

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

I. ANTECEDENTES

El departamento de Tarija ha tenido un incremento poblacional considerable en los últimos años debido al crecimiento económico que existe en la región. En consecuencia es evidente el crecimiento de la mancha urbana como rural, por lo tanto la economía depende en gran parte de las zonas rurales que son la fuente de abastecimiento de productos agrícolas.

En la comunidad de Pinos Sud que es la zona de estudio, los comunarios de la zona deben transitar diariamente por la ruta y salir a los mercados para poder comprar y vender sus productos. La satisfacción y el desarrollo de la gente que habita en las comunidades son de contar con estructuras que garanticen una vía caminera durante los 365 días del año, la misma que permitirá el acceso a mercados locales y el desarrollo de sus actividades económicas.

Entonces esta es la oportunidad de retener el avance de la pobreza, la marginalidad y la migración de capital humano en la comunidad de Pinos Sud, con el desarrollo de proyectos que mejoren sus vías de comunicación y traigan consigo mejoras en la calidad de vida de los pobladores.

1.1 El problema

En las zonas rurales del Departamento de Tarija, la mayoría de las vías de comunicación existentes son provisionales y se encuentran en condiciones precarias, siendo éstas de tierra o en el mejor de los casos empedradas y muchas de ellas se encuentran fuera de servicio, dejando zonas parcial o totalmente incomunicadas.

La situación aún empeora cuando en las vías establecidas de comunicación vial existen depresiones naturales a salvar y no existe la infraestructura adecuada para solventar este problema, viéndose los pobladores del lugar obligados a cruzar el río o quebrada a pie, poniendo en peligro su integridad física.

Es por eso que al implementar vías y estructuras que promuevan una comunicación vial fluida entre distintas zonas se hace de vital importancia.

1.1.1 Planteamiento

Actualmente en la comunidad de Pinos Sud se tiene el problema para cruzar el río Pinos ya que existe un único acceso en la ruta que conecta a la comunidad de Miscas Calderas, en donde el paso de vehículos y peatones se ve interrumpido en épocas de lluvias debido a las

crecidas existentes en dicho río que hace que el nivel de agua se eleve lo cual imposibilita el tránsito por un tiempo indeterminado, ya que en los últimos años debido al cambio climático no se sabe con exactitud la ocurrencia de una crecida extraordinaria y que en cualquier tiempo del año pueden ocurrir lluvias.

Este hecho afecta directamente a los pobladores de la zona de estudio, que son de las comunidades de Pinos Sud, Miscas Calderas y alrededores, ya que se ven perjudicados en el traslado de sus productos obtenidos de sus cosechas por la falta de un acceso seguro.

A pesar de que actualmente hay un acceso (badén), no garantiza el tránsito seguro e ininterrumpido durante todo el año ya que el flujo de agua del río es casi constante durante todo el año y esto afecta más que todo a los comunarios que generalmente se mueven a pie y ocasiona costos de tiempo para los productores agrícolas y pecuarios de la zona en su traslado por el actual acceso a las comunidades aledañas y a la ciudad de Tarija.

El problema es de mayor importancia ya que afecta a niños y jóvenes que viven en el otro lado del río Pinos que asisten a la escuela de Pinos Sud, que se ven perjudicados en su traslado al cruzar el río, asimismo ocurre para los comunarios que necesitan asistir al centro de salud de Pinos Sud y más aún en casos de emergencia.

En la siguiente imagen se observa de lo que es uno de los problemas, en el cual se ve a una señora cruzando el río a pie por el actual badén con la corriente fuerte del río.

Figura 1.1 Obstrucción del paso sobre el río Pinos



Fuente: Elaboración propia (30/03/2024)

De seguir con este problema, acarrearía perjuicios económicos, de salud y educación a los pobladores de la zona.

Por lo tanto para la solución del problema se plantea el diseño y la construcción de un puente que permita el tránsito ininterrumpido y seguro de vehículos y peatones.

1.1.2 Formulación

¿Cómo diseñar un puente vehicular que garantice la seguridad estructural, funcionalidad y durabilidad durante toda su vida útil ante las condiciones de la zona del proyecto y las cargas actuantes en dicho puente?

1.1.3 Sistematización

Se plantean las siguientes preguntas específicas:

¿Cuáles son las características del sitio de emplazamiento del puente?

¿Qué tipo de puente resulta más adecuado según las condiciones de la zona del proyecto?

¿Qué materiales y sistemas estructurales ofrecen mayor eficiencia técnica y económica en el diseño del puente?

¿Qué riesgos o más causas acarrearía si no se soluciona el problema actual?

¿La construcción de un puente ayudará al crecimiento y al desarrollo de la comunidad de Pinos Sud y a las comunidades aledañas?

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Realizar el diseño estructural de un puente vehicular en la comunidad de Pinos Sud sobre el río Pinos en la ruta que conecta a las comunidades de Pinos Sud y Miskas Calderas usando la norma AASHTO LRFD 2020.

1.2.2 Específicos

- ❖ Realizar el estudio topográfico para definir las características geométricas que el puente tendrá y el correcto emplazamiento de la infraestructura.
- ❖ Realizar el estudio de suelos para seleccionar el tipo de fundación más adecuada, en función a la capacidad portante y las características geomorfológicas del lugar.

- ❖ Realizar el estudio hidrológico e hidráulico para obtener el caudal máximo de crecida del río y determinar el nivel máximo de aguas extraordinarias.
- ❖ Realizar el diseño estructural del puente vehicular
- ❖ Realizar el presupuesto y cronograma para el proyecto.
- ❖ Elaborar los planos estructurales del puente vehicular.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

La realización del diseño estructural de un puente aplica y profundiza los conocimientos adquiridos en los años de formación de la carrera de ingeniería civil, ya que se aplican varios estudios de ingeniería, también promueve al estudiante a la investigación de conocimientos no impartidos en clase ya sea que estos se inclinen por el diseño estructural o la investigación.

1.3.2 Técnica

Utilizar procedimientos y métodos que exige la normativa AASHTO LRFD 2020 para el diseño estructural de un puente vehicular, determinando las dimensiones optimas de todos los elementos que conforman la superestructura y la infraestructura del puente.

1.3.3 Social

Colaborar a la comunidad de Pinos Sud con la elaboración del diseño estructural de un puente que ayudará a resolver el problema ya planteado anteriormente, que preocupa a la comunidad en tiempos de lluvias, mejorando y garantizando el transito permanente y seguro a los comunarios. Además recibiendo el respaldo de la Subgobernación de Cercado que se encuentra en el **Anexo A**, que es la institución que se encarga de llevar a cabo programas y proyectos en las comunidades campesinas, por lo tanto este proyecto es de necesidad en la comunidad de Pinos Sud.

1.4 Alcance del proyecto

El alcance del presente proyecto abarca desde la recopilación de información de los estudios de ingeniería como ser: topográficos, geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos de la zona del proyecto, hasta la elaboración de planos y documentación técnica, todo esto bajo los requerimientos y criterios normativos vigentes y asegurando la funcionalidad, seguridad y durabilidad de la estructura durante su vida útil.

1.4.1 Análisis de alternativas

1.4.1.1 Tipo de puente

Se realiza un análisis de alternativas de tipo de estructura, con la finalidad de encontrar la alternativa técnica y económicamente viable, en ese sentido se han formulado tres tipos de estructura de puente que son los más empleados para puentes vehiculares:

a) Alternativa N°1: Puente recto con vigas postensadas

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

Longitud	Observaciones	Conclusiones
L = 26,00 m	• Adecuado para puentes de longitudes entre de 20 a 40 m • Vigas de sección I con una altura de 1,6 m aproximadamente • Mayor estrechamiento del cauce	• Menor costo en la superestructura. • No cumple con el radio de curvatura mínimo en el acceso del lado de Miskas Calderas. • Mayor costo en adecuar el acceso del lado de Miskas Calderas. • Se produce mayor socavación.

b) Alternativa N°2: Puente esviado con vigas postensadas

Al igual que en la anterior alternativa se tiene un puente con vigas postensadas pero esviado, el cual cambia el comportamiento estructural .

Longitud	Observaciones	Conclusiones
L = 29,00 m	• Adecuado para puentes de longitudes entre de 20 a 40 m • Vigas de sección I con una altura de 1,60 m aproximadamente • Menor estrechamiento del cauce que en el caso del puente recto	• Estado hidráulico favorable • Cumple con el radio de curvatura mínimo en el acceso del lado de Miskas Calderas. • Se adecua mejor a las condiciones de la zona de emplazamiento. • Se produce menor socavación

c) Alternativa N°3: Puente recto de vigas de Hormigón Armado con una pila intermedia

Esta alternativa consiste en ejecutar un puente con tablero de vigas de hormigón armado con dos tramos isostáticos para lo cual se requiere de un apoyo intermedio consistente en una pila de hormigón armado y dos estribos extremos de hormigón armado.

Longitud	Observaciones	Conclusiones
L = 26,00	• 2 tramos de longitud L/2 • Vigas T de H°A° con una altura de 0,70 m aproximadamente • 3 elementos para la infraestructura 2 estribos y 1 pila.	• Mayor costo en la infraestructura. • Estado hidráulico desfavorable con pila propensa a una mayor socavación, por tanto mayor riesgo de colapso. • Mayor costo para adecuar el acceso del lado de Miskas Calderas.

Elección de la alternativa

Se elige la alternativa N°2, ya que al realizar el análisis y la inspección de los sitios probables para el emplazamiento del puente, tanto aguas arriba y abajo del sitio actual de cruce por el lecho del río, se eligió fundamentalmente por lo siguiente:

- El puente esviado se adecua mejor a las condiciones topográficas de la zona de emplazamiento, haciendo que la variación del trazo actual del camino sea lo más mínimo posible, con la finalidad de reducir los costos para adecuar los accesos.
- Mejora la comodidad del tránsito vehicular, especialmente en el acceso del lado de Miskas Calderas, ya que al pasar el puente inmediatamente se entra a una curva, con lo cual se hace cumplir de acuerdo al manual de diseño geométrico de carreteras de la ABC, para un camino en desarrollo y con una velocidad de diseño de 30 Km/h, el radio de curvatura mínimo debe ser de 25 m.
- Se obtiene la longitud y el sitio de emplazamiento del puente más adecuado posible, ya que se tiene condiciones hidráulicas más favorables.

1.4.1.2 Metodología constructiva

Al ser un puente con vigas postensadas, se tienen las siguientes metodologías constructivas:

a) Alternativa N°1: Construcción in situ

En esta metodología las vigas se colocan, se arman y hormigonan directamente en la obra,

ya que es difícil transportar las vigas en transporte pesado por el peso y la complejidad del camino. Se realiza el postensado una vez que el hormigón alcanza la resistencia requerida, implica mayor tiempo de ejecución, mayor control de curado y calidad del hormigón, luego la viga entera será levantada o lanzada por unas grúas.

b) Alternativa N°2: Construcción por segmentos

La segmentación es un método constructivo, ya que es más fácil poder lanzar la viga por segmentos que de forma entera por el tema de la trabajabilidad. Si bien el lanzar la viga por segmentos resulta más fácil porque no se necesitarán grúas que alcen pesos excesivos en el momento del lanzamiento.

La metodología constructiva será in situ, ya que al hormigonar la viga de una sola vez, se obtiene una sección continua sin juntas adicionales, lo que mejora la distribución de esfuerzos y requiere menos armadura, ya que también en el sitio de emplazamiento se tiene el espacio para poder hormigonar la viga en su totalidad y para realizar el montaje de la viga.

1.4.2 Resultados a lograr

- ❖ Fortalecer los conocimientos sobre el análisis y diseño de un puente vehicular, cumpliendo con los requerimientos y criterios de diseño establecidos en las normas para el diseño de puentes.
- ❖ Realizar los estudios de ingeniería y el análisis de los requisitos dimensionales, en base al marco teórico planteado en el presente proyecto, y realizar el dimensionamiento de la estructura contemplando los requisitos de la norma aplicada.
- ❖ Realizar el diseño estructural del puente vehicular con los datos que se obtengan de los estudios de ingeniería.
- ❖ Documentación técnica necesaria del proyecto.

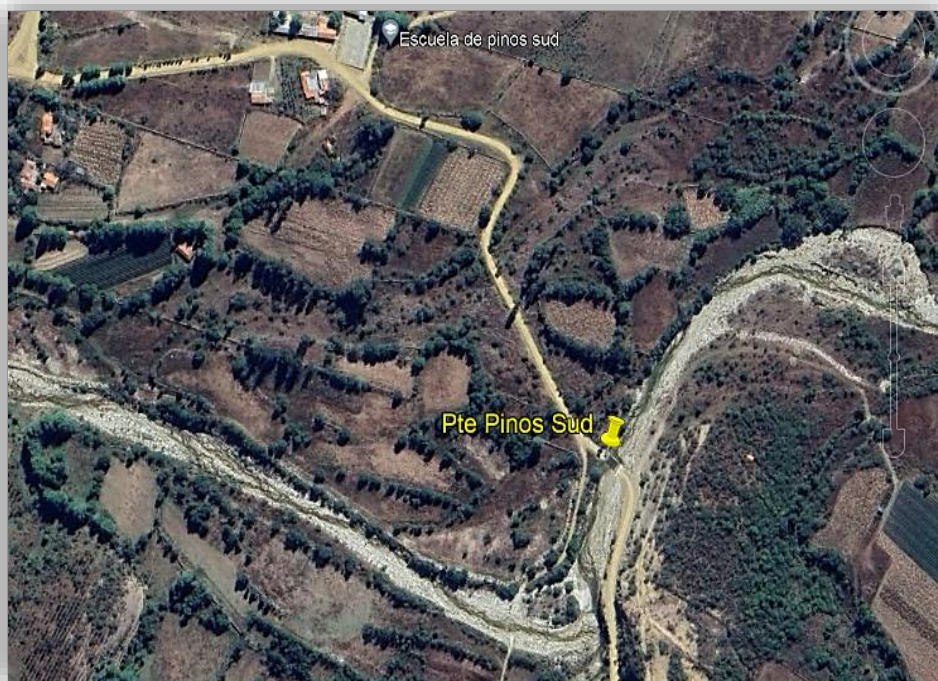
1.4.3 Aporte académico

Realizar la comparación técnica y económica de dos tipos de estribos verificando:

- El comportamiento de la infraestructura con estribos cerrados.
- El comportamiento de la infraestructura con estribos abiertos.

Tomando en cuenta la misma carga de la superestructura, las presiones del suelo y demás cargas actuantes en el estribo.

Figura 1.3 Imagen satelital de la zona del proyecto



Fuente: Google Earth Pro

En la siguientes imágenes se muestra el río Pinos después de haberse efectuado una precipitación no muy considerable en la zona.

Figura 1.4 Cauce del río aguas arriba



Fuente: Elaboración propia (30/03/2024)

Figura 1.5 *Cauce del río aguas abajo*



Fuente: *Elaboración propia (30/03/2024)*

1.6 Información socioeconómica relativa al proyecto

El objetivo de la presente información es proporcionar información actual de las condiciones reales en que vive la población, la cantidad de familias que viven y trabajan sus tierras, los servicios básicos con que cuentan entre otros.

1.6.1 Aspectos demográficos

❖ Población del área de influencia del proyecto

El proyecto comprende la construcción de un puente vehicular en la ruta que conecta a las comunidades de Pinos Sud y Miskas Calderas, por tanto es de suma importancia conocer las principales características tanto demográficas, socioculturales y productivas de estas comunidades beneficiadas.

Tabla 1.1 *Población de comunidades beneficiadas con el proyecto*

Comunidad	Sexo		Total
	Hombres	Mujeres	
Pinos Sud	287	330	617
Miskas Calderas	78	96	174
Total	365	426	791
Porcentaje	46 %	54 %	100%

Fuente: *Subgobernación de Cercado*

1.6.2 Aspectos económicos

❖ Tenencia de tierras

Con relación al origen y tenencia de la tierra en el área de influencia del proyecto, se puede indicar que la gran mayoría de las familias obtuvo sus terrenos por la reforma agraria, en tanto que una pequeña proporción de familias obtuvo sus tierras por herencia. El porcentaje de familias que obtuvo sus tierras por la reforma agraria varía entre el 80% en la Comunidad de Pinos Sud, hasta un 93% en la Comunidad de Miscas Calderas.

❖ Principales actividades económicas

Las principales actividades que se desarrollan y de las cuales dependen las familias de las comunidades beneficiarias con el Proyecto, son la agricultura y la ganadería.

Tabla 1.2 Principales actividades económicas por familia

Comunidad	Actividades económicas				Total
	Ganadería	Agricultura	Industria/ artesanal	Caza/Pesca	
Pinos Sud	47	52	0	1	100
Miscas Calderas	30	70	0	0	100
Porcentaje	38,5 %	61 %	100%	0,5 %	100

Fuente: Subgobernación de Cercado

Entre los principales productos que se cultivan en estas Comunidades se tiene el maíz, papa, papalisa, trigo, arveja, poroto y quinua entre otros. Por otra parte, entre los principales tipos de ganado que se produce en el área 16 de influencia del proyecto, se tiene, bovino, porcino, caprino, ovino, aves, etc.

1.6.3 Aspectos sociales

❖ Costumbres

En cada región y en cada lugar se tienen sus propias costumbres y tradiciones que lo identifican culturalmente a la población y por ende a la persona.

En la zona predomina la religión católica en un 100%.

En las comunidades existen diversos tipos de costumbres, que año a año se las celebra y son motivo de participación de algunos pobladores de la zona. En la comunidad de

Pinos Sud se conoce entre otras las siguientes:

- 1 de Enero – Año Nuevo
- 25 de Julio - San Santiago
- 25 de diciembre – Navidad

❖ **Rol de varones y mujeres dentro de la comunidad**

El rol de los hombres y mujeres dentro de las comunidades rurales es compartido, puesto que la mujer asume un papel importante en la cooperación de llevar adelante las actividades tanto agrícolas como ganaderas ayudando mutuamente al hombre.

El rol de los varones, como en todas las comunidades rurales, es de atender y cultivar las tierras, realizar las labores culturales de las tierras desde el inicio en que se siembra hasta la cosecha del último producto, cuidado de animales, etc. Los roles de las mujeres son más que todo domésticas, pero no se debe dejar de lado que en todo momento está ayudando al hombre en todo el proceso de producción, sin descuidar sus actividades en la casa.

❖ **Formas de organización**

Corregidor. - Los corregidores son autoridades electas en la comunidad por votación, por lo tanto, se constituye en la máxima autoridad comunal que tiene autoridad para intervenir en una diversidad de problemas que son comunes en las comunidades como ser: robos, daños de animales, peleas, organiza a los comunarios en la gestión de proyectos, efectúa multas cuando el caso amerita, dirige en las reuniones, etc.

Secretario General. - Los sindicatos agrarios son autoridades que tiene cada comunidad, su función es más referida a ayudar a solucionar problemas de límites entre productores, solucionar problemas de daños, hacer cumplir las multas efectuadas, representa a la comunidad en diferentes eventos de gestión de proyectos ante autoridades municipales, informa a la población sobre los avances referidos a los saneamientos, planifica reuniones, notifica a las reuniones, dirige las reuniones, etc.

1.6.4 Servicios básicos existentes

❖ **Agua potable**

En cuanto a los servicios de agua potable en el área de influencia del Proyecto, la información que nos proporcionó la subgobernación de Cercado se observa que solo la

Comunidad de Pinos Sud cuenta con agua potable por cañería con una cobertura del 60% mientras la comunidad de Miskas Calderas no cuenta con este servicio.

❖ **Alcantarillado**

En cuanto a los servicios de alcantarillado, las comunidades no cuentan con este servicio, sin embargo, se cuenta con otros medios de eliminación de excretas, como las letrinas y el campo abierto.

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

❖ **Electricidad**

Con relación a los Servicios de Electricidad en el área de influencia del proyecto, se puede indicar que en la Comunidad de Pinos Sud cuenta con el servicio de energía eléctrica en un 70%, no se pudo obtener información del servicio de electricidad de la comunidad de Miskas Calderas.

❖ **Educación**

Tanto en la comunidad de Pinos Sud como en Miskas Calderas cuentan con un establecimiento educativo de nivel primario, siendo la Comunidad de Pinos Sud la que cuenta con un mayor número de alumnos (43), profesores (3) y aulas (8). De acuerdo a la encuesta comunal, también se puede indicar que el estado de los establecimientos se encuentra entre bueno y regular.

❖ **Salud**

En cuanto a la salud, la comunidad de Pinos Sud cuenta con un centro de salud que fue mejorado en el 2023, por tanto las condiciones de dicho centro se encuentran en buen estado, por ello las familias de otras comunidades de la zona deben recorrer grandes distancias para recibir asistencia médica y hasta la Ciudad de Tarija cuando se presentan casos de gravedad.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades

2.1.1 Definición de Puente

Un puente es una estructura diseñada para permitir el paso de vehículos, personas, trenes o conductos de agua sobre obstáculos como ríos, valles, caminos, vías férreas o cualquier otra barrera natural o artificial.

Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos contruidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.

2.1.2 Clasificación de puentes

Los puentes pueden ser clasificados según muchas características que presentan, entre las clasificaciones más comunes se tienen las siguientes:

❖ Por su longitud:

- Puentes mayores (Luces mayores a 200 m.)
- Puentes medianos (Luces entre 50 y 200m.)
- Puentes menores (Luces entre 10 y 50 m.)
- Alcantarillas (Luces entre 0.5 y 10m.)

❖ Por el servicio que presta:

- Puentes camineros
- Puentes ferroviarios
- Puentes en pistas de aterrizaje
- Puentes acueducto (para el paso de agua solamente)
- Puentes canal (para vías de navegación).
- Puentes para oleoductos.
- Puentes basculantes (en zonas navegables)
- Puentes parpadeantes (en cruces de navegación)

- Pasarelas (o puentes peatonales)
 - Puentes mixtos (resultado de la combinación de casos).
- ❖ Por el material del que se construye la superestructura:
- Puentes de madera
 - Puentes de mampostería de ladrillo
 - Puentes de mampostería de piedra
 - Puentes de hormigón ciclópeo
 - Puentes de hormigón simple
 - Puentes de hormigón armado
 - Puentes de hormigón pretensado
 - Puentes de sección mixta
 - Puentes metálicos
- ❖ Por la ubicación del tablero:
- Puentes de tablero superior
 - Puentes de tablero inferior
 - Puentes de tablero intermedio
 - Puentes de varios tableros
- ❖ Por los mecanismos de transmisión de cargas a la infraestructura:
- Puentes de vigas
 - Puentes aporticados
 - Puentes de arco
 - Puentes en volados sucesivos
 - Puentes atirantados
 - Puentes colgantes

❖ Por sus condiciones estáticas:

- Isostáticos: Puentes simplemente apoyados, puentes continuos con articulaciones (Gerber), puentes en arco (articulados)
- Hiperestáticos: Puentes continuos, puentes en arco, puentes aporticados, puentes isotrópicos o espaciales.
- Transición: Puentes en volados sucesivos (pasan de isostáticos a hiperestáticos)

❖ Por el ángulo que forma el eje del puente con el del paso inferior (o de la corriente de agua):

- Puentes rectos (Ángulo de esviaje 90°)
- Puentes esviados (Ángulo de esviaje menor a 90°)
- Puentes curvos (Ángulo variable a lo largo del eje)

❖ Por su duración :

- Puentes definitivos.
- Puentes temporales o provisionales.

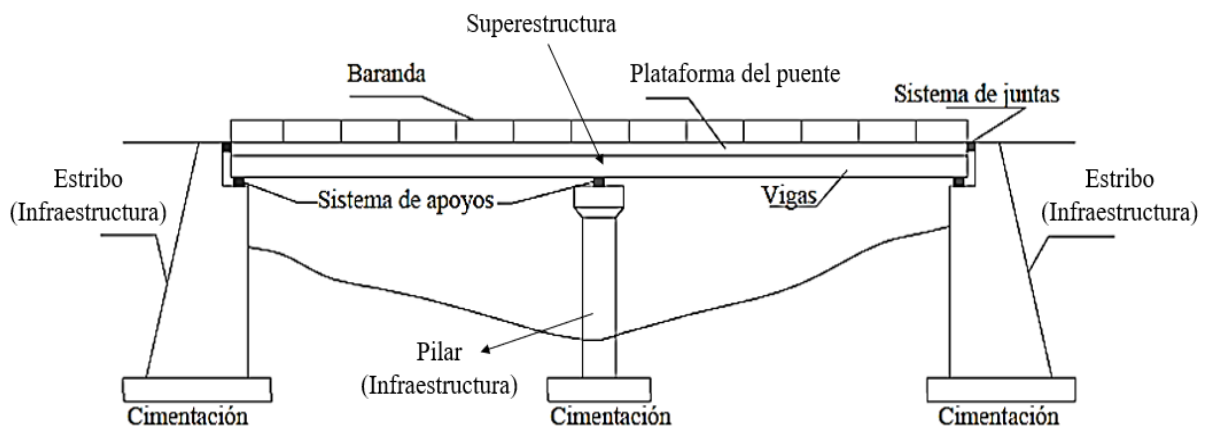
2.1.3 Partes de un puente

Las partes principales de una estructura de puente son:

a) La superestructura

b) La infraestructura

Figura 2.1 Partes de un puente



Fuente: Ernesto Seminario Manrique

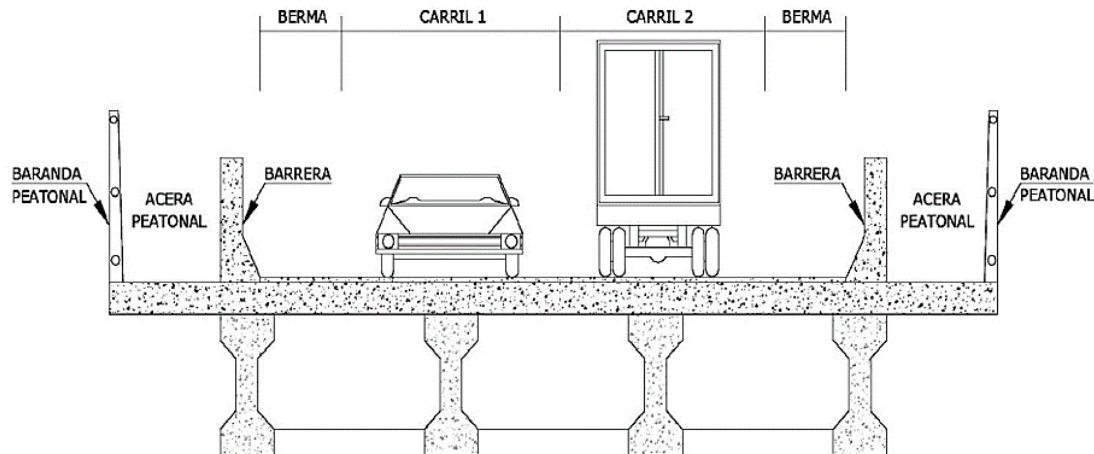
a) Superestructura

Es la parte del puente que se encuentra por encima de las pilas (columnas o soportes verticales) y que se encarga de soportar las cargas de tránsito, ya sean vehículos, trenes o peatones. Esta estructura incluye todos los elementos que se sitúan por encima de los apoyos principales del puente y se extiende entre las pilas o estribos.

Está conformada por:

- ❖ **Tablero.** – Es el componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes.
- ❖ **Estructura Portante.** – Es el componente estructural que soporta al tablero y se apoya en sus extremos con la subestructura, es decir, transmite las cargas procedentes del tablero a los estribos y/o pilas.
- ❖ **Accesorios del tablero.** – Son elementos que sirven para dar funcionalidad al puente y seguridad tanto a los vehículos como a los peatones: cordón-barrera, barandas y barreras.

Figura 2.2 Sección transversal de superestructura, puente de vigas



Fuente: Arturo Rodríguez Serquen, 2022

b) Infraestructura

También conocida como subestructura, es la parte del puente que se encuentra debajo de la superestructura y se encarga de soportar y transmitir las cargas de la estructura superior (superestructura) hacia el suelo. Su función principal es proporcionar estabilidad y resistencia, garantizando que el puente permanezca firme y seguro. La infraestructura

incluye todos los componentes que están en contacto con el suelo y que sirven de base para la superestructura.

Está conformada por:

- ❖ **Pilares.** – Son elementos de apoyo intermedios los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones; están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc.
- ❖ **Estribos.** – Son los que proveen soporte a la superestructura, establecen la conexión entre la superestructura y el terraplén, son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo, el peso de la losa de transición y las presiones del suelo (empuje de tierras).
- ❖ **Fundaciones.** – Se encuentran bajo el terreno de la superficie, son encargados de transmitir toda la carga al suelo, al absorber dicha carga el suelo se contracciona dando origen a los asentamientos.

2.1.4 Ubicación y elección del tipo de puente

Los puentes son obras que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

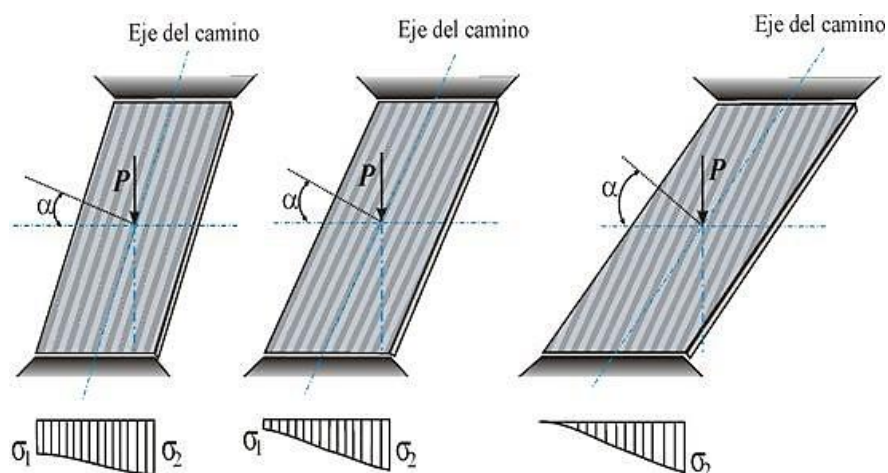
- a) Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- b) Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- c) Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- d) Obras complementarias tales como: barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación.
- e) En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra.

2.1.5 Características de los Puentes Esviajados

Se dice que el tablero de un puente tiene esviaje o que está construido en esviaje, cuando la forma en planta del tablero no es rectangular. Esto quiere decir que la horizontal de los apoyos del tablero forman un ángulo distinto a 90 grados, con el eje longitudinal del tablero. En la mayor parte de los casos modernos los puentes son esviajados, no presentando mayores problemas ni inconvenientes si éstos están compuestos por vigas, en cambio cuando se trata de losas simplemente apoyadas los esfuerzos que en ellas se presentan difieren de los de las losas rectas, aumentando esta diferencia con el ángulo de esviaje.

Se puede observar entonces que los planos de esfuerzo máximo no son paralelos al eje del camino con lo que la deformación de la losa esviada tenderá a la de una superficie alabeada. En la siguiente figura se muestra esquemáticamente la variación de reacciones en función de los diversos ángulos de esviaje.

Figura 2.3 Variación de reacciones en losas de puentes esviados



Fuente: Hugo E. Belmonte, 1990

Si el esviaje es hasta de 20° , para el cálculo se considerará como luz la que se mide a lo largo de la línea central en el eje del camino precediéndose luego como si la losa fuese recta, incrementando las reacciones en las esquinas de los ángulos obtusos entre 0 y 50 % sobre la reacción media en proporción al ángulo de esviaje.

Si el ángulo de esviaje está comprendido entre 20° y 50° se tomará como luz de cálculo, la distancia perpendicular a la cara de los apoyos acotada con L_c precediéndose luego como si la losa fuese recta, con lo que se define su espesor y armadura.

2.2 Estudios básicos de ingeniería

2.2.1 Generalidades

Los estudios básicos de ingeniería son de fundamental importancia realizarlos, ya que proporcionan la información técnica y científica que garantiza la seguridad, funcionalidad, durabilidad y viabilidad económica del proyecto. La importancia de estos estudios radica en que cada uno aborda aspectos críticos que influyen directamente en el éxito del diseño y construcción del puente.

El proyectista deberá informarse adecuadamente de las dificultades y bondades que caracterizan a la zona antes de definir el emplazamiento del puente. Emplazamiento que deberá ser fruto de un estudio comparativo de varias alternativas, y que sea la mejor respuesta dentro las limitaciones (generación de información) y variaciones de comportamiento de los cambios naturales y provocados de la naturaleza.

Los estudios básicos deben ser realizados de acuerdo a los requerimientos del proyectista, personal especializado, con experiencia, y según los procedimientos que se establecen en los manuales o normativas.

2.2.2 Estudio topográfico

El estudio topográfico, según (Escuadero Meza, 2003), tendrá como objetivos:

- ❖ Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos
- ❖ Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- ❖ Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- ❖ Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos para la construcción de un puente deberán comprender como mínimo 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 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m 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).

- ❖ Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias.
- ❖ Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas.
- ❖ Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos.
- ❖ Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

2.2.3 Estudio de suelos

El estudio de suelos tiene como objetivo principal establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánica del suelo para el diseño de cimentaciones estables. El estudio de suelos debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a las necesidades del proyecto. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares (en caso de ser necesarios).

Dichos estudios deberán comprender lo siguiente:

- ❖ Ensayos de campo en suelos y/o rocas
- ❖ Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas en la zona
- ❖ Descripción de las condiciones y características del suelo: Contenido de humedad, granulometría, consistencia, clasificación, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa, capacidad portante.

2.2.4 Estudio Hidrológico, Hidráulico y Socavación

Los objetivos son de establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- ❖ Ubicación óptima del cruce.
- ❖ Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- ❖ Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- ❖ Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- ❖ Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- ❖ Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación.
- ❖ Obras de protección necesarias.

2.3 Normas de diseño

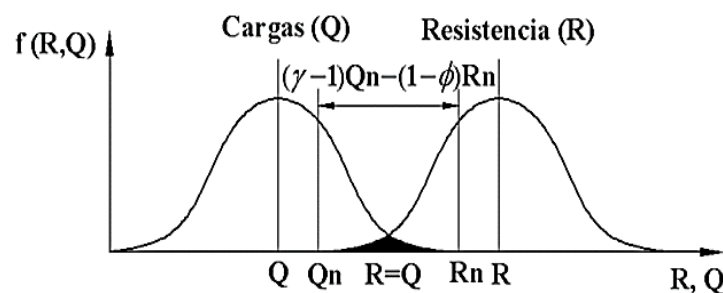
Para el diseño del concreto estructural, las cargas y factores de carga, análisis y evaluación estructural, se tomarán las prescripciones de la normativa AASHTO LRFD 2020.

En conjunto a esta norma se hará uso de la norma ACI 318-19, debido a que ambas normas se desarrollaron en EEUU.

2.4 Filosofía de diseño

“El diseño con factores de carga y resistencia (LRFD) está basado en la estadística de la combinación de cargas y resistencias expresado en el siguiente gráfico:

Figura 2.4 Base probabilística del diseño LRFD



Fuente: Liendo López & Soliz Martínez, 2007

Donde se observa que ambas distribuciones probabilísticas obtenidas de forma independiente son comparadas. La distribución de la resistencia (R) está a la derecha y es mayor a la que representa las cargas (Q), pero existe una zona de intersección donde existirá falla (región pintada de negro). Los factores de diseño: combinaciones de carga y resistencia, se obtienen para evitar que esto suceda. Pero esto con un porcentaje de probabilidad, puesto que si se quisiera evitar la falla con un 100% el diseño sería muy costoso e inviable.

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) toma en cuenta ambas, la resistencia promedio, y el promedio de las cargas. La ecuación fundamental del LRFD incluye:

(η) = Modificadores de carga

(γ) = Factores de carga

(Q) = Efectos de fuerza o solicitaciones

(ϕ) = Factor de resistencia

(R_n) = Resistencia nominal

$(R = \phi R_n)$ = Resistencia factorada

El LRFD proporciona un mayor nivel de seguridad a través de todo el puente, en el cual la medida de seguridad es una función de la variabilidad de cargas y de resistencia.

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.

Para fines didácticos es importante conocer el concepto o interpretación de algunos términos que se enuncian como sigue:

- **Factor de Carga:** Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.
- **Factor de Modificación de las Cargas:** Factor que considera la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente.
- **Factor de Resistencia:** Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.

2.5 Cargas para el diseño de puentes

La normativa AASHTO LRFD 2020 divide a las cargas en permanentes y transitorias, siendo responsabilidad del proyectista la consideración de las cargas según las exigencias que el puente demanda y las condiciones climáticas propias del lugar.

2.5.1 Cargas permanentes

❖ Cargas permanentes: DC, DW y EV

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

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

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

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 rodadura, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

Tabla 2.1 Densidades de materiales usados en la construcción

Material	Peso Unitario(kg/m ³)
Acero	7850
Agua fresca	1000
salada	1020
Albañilería de piedra	2700
Aleaciones de aluminio	2800
Arcilla blanda	1600
Arena, limo o grava no compactados	1600
Arena, limo, o arcilla compactados	1900
Concreto simple	
Liviano	1760
De arena liviana	1920
Peso Normal con $f'c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$	2320
Peso Normal con $350 < f'c \leq 1050 \text{ kg/cm}^2$	$2240 + 0.23f'c$
Concreto Armado (C3.5.1 AASHTO)	Peso Concreto Simple+ 80 kg/m ³
Grava, Macadam o balasto compactados	2240
Hierro fundido	7200
Madera dura	960
Blanda	800
Relleno de ceniza	960
Superficies de rodamiento bituminosas	2240
Material	Peso por unidad de longitud (kg/m)
Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía	300

Fuente: Rodríguez Serquen A. (2022). Puentes con AASHTO LRFD 2020

❖ Cargas de Suelo: EH, ES y DD

EH = Empuje horizontal

ES = Sobrecarga de suelo

DD = Fricción negativa (downdrag)

Estas cargas se especifican en el Artículo 3.11. de la norma AASHTO LRFD 2020

2.5.2 Cargas transitorias

❖ Sobrecargas Gravitatorias: LL y PL

Sobrecarga Vehicular (LL)

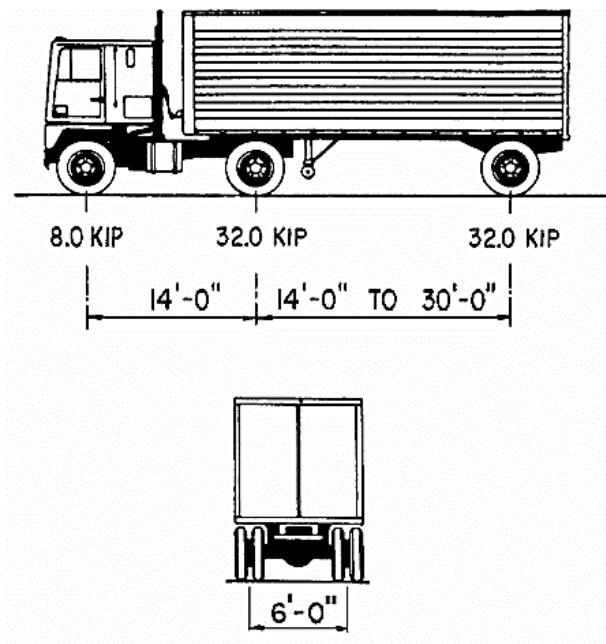
Se utiliza un modelo teórico expresado por la carga HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- a) Camión de diseño b) Tándem de diseño c) Carga de carril

a) Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño son como se especifica en la Figura 2.5, la separación entre los dos ejes de 32 kip (142,4 kN) varía entre 14 ft a 30 ft (4,27m a 9,14m) para producir las solicitaciones extremas. Además, se debe considerar un incremento por carga dinámica.

Figura 2.5 Características de camión de diseño



Fuente: AASHTO LRFD, 2020

b) Tándem de diseño

El Tándem de diseño consiste en un par de ejes de 25 kip (111,21 kN) con una separación de 4 ft (1,22m). La separación transversal de las ruedas es de 6 ft (1,83m). Se debe considerar un incremento por carga dinámica.

c) Carga de carril de diseño

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9,34 kN/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 6 ft (3,05m). Estas sollicitaciones no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Sobrecarga Peatonal (PL)

Se debe aplicar una carga peatonal de 0,075 ksf ($3,6 \times 10^{-3}$ MPa) en todas las aceras de más de 2 ft (610 mm) de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

La normativa AASHTO además toma en cuenta la presencia múltiple de sobrecargas, se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple, no siendo éste aplicable al estado límite de fatiga.

Tabla 2.2. Factor de presencia múltiple (m)

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: AASHTO LRFD, 2020

❖ Incremento por carga dinámica : IM

La carga móvil es de tipo dinámica, pero para simplificar su aplicación se la toma como estática añadiendo un incremento de carga. Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se mejoran aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Incremento por carga dinámica

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

Fuente: AASHTO LRFD, 2020

❖ **Fuerza de Frenado : BR**

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

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

La fuerza de frenado se ubica en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asume que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 6 ft (1,83m) sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas.

❖ **Fuerza de Colisión de un Vehículo : CT**

Esta fuerza debe ser considerada en el diseño para garantizar que la estructura y las barreras de protección puedan absorber o desviar la energía del impacto sin sufrir daños significativos o comprometer la seguridad del puente.

❖ **Carga de Viento : WL Y WS**

La carga de viento se asume está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Para puentes a más de 33 ft (10,05m) sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño se deberá ajustar en función a una ecuación propuesta por la normativa en el Art. 3.8.1.1, considerando un valor adecuado para las condiciones previamente mencionadas.

Además el proyectista deberá de considerar algunas cargas en caso de ocurrencia como:

- ❖ Efectos sísmicos (EQ)
- ❖ Carga hidráulica (WA)
- ❖ Carga de hielo (IC)
- ❖ Solicitaciones provocadas por deformaciones superpuestas como ser la contracción (SH), fluencia lenta (CR) y el asentamiento (SE)
- ❖ Fuerzas friccionales (FR)
- ❖ Variaciones de temperatura (TU y TG)
- ❖ Colisión de embarcaciones (CV)

2.6 Factores y Combinaciones de Cargas

La sollicitación mayorada se tomará como:

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

Donde:

η_i = Modificador de las cargas

Q_i = Solicitaciones de las cargas especificadas

γ_i = Factores de cargas especificados en las tablas 2.4. y 2.5.

2.6.1 Estados limites

Un estado límite es una condición limitante para un funcionamiento aceptable del diseño del puente o de sus componentes. Para lograr los objetivos de un diseño seguro, cada miembro y conexión del puente se debe examinar a algunos o a todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo. Todos los estados límites aplicables deben ser considerados de igual importancia.

Los estados límites que la normativa propone son:

- ❖ RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas 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 sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas. RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- ❖ EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- ❖ EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

- ❖ SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.
- ❖ 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 figuración.
- ❖ SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.
- ❖ FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

En la Tabla 2.4. se especifican los factores de carga aplicables a diferentes combinaciones de carga de diseño.

Tabla 2.4 Factores y Combinaciones de Carga

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_P	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_P	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_P	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_P	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_P	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: AASHTO LRFD 2020

Tabla 2.5 Factores de Carga Permanente

Tipo de Carga, Fundación y Método Usado para Calcular Fricción Negativa (Downdrag)		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Elemento y Accesorios		1.25	0.90
DC: Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
DD: Downdrag	Pilotes, Método Tomlinson α	1.4	0.25
	Pilotes, Método λ	1.05	0.30
	Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de Rodamiento e Instalaciones para Servicios		1.50	0.65
EH : Presión Horizontal del Terreno:			
• Activa		1.50	0.90
• En Reposo		1.35	0.90
• AEP para muros anclados		1.35	N/A
EL: Tensiones Residuales en Construcción		1.00	1.00
EV: Presión Vertical del Terreno			
• 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			
o Alcantarillas Cajón Metálicas y de Placas Estructurales con Corrugaciones Profundas		1.5	0.9
o Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
o Todas las demás		1.95	0.9
ES: Sobrecarga de Suelo		1.50	0.75

Fuente: Rodríguez Serquen A. (2022). *Puentes con AASHTO LRFD 2020*

2.6.2 Factor modificador de carga

Las solicitaciones que se generan en el análisis estructural son multiplicadas por el factor de modificación de carga como se muestra en la siguiente ecuación:

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

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

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

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

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

Donde:

γ_i = Factor de carga

ϕ = Factor de resistencia

η = Factor de modificación de las cargas

η_D = Factor relacionado con la ductilidad

η_R = Factor relacionado con la redundancia

η_I = Factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = Solicitación

R_n = Resistencia nominal

R_r = Resistencia mayorada = ϕR_n

❖ Factor de ductilidad (η_D)

La ductilidad es importante en la seguridad de un puente, si la ductilidad se toma en cuenta, las partes de la estructura con una carga más allá de la proyectada pueden redistribuir la carga a otras que tienen resistencia.

Los valores de este factor son:

$$\eta_D \geq 1,05 \text{ Para elementos y conexiones no dúctiles}$$

$$\eta_D = 1 \text{ Para detalles y diseños convencionales}$$

$$\eta_D \geq 0,95 \text{ Para elementos y conexiones con ductilidad mejorada}$$

Para todos los demás estados límites: $\eta_D = 1,00$

❖ Factor de redundancia (η_R)

La redundancia afecta significativamente a los márgenes de seguridad de los puentes. Una estructura estáticamente indeterminada es redundante, tiene más restricciones de las necesarias para satisfacer el equilibrio.

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_R \geq 1,05 \text{ Para elementos no redundantes}$$

$$\eta_R = 1 \text{ Para niveles convencionales de redundancia}$$

$$\eta_R \geq 0,95 \text{ Para niveles excepcionales de redundancia}$$

Para todos los demás estados límites: $\eta_R = 1,00$

❖ Factor de importancia operativa (η_I)

Los puentes pueden ser considerados importantes si ellos unen a hospitales, colegios, bomberos, etc. En general los puentes siempre tienen importancia operacional porque son proyectados para cubrir requerimientos de la sociedad. Un puente no importante operativamente se puede definir como uno que está en una vía secundaria.

Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1,05$ Para puentes importantes

$\eta_I = 1$ Para puentes típicos

$\eta_I \geq 0,95$ Para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites: $\eta_I = 1,00$

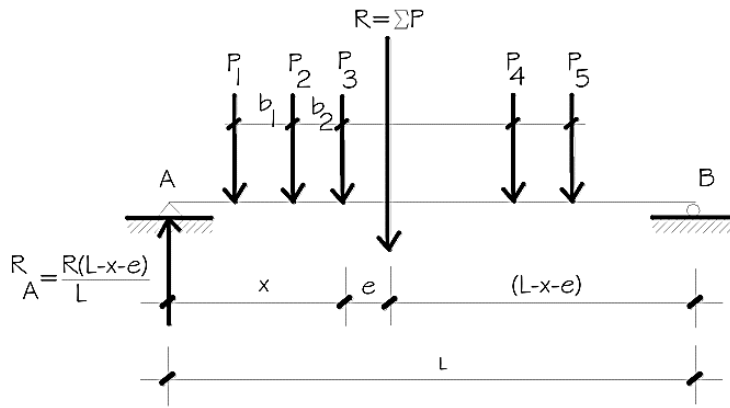
2.7 Teorema de Barré

Este teorema se utiliza para hallar el momento máximo de flexión en una viga simplemente apoyada.

Se busca la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada.

En efecto, en el tren de cargas mostrado en la Figura 2.6, tomando momentos en el punto donde incide la carga P3 se tiene:

Figura 2.6 Tren de cargas sobre una viga simplemente apoyada



Fuente: Arturo Rodríguez Serquen, 2022.

El momento en el punto donde se ubica la carga P3 es:

$$M_{P3} = \frac{R(L-x-e)}{L} \cdot x - P_1(b_1 + b_2) - P_2 b_2$$

Para obtener la distancia medida desde el apoyo A (x), a la que se encuentra el momento máximo, igualamos la cortante a cero (0).

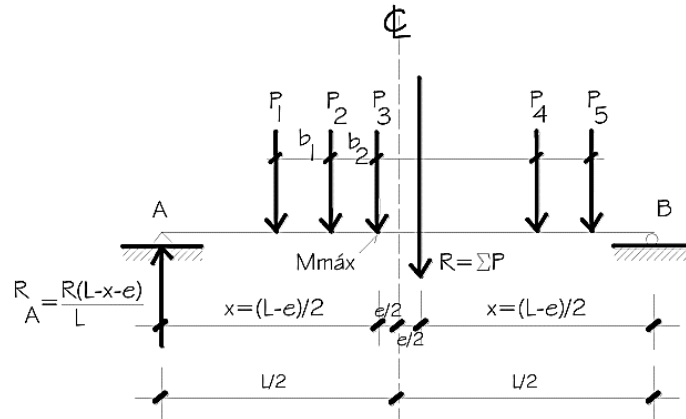
$$\text{Para } M_{P3} = \max. \quad \frac{dM_{P3}}{dx} = 0 \quad ; \quad \frac{R}{L} [-I(x) + (L-x-e)] = 0$$

Obteniendo:

$$x = \frac{L - e}{2}$$

Es decir:

Figura 2.7 Posición de un tren de cargas para momento máximo



Fuente: Arturo Rodríguez Serquen, 2022.

2.8 Deformaciones

Las deformaciones en puentes son fundamentales para evaluar el comportamiento estructural bajo diversas cargas y condiciones. Estas deformaciones reflejan cómo las diferentes partes del puente responden a las fuerzas y tensiones generadas por el tráfico, viento, temperatura, entre otras variables.

Los límites de deflexión se indican en la siguiente tabla:

Tabla 2.6 Deflexiones máximas permitidas para puentes de acero y/u hormigón

Tipo de carga	Deflexión máxima
Carga vehicular en general	Longitud/800
Cargas vehiculares y/o peatonales	Longitud/1000
Carga vehicular sobre voladizos	Longitud/300
Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos	Longitud/375

Fuente: AASHTO LRFD, 2020

2.9 Método de análisis aproximado

La normativa AASHTO LRFD sugiere un modelo elástico de análisis aproximado, el método de los factores de distribución por sobrecarga, el cual considera diversos factores como el área de las vigas, parámetros de rigidez longitudinal, longitud del tramo de la viga, el número

de vigas, el número de carriles, la separación de las vigas, la altura de losa entre otros factores, a diferencia de los métodos de momentos estáticos.

El método de los factores de distribución es aplicable siempre y cuando:

- El ancho del tablero es constante
- A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez
- A menos que se especifique lo contrario, la parte de vuelo correspondiente a la calzada, de, no es mayor que 3 ft (914 mm)
- La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales propuestas por la norma.

2.9.1 Ventajas

- Permite obtener resultados de forma rápida y con menos recursos computacionales.
- Se adapta bien a la etapa preliminar del diseño, donde los detalles finos aún no son claros.
- Es más fácil de aplicar que un análisis riguroso o mediante software avanzado.

2.9.2 Limitaciones

- No es tan preciso como los métodos avanzados, ya que hace suposiciones simplificadas sobre el comportamiento estructural.
- Puede no ser adecuado para estructuras complejas o donde los efectos dinámicos, la interacción suelo-estructura o las no linealidades sean significativas.

2.10 Materiales

Es importante para el diseño y la construcción de puentes especificar las propiedades de los materiales que se van a usar ya que son los que aseguran tanto la resistencia estructural como la durabilidad de la obra. Estos materiales deben cumplir con requisitos estrictos de diseño y rendimiento debido a las cargas vehiculares, condiciones ambientales y vida útil esperada de la estructura.

2.10.1 Hormigones

❖ Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

Clases de hormigón:

- Hormigón Clase A: generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras.
- Hormigón Clase B: se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- Hormigón Clase C: se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
- Hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.
- Hormigón Clase S: se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

❖ **Coefficiente de expansión térmica**

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

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

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

❖ **Contracción y fluencia lenta**

Si no hay datos disponibles específicos para la mezcla, la contracción y la fluencia lenta se pueden estimar utilizando los requisitos de los Artículos 5.9.3.3 y 5.9.3.4 de la normativa.

En ausencia de datos más precisos, se puede asumir que los coeficientes de contracción son de 0,0002 luego de 28 días y 0,0005 luego de un año de secado.

❖ **Módulo de elasticidad**

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

γ_c = densidad del hormigón (kg/cm³)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)

❖ **Coefficiente de Poisson**

A menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede asumir que el coeficiente de Poisson es igual a 0,2. El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los componentes que se anticipa estarán sujetos a fisuración.

❖ **Módulo de rotura**

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r , en MPa, se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal: $0,63\sqrt{f'_c}$
- Para hormigón de agregados livianos y arena: $0,52\sqrt{f'_c}$
- Para hormigón de agregados de baja densidad: $0,45\sqrt{f'_c}$

❖ **Resistencia a la tracción**

La resistencia a la tracción directa se puede determinar ya sea utilizando el método ASTM C 900 o la AASHTO T 198 (ASTM C 496).

Para la mayoría de los hormigones de uso generalizado la resistencia a la tracción directa se puede estimar como $f_r = 0,62\sqrt{f'_c}$

2.10.2 Acero de las armaduras

❖ **Punto de fluencia**

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

Las barras corrugadas ofrecen una mayor resistencia al deslizamiento frente al concreto. Las barras más usadas son de 420 MPa (grado 60), debido a que estas son más económicas y tienden a reducir la congestión del acero en los encofrados.

❖ **Módulo de elasticidad**

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s , se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

2.10.3 Acero de Preesforzado

Para el hormigón postensado este acero se denomina torones y es fabricado con siete alambres firmemente torcidos alrededor de un séptimo cuyo diámetro es ligeramente mayor. Los diámetros de los torones están entre 0.25 hasta 0.6 pulgadas.

Se requiere que sean de altas resistencias para producir y mantener fuerzas de preesfuerzo satisfactorias en los miembros.

❖ Módulo de elasticidad

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 como:

Para cables: $E_p = 197.000 \text{ MPa}$

Para barras: $E_p = 207.000 \text{ MPa}$

2.11 Hormigón Preesforzado

El Hormigón Presforzado es el hormigón al cual se transmiten en forma artificial y permanente, antes y durante la aplicación de las acciones exteriores “estados elásticos” originados por fuerzas de compresión previos de manera que los estados elásticos resultantes sean convenientes al hormigón y a la función de la estructura en un marco de seguridad y economía.

2.11.1 Sistema de postensado

En este procedimiento la fuerza de postensado (P), se aplica estirando los cables contra el hormigón endurecido; es decir el gato hidráulico estira el cable y al mismo tiempo comprime al hormigón que en ese momento debe tener la resistencia especificada.

Figura 2.8. Vigas de hormigón postensado



Fuente: <https://es.pinterest.com/>

2.11.2 Tipos de armadura en el hormigón pretensado

En el hormigón pretensado se distinguen dos tipos de armaduras:

- ❖ **Armadura activa:** Son de acero de alta resistencia mediante las cuales se introduce el acero de pretensado.
- ❖ **Armaduras pasivas:** Son las armaduras habituales del hormigón armado, asociadas a las anteriores. En elementos a flexión se disponen longitudinalmente, ayudan en la disposición de la armadura transversal y resistir fracciones del momento flector de diseño.

2.11.3 Propiedades geométricas de la sección

Para determinar las propiedades de una sección, se debe considerar la disminución del área de la sección transversal debida a la presencia de las vainas de postesado abiertas. En el caso de los elementos pretensados y postensados luego de la inyección de mortero, se permite utilizar las propiedades de la sección bruta, o las propiedades de una sección efectiva que puede incluir el área transformada de los cables adherentes y la armadura no pretensada.

2.11.4 Etapas de carga

“Para una estructura colada en el lugar el concreto presforzado tiene que diseñarse para dos etapas por lo menos: la etapa inicial durante el presfuerzo y la etapa final bajo las cargas exteriores” (T. Y. LIN, 1984, p. 37)

❖ **Etapas de tensado inicial o aplicación del postensado**

Esta es la etapa en la que se introduce la tensión en los cables o torones de acero, después de que el hormigón ha fraguado y alcanzado la resistencia mínima necesaria. Aquí, las acciones de carga corresponden únicamente al postensado.

❖ **Etapas de cargas permanentes (carga muerta)**

La etapa de carga muerta corresponde a las cargas que actúan sobre la estructura desde el momento en que se completa el postensado y antes de que la estructura entre en servicio. Incluye el peso propio del hormigón y otros elementos estructurales permanentes.

❖ **Etapas de cargas de servicio**

Una vez que la estructura está en uso, comienza a estar sujeta a las cargas de servicio o cargas vivas. Estas cargas incluyen todos los factores externos a los que estará sometida la estructura durante su vida útil, como el tránsito de vehículos, cargas de viento, terremotos y otras fuerzas dinámicas.

2.11.5 Esfuerzos en las fibras extremas

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

Tabla 2.7 Esfuerzos admisibles en tiempo inicial

Descripción	Notación	SI
Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo cero	f_{ti}	$0,25 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}$
Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo cero	f_{ci}	$0,65 \cdot f_c'$

Fuente: AASHTO LRFD, 2020

Los esfuerzos en el concreto bajo las cargas de servicio (después de que han ocurrido todas las pérdidas de presforzado) no deben de exceder los siguientes valores:

Tabla 2.8 Esfuerzos admisibles en tiempo infinito

Descripción	Notación	SI
Esfuerzo admisible a la tracción en tiempo infinito	f_{ts}	$0,5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}$
Esfuerzo admisible a la compresión en tiempo infinito	f_{cs}	$0,45 \cdot f_c'$

Fuente: AASHTO LRFD, 2020

2.11.6 Fuerza de pretensado

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

❖ Tiempo inicial:

Fibra superior

$$f_{10} = -\frac{M_o * C_{10}}{I_o} + \frac{P_o * e_o * C_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \leq f_{ti}$$

Fibra inferior

$$f_{20} = \frac{M_o * C_{20}}{I_o} - \frac{P_o * e_o * C_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o} \geq f_{ci}$$

Donde:

f_{10} = Esfuerzo en la fibra traccionada en tiempo inicial

f_{20} = Esfuerzo en la fibra comprimida en tiempo inicial

❖ **Tiempo infinito:**

Fibra superior

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{n * P_O * e_\infty * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_O}{A_\infty} \geq f_{cs}$$

Fibra inferior

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_O * e_\infty * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_O}{A_\infty} \leq f_{ts}$$

Donde:

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

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

2.11.7 Pérdidas de pretensado

Un aspecto muy significativo que se debe considerar en el diseño de los elementos preesforzados son las pérdidas de pretensado que se producen por diferentes causas. Estas pérdidas pueden afectar drásticamente el comportamiento de un elemento bajo cargas de servicio.

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

❖ **Pérdidas instantáneas:**

Δf_{pF} = Pérdida de esfuerzo por fricción entre el cable y vaina

Δf_{pA} = Pérdida de esfuerzo por penetración de cuñas

Δf_{pES} = Pérdida de esfuerzo por acortamiento elástico del hormigón

❖ **Pérdidas diferidas:**

Δf_{pCR} = Pérdida de esfuerzo por fluencia lenta del hormigón

Δf_{pSR} = Pérdida de esfuerzo por contracción del hormigón

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

La pérdida total de pretensado Δf_{pT} depende del sistema en nuestro caso:

Para miembros postensados:

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

2.11.8 Ventajas del hormigón presforzado frente al hormigón armado

- La resistencia del hormigón y del acero es bien aprovechada, lo que no es posible con el hormigón armado porque el hormigón se fisura en forma inadmisibles para altas tensiones del acero.
- Las cuantías de acero de refuerzo son pequeñas en las secciones presforzadas, y es posible el uso de secciones semejantes a las metálicas.
- En el hormigón armado, se hace trabajar a compresión a lo que es absorbido por hormigón y la tracción por el acero, en cambio el hormigón presforzado al encontrarse totalmente pre comprimido no requiere armadura de tracción.
- En el hormigón presforzado se pueden obtener secciones esbeltas ligeras en una relación, donde el peralte de la viga es (L/20), permitiendo estructuras con luces mayores que el hormigón armado.
- El comportamiento de las cargas mayores a las cargas de servicio es mejor asimilado por el hormigón presforzado que por el hormigón armado.
- El hormigón presforzado posee mayor durabilidad, consecuencia de la estricta limitación de la aparición y abertura de las fisuras del hormigón.
- Las secciones presforzadas tienen menor volumen de hormigón frente a una sección armada, bajo las mismas condiciones de carga.

2.12 Componentes del Sistema de Anclaje

2.12.1 Vainas

Son tubos o ductos flexibles o rígidos que alojan los cables de acero de alta resistencia dentro del hormigón. Permiten que los cables sean tensados una vez que el hormigón ha fraguado. Los conductos protegen los cables de la corrosión y permiten que estos se deslicen libremente durante el tensado.

Se tienen los siguientes tipos de vaina:

- ❖ **Vainas metálicas:** Crean un espacio vacío para colocar los elementos tensores. Estas vainas de chapa fina (0,25-0,35 mm) y con costillas proveen una buena protección secundaria contra la corrosión a la vez que garantizan una perfecta adherencia entre los tendones y el hormigón.
- ❖ **Vainas de polietileno y polipropileno (PE y PP):** Brinda una protección secundaria permanente contra la corrosión especialmente indicada en medios ambientales agresivos como por ejemplo en el caso de plantas de tratamiento de aguas residuales, depósitos para sustancias ácidas, silos o estructuras expuestas a sal anti-escarcha.

2.12.2 Cuerpos de anclaje

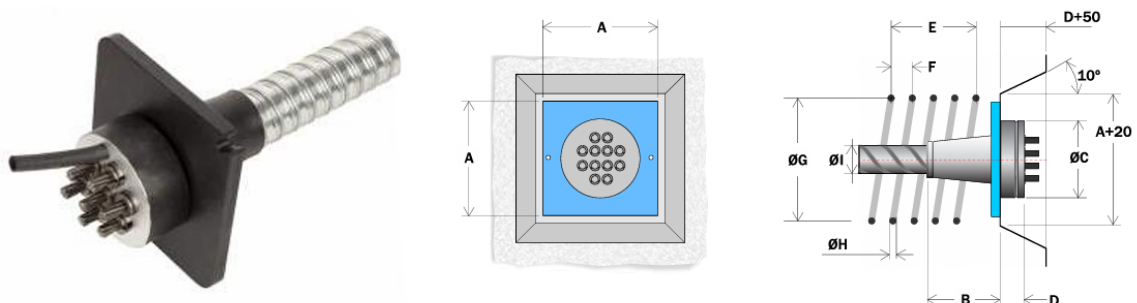
Son componentes fundamentales del sistema de anclaje, diseñados para transferir de manera segura la tensión aplicada a los cables o torones de acero hacia el hormigón.

Facilita el proceso de tensado mediante su integración con el gato hidráulico, que se utiliza para aplicar la tensión inicial a los cables.

Los anclajes se dividen en **activos** (en los que se aplica el tensado) y **pasivos** (en el extremo opuesto, donde los cables no se tensan directamente).

- ❖ **Anclaje activo:** Se utiliza en el extremo donde se aplica la tensión mediante gatos hidráulicos. El anclaje activo permite que los torones se tensen y luego se mantengan firmemente en su lugar.
- ❖ **Anclaje pasivo:** Este se encuentra en el extremo opuesto al anclaje activo. No permite el deslizamiento de los cables y simplemente sostiene los cables una vez tensados.

Figura 2.9 Anclaje activo MTC de PROTENDE



Fuente: Catalogo "Sistemas y Métodos PROTENDE"

2.12.3 Cuñas

Son piezas en forma de cuña que sujetan los cables de acero de alta resistencia en su lugar dentro del cuerpo de anclaje. Las cuñas se colocan alrededor de los cables o torones y se ajustan en el alojamiento del cuerpo de anclaje.

A medida que se aplica tensión a los cables, las cuñas se empujan contra el cuerpo del anclaje, inmovilizando los cables para que no se deslicen hacia atrás después de haber sido tensados. Las cuñas están diseñadas con ranuras o dientes para morder el acero y evitar el deslizamiento.

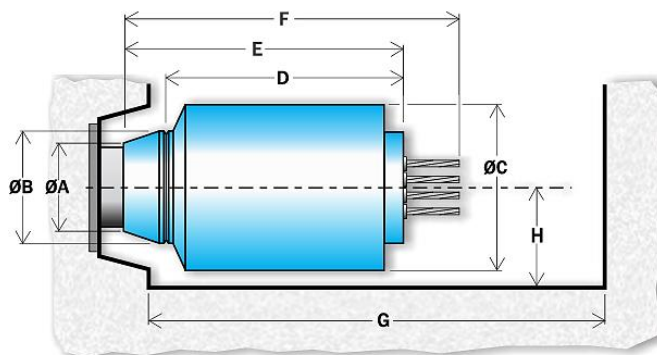
2.12.4 Equipo de tesado

Para el tesado de los tendones en puentes se usa el gato de tesar multitorón, este dispositivo jala los cables hacia atrás, incrementando su tensión.

Una vez alcanzada la tensión adecuada, los cables se fijan con las cuñas, y el gato hidráulico se retira.

Este equipo es fundamental durante la fase de postensado inicial, pero no forma parte permanente del sistema de anclaje.

Figura 2.10 Gato hidráulico de tesado multitoron MTC



Fuente: Catalogo "Sistemas y Métodos PROTENDE"

2.12.5 Sistema de inyección de lechada (en postensado adherente)

En el postensado adherente, después de tensar los cables, se inyecta una lechada de cemento en los conductos que contienen los cables. Esta lechada crea una unión entre los cables de acero y el hormigón, distribuyendo mejor las fuerzas en la estructura.

El sistema de inyección de lechada incluye una bomba y mangueras que permiten inyectar el material de manera uniforme en los ductos.

2.13 Estribos

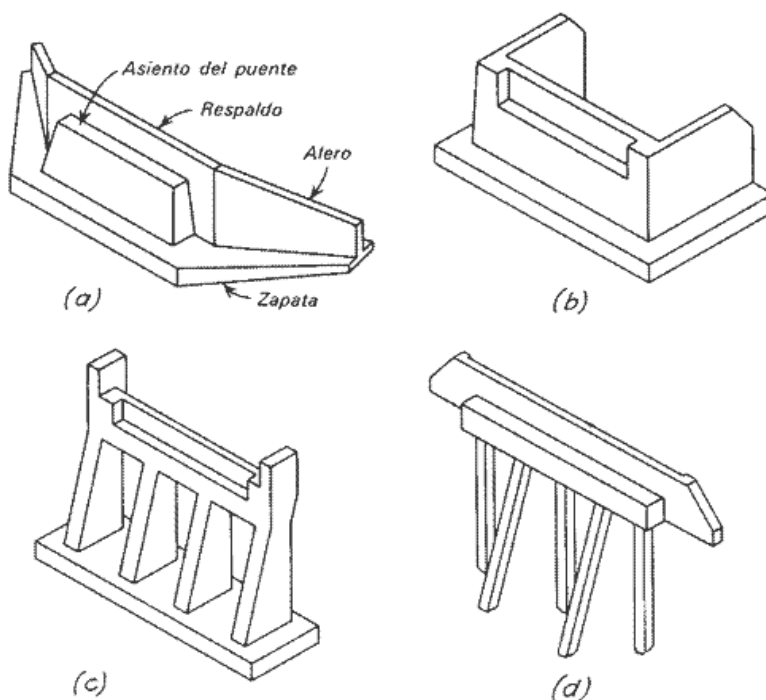
Son elementos estructurales ubicados en los extremos de un puente que sirven para soportar y transferir las cargas desde la superestructura (tablero, vigas, etc.) hacia los cimientos, además de contener y estabilizar los terraplenes o rellenos de tierra que rodean el puente. Son una parte clave en el diseño de puentes, ya que proporcionan estabilidad a la estructura y garantizan una transición suave entre la carretera y el puente.

2.13.1 Tipos de estribos

Uno de los tipos más comunes de estribo es el **estribo de gravedad con aleros** (fig. 2.11.a), consta de una pila central soportando el apoyo del puente y de dos aleros para retener el terraplén. Los tres elementos descansan en una sola zapata.

Si los aleros están en ángulo recto con la pila, la estructura se llama **estribo en U** (fig. 2.11.b).

Figura 2.11 Tipos de estribos



Fuente: <https://civildocs.blogspot.com/>

El estribo sin aleros o **estribo abierto** (fig. 2.11.c) también se usa mucho. Consta de dos o más columnas verticales con un cabezal que soporta los apoyos del puente. El terraplén se extiende con su talud natural desde el lecho inferior del cabezal a través de las aberturas entre las columnas. Un estribo sin aleros no es más que una fila de pilotes hincados a través de un

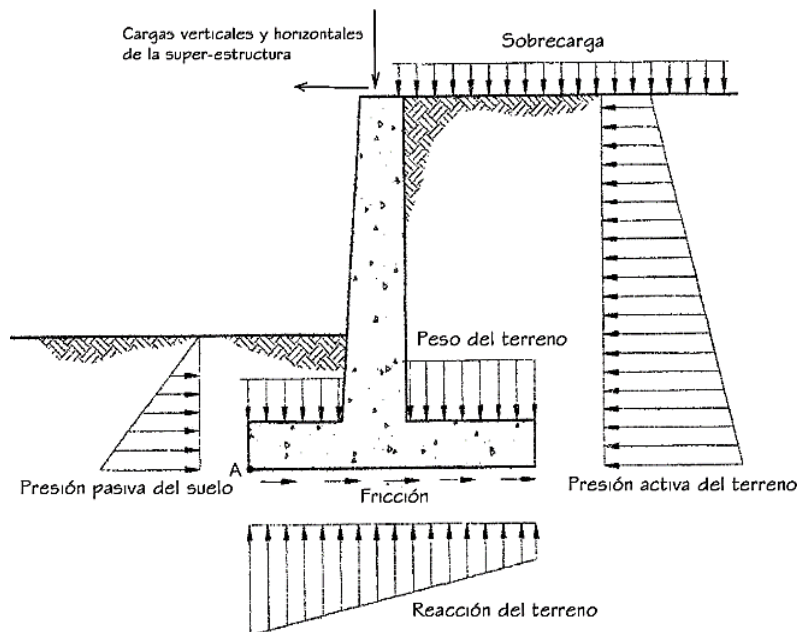
terraplén soportando el apoyo del puente (**estribo de caballete**) (fig. 2.11.d). El apoyo del puente está provisto usualmente de aleros pequeños para mantener las zapatas de los apoyos libres de tierra.

2.13.2 Cargas en los estribos

Las cargas a considerar en general son:

- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva.
- El peso propio del estribo y del relleno.
- El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva
- Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos
- Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

Figura 2.12 Cargas comunes en un estribo (sin sismo)



Fuente: Arturo Rodríguez Serquen, 2022.

2.13.3 Consideraciones para la estabilidad

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad para así garantizar la seguridad y funcionalidad de la estructura a lo largo del tiempo.

Se debe verificar la estabilidad contra las fallas por:

- Vuelco
- Deslizamiento
- Presiones en la base

2.14 Estrategia para la ejecución del proyecto

2.14.1 Especificaciones técnicas

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

La estructura que tendrá será la siguiente:

1. Descripción.
2. Materiales, herramientas y equipos.
3. Método constructivo.
4. Medición y forma de pago.

2.14.2 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.

La estructura que tendrá será la siguiente:

a) Materiales

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

b) 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.

c) 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.

d) 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 los 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.

e) 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 semisumas de costos totales de materiales, mano de obra, equipos y gastos generales.

f) 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.

2.14.3 Cálculos métricos

Por medio del cálculo 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 cálculo 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 buscare 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.

2.14.4 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 cálculo 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.

2.14.5 Planeamiento y cronograma

La planeación del proyecto se realizará con el método GANTT. En el gráfico de GANTT se realiza la planificación y la programación al mismo tiempo, o sea que la longitud de la barra que representa cada actividad indica las unidades de tiempo.

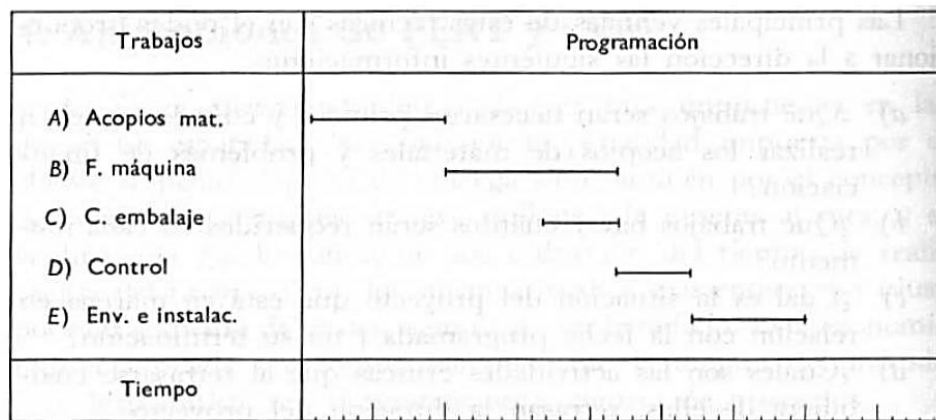
Cada actividad puede comenzar independientemente y ubicada en la línea de tiempo, así como tener actividades predecesoras. Una gran herramienta informática que aplica esta metodología es Microsoft Project.

Duración de la actividad.- Es determinada en base al rendimiento de cada actividad y los volúmenes de obra. La optimización de los tiempos de duración puede realizarse con el aumento de grupos de trabajo.

Ruta crítica.- Es la línea formada entre actividades cuyo cambio en su duración influye directamente en el tiempo total de ejecución del proyecto.

Tiempo Total de Ejecución del Proyecto.- Es el tiempo que existiría entre el inicio del proyecto con la primera actividad y el fin de la última actividad.

Figura 2.13 Ejemplo de planificación metodología Gantt



Fuente: Escuela Superior de Informática Universidad de Castilla la Mancha, Laura Bachiller Crespo, “Técnicas de Planificación de proyectos”, 1999.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

III. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Estudio Topográfico

Para el estudio topográfico se tomó en cuenta lo indicado en el marco teórico, por lo cual se realizó el levantamiento topográfico de la zona del proyecto comprendiendo 100 metros a cada lado del puente en dirección longitudinal correspondiente al camino de acceso y 100 metros aguas arriba y aguas abajo del río Pinos.

3.1.1 Trabajo en campo

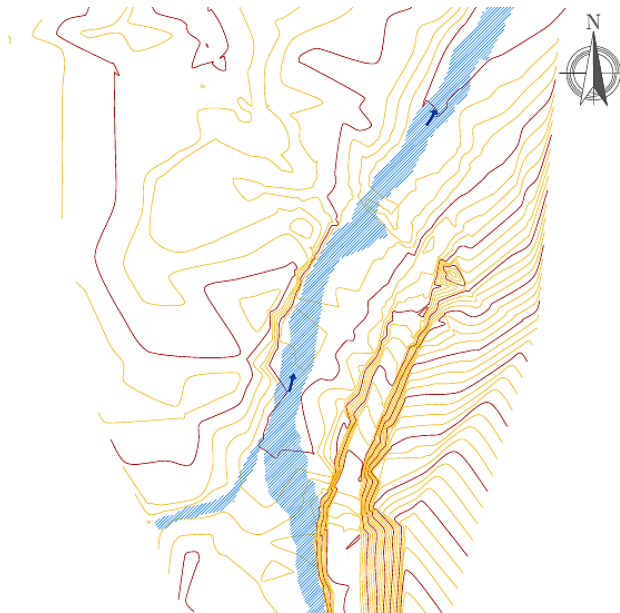
Se realizaron las siguientes actividades:

- Reconocimiento de la zona para una mejor evaluación del relieve del terreno
- Obtención de los puntos BM
- Obtención de puntos en coordenadas UTM, utilizando el equipo de Estación Total Sokkia

3.1.2 Trabajo en gabinete

Los puntos lecturados con la estación total fueron 655, como así también se obtuvieron 3 puntos BM, los cuales fueron transferidos al software Civil 3D para la creación de las curvas de nivel de la zona, todos los puntos obtenidos se muestran en el **Anexo B** y el levantamiento topográfico en los planos que se encuentran en el **Anexo F**.

Figura 3.1 Vista en planta del levantamiento topográfico



Fuente: Elaboración propia (sin escala)

3.2 Estudio de Suelos

Para determinar las características del terreno de fundación, se realizó el estudio de suelos mediante el ensayo SPT en campo para determinar la capacidad portante del suelo en función al número de golpes para luego con la muestra obtenida realizar los respectivos ensayos de contenido de humedad, granulometría, límites de Atterberg y su respectiva clasificación.

En este caso se realizaron dos ensayos SPT uno para cada estribo, sin embargo los ensayos no abarcaron hasta la profundidad deseada para el nivel de fundación, ya que el suelo de la zona es difícil de excavar a profundidades mayores debido a que el suelo es compacto y tiene la presencia de piedras de gran tamaño.

El estudio estuvo a cargo de la Empresa Consultora UNIÓN S.R.L., donde el informe del estudio de suelos otorgado se presenta en el **Anexo C**.

A continuación se tiene un resumen de los datos obtenidos más importantes del estudio de suelos:

Sondeo S-01 Estribo lado Miskas Calderas

Profundidad de excavación: 1,50 m

Clasificación AASHTO: A-1-a (Fragmentos de roca, grava y arena)

Clasificación SUCS: GP (Grava mal graduada con arena)

Humedad del suelo: 21,69 % (Saturado)

LL: 23,64

LP: 20,73

IP: 2,91

Nº de golpes: 46

Capacidad portante : 5,20 Kg/cm² (Mediante ábