0,0015 * A_g = 4,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.}$$

$$S \text{ máx.} = 30,00 \text{ [cm]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En cada dirección.}$$

$\phi$ [mm]	Area 1 barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec. Para 1 cara	Espaciamiento máximo
6	0,28	7,96	12,57
8	0,50	4,48	22,34
10	0,79	2,86	34,91
12	1,13	1,99	50,27

**Se adopta  $\phi$ 10c/30 Horizontal**

**Se adopta  $\phi$ 10c/30 Vertical**

Armadura de contrafuerte de pantalla central

Considerando la carga trapezoidal total como una triangulo q1 y otra rectangular q2:

$$q = q1 + q2 \quad q1 = (\gamma_s * Y)Kah * S \quad q2 = q_{LS} * Kah * S$$

$$S = 2,50 \text{ [m]}$$

$$B_{w \text{ contrafuerte}} = 0,30 \text{ [m]}$$

$$r_{\text{contrafuerte}} = 0,10 \text{ [m]} \text{ Recubrimiento refuerzo flexión para contrafuerte.}$$

$$h_{te} = 1,35 \text{ [m]} \text{ Altura máxima de viga Te.}$$

$$\gamma_f = 1,50 \text{ factor de mayoración de carga.}$$

$$\phi = 0,90 \text{ factor de resistencia a la flexión.}$$

$$f'_c = 25,00 \text{ [Mpa]} \text{ Resistencia del Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. Agrega 2,5 [cm]}$$

$f_y = 500,00$  [Mpa] Resistencia del acero según ASTM 615

Ancho de ala efectivo, Art. 4.6.2.6.1

Asimilando a una viga interior

$h' = 5.00$  [m] Altura de alzado.

$h_f$  losa = 0,30 [m] Ancho de pantalla

$h'/4 \leq 1,25$  [m]

$12 * h_f$  losa  $\leq 3,60$  [m]

$S \leq 2,50$  [m] se asume el menor  $bf = 1,25$  [m]

$$M_{serv} = \frac{q1 * Y^2}{6} + \frac{q2 * Y^2}{2}$$

Profundidad [m]	d	q [KN/m]		M serv [KN*m]	Mu [N*m]	a [cm]
		q1	q2			
0	0,20	0,00	10,05	0,00	0,00	0,0000
1	0,20	15,46	10,05	7,60	11402,29	0,2399
1,25	0,20	19,33	10,05	12,88	19325,92	0,4084
1,4	0,20	21,65	10,05	16,92	25378,80	0,5380
2	0,75	30,92	10,05	40,71	61069,90	0,3414
3	1,08	46,38	10,05	114,80	172193,93	0,6721
4	1,44	61,84	10,05	245,31	367965,49	1,0744
5	1,80	77,30	10,05	447,72	671575,67	1,5675

Profundidad [m]	As nes [cm <sup>2</sup> ]	Se adopta:	Obs.
0,00	0,00	φ10c/20	Espaldar
1,00	1,27	φ10c/20	Espaldar
1,25	2,17	φ10c/20	Espaldar
1,40	2,86	φ10c/20	Espaldar
2,00	1,81	3φ16	Contrafuerte
3,00	3,57	3φ16	Contrafuerte
4,00	5,71	3φ16	Contrafuerte
5,00	8,33	5φ16	Contrafuerte

Armadura a cortante en contrafuerte

$$A_v = \frac{V_s * S}{f_{yt} * d} = A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} * \frac{bw * S}{f_{yt}} \geq 0,33 * bw * s / f_{yt}$$

Profundidad [m]	s [cm]	As nes [cm <sup>2</sup> ]	As nes [cm <sup>2</sup> ]	Se adopta:
0	30	-	0,594	φ10c/30
1	30	-	0,594	φ10c/30
1,25	30	-	0,594	φ10c/30
1,4	30	-	0,594	φ10c/30
2	30	-	0,594	φ10c/30
3	30	-	0,594	φ10c/30
4	30	-	0,594	φ10c/30
5	30	-	0,594	φ10c/30

### Armadura Zapata

Se calcula en base al esfuerzo del suelo en servicio. Rige el cálculo de puntera

$$q = 251,52 \text{ [kN/m/m]}$$

$$L = 1,25 \text{ [m]}$$

$$B = 1,00 \text{ [m]} \text{ Ancho unitario}$$

$$r \text{ zapata} = 0,10 \text{ [m]} \text{ Recubrimiento refuerzo flexión para zapata.}$$

$$h \text{ zapata} = 0,50 \text{ [m]}$$

$$d = 0,40 \text{ [m]} \text{ canto útil}$$

$$\gamma_f = 1,50 \text{ factor de mayoración de carga.}$$

$$\phi = 0,90 \text{ factor de resistencia a la flexión.}$$

$$f'_c = 25,00 \text{ [Mpa]} \text{ Resistencia del Hormigón cemento IP-30 tamaño máx. Agrega 2,5 [cm]}$$

$$f_y = 500,00 \text{ [Mpa]} \text{ Resistencia del acero según ASTM 615}$$

Asumiendo distribución rectangular de presiones

$$M_{serv} = q * \frac{L^2}{8} = 49,12 \text{ [kN*m/m]} \quad \mu = 73,69 \text{ [kN*m/m]} \quad A_{s \text{ nes}} = 6,71 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 * A_g = 7,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En 2 caras.}$$

$$S \text{ máx.} = 30,00 \text{ [cm]} \text{ Art. 5.10.8.2-2. En cada dirección.}$$

$\varphi$ [mm]	Area 1 barra [cm <sup>2</sup> ]	# barras nec. Para 1 cara	Espaciamiento Máximo
12	1,13	3,32	30,16
16	2,01	1,87	53,62
20	3,14	1,19	83,78

**Se adopta  $\phi 12c/20$**

#### 4.4 Análisis de costos de los estribos

**Tabla 4. 1 Análisis económico de estribos**

Parámetros Preliminares de las alternativas			
Alternativa: Estribo de Gravedad			
Costo económico de la estructura (Bs)	Costo de mantenimiento (Bs/año)	Vida útil: Años	Método constructivo (definición corta)
459.572,46	7000	100	Un estribo de gravedad generalmente no lleva acero de refuerzo. En un puente sirve para contener el terreno y transmitir las cargas del puente al suelo de manera segura.
Alternativa: Estribo de Voladizo			
365.602,09	7000	100	El estribo Voladizo utiliza acero de refuerzo para soportar todos los empujes de suelo y cargas transmitidas de la superestructura.
Alternativa: Estribo con Contrafuerte			
293.621,055	7000	100	El estribo de contrafuerte usa aceros de refuerzo. Del contrafuerte su función principal es proporcionar estabilidad adicional, contrarrestando la presión del terreno y mejorando la capacidad de soporte del estribo.

*Fuente: Elaboración propia.*

Estudiadas las alternativas presentadas, la elección se da en función de los parámetros mostrados en la tabla anterior, como el costo económico de la estructura, el costo de mantenimiento, la vida útil y el método constructivo, se muestra claramente que la alternativa de ESTRIBO CON CONTRAFUERTES llega a ser la alternativa más factible, tanto por el costo intermedio de la estructura, y una vida útil notablemente razonable

## **4.5 Conclusiones y Recomendaciones del aporte académico**

### **4.5.1 Conclusiones**

El estribo con contrafuertes es el más viable económicamente ya que tiene un menor costo a las demás opciones.

Los estribos distribuyen adecuadamente las cargas de la superestructura (tablero del puente) al terreno. Este proceso evita el asentamiento desigual del terreno, lo que podría comprometer la seguridad del puente.

Un diseño inadecuado de los estribos, o una mala caracterización del suelo, puede llevar a problemas estructurales, como asentamientos diferenciales o deslizamientos de terreno. Un estudio geológico es esencial para prevenir estos problemas.

Los estribos están expuestos a diversas condiciones ambientales (agua, humedad, cambios de temperatura), lo que puede afectar su durabilidad. Es fundamental elegir materiales resistentes y considerar planes de mantenimiento periódico para garantizar la vida útil del puente.

### **4.5.2 Recomendaciones**

El diseño estructural debe dimensionar correctamente los estribos para que puedan absorber tanto las cargas verticales como las horizontales (por tráfico). El cálculo estructural debe seguir las normativas locales y estándares internacionales.

Se debe establecer un plan de inspección y mantenimiento periódico que incluya la revisión de fisuras, desplazamientos o asentamientos anormales. Cualquier daño detectado debe ser reparado rápidamente para evitar fallos mayores.

Durante el diseño y la construcción de los estribos, es recomendable considerar el impacto ambiental, asegurando que las intervenciones no afecten negativamente los ecosistemas cercanos o el flujo natural de los cuerpos de agua.

**CAPÍTULO V**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## **5.1 Conclusiones**

El Puente Vehicular (de la comunidad del molino), permitirá de tener el camino habilitado de manera continua y permitir el tráfico vehicular y peatonal sin interrupción durante todo el año.

La ingeniería básica del proyecto fue fundamental para el trazo en planta y elevación de todos los componentes de la estructura.

Los factores de distribución no aplican a puentes de dos vigas, no obstante, la norma permite la aplicación de cualquier método sustentado en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, en el caso del presente proyecto se hizo aplicación de la Ley de Momentos.

En el diseño de los estribos, se debe realizar un buen predimensionamiento recomendado por la bibliografía, dimensiones que no se alejarán demasiado de la estructura adecuada para cumplir todas las verificaciones. En el presente proyecto se hace uso de estribos con contrafuerte de H°A°, recomendados para zonas de cimentación en este caso roca.

Al momento de realizar los planos estructurales, se ha procurado ser fiel a la distribución de armaduras especificadas en el cálculo estructural.

Al tener la opción de diseñar el puente de vigas de hormigón armado y vigas de hormigón postensado se optó diseñar con vigas de hormigón postensado, esto se debe a que económicamente es más factible.

## **5.2 Recomendaciones**

En el presente proyecto se tiene un suelo de roca, el estudio de roca realizado por medio de la aplicación del método RMR binawsqui, es aplicable principalmente para suelos de roca, e incluso, en rocas blandas o meteorizadas. No obstante, se recomienda contemplar un estudio geológico más profundo, que, debido al presupuesto reducido por parte del diseñador no fue posible realizarlo.

Dadas las fluctuaciones de los precios de materiales, se recomienda una posterior revisión y actualización de precios antes de su ejecución.

Los resultados mostrados en la ingeniería del proyecto son sólo un resumen. Se recomienda recurrir a la memoria de cálculo donde se desarrolla en detalle.

Se recomienda consultar la norma ACI318-05 (medianamente difundida en nuestro medio) para comparar resultados. La similitud en la filosofía de diseño permite tal comparación.

## **BIBLIOGRAFÍA**

AASHTO (2004). Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD – Unidades S.I. Publicado por la American Association of State Highway and Transportation Officials Washington DC. USA.

Aparicio, M. F. (1992). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial LIMUSA. México.

Barker, M. R. and Puckett, J. A. (2007). Design of Highway Bridges an LRFD Approach. Second Edition. John Wiley & Sons Inc. United States of America.

Belmonte González, H. E. (1990). Puentes. 4a edición. Imprenta Ramírez, Bolivia.

<https://geotecniafacil.com/clasificacion-geomecanica-rmr-bieniawski-1989/>

Braja, M. D. (2001). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición. International Thomson Editores. México.

Cahuana, A. A. y Yugar, M. W. (2009). Material de Apoyo Didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de Hidrología CIV-233. Texto Alumno. Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba-Bolivia.

Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Manual de Diseño de Puentes. Perú

Hernández, M. E. y Gil, M. L. M. (2007). Hormigón armado y pretensado. Grupo de Investigación TEP-190. Granada-España.

Leonhardt, F. (1984). Estructuras de Hormigón Armado - Tomo V – Hormigón Pretensado”. El Ateneo Editorial. Buenos Aires.

Leonhardt, F. (1987). Estructuras de Hormigón Armado - Tomo VI – Bases para la construcción de puentes monolíticos. El Ateneo Editorial. Buenos Aires.

Manterola, J. (2006). Puentes, Apuntes para su diseño, cálculo y construcción -Tomo II.

Primera Edición. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. España.

Montoya-Meseguer-Morán. (2000). Hormigón Armado. 14ª Edición basada en la EHE. Editorial Gustavo Gili S.A. Barcelona.

Nawi, E. G. (2003). Prestressed Concrete – A Fundamental Approach. Fourth Edition. Pearson Education, Inc. New Jersey – USA.

Nilson, A. N. (1999). Diseño de Estructuras de Concreto. Duodécima Edición, Editorial McGraw-Hill, Colombia

Rodríguez Serquen, A. (2012). Puentes – Con AASHTO-LRFD 2010. 5ª edición. Perú.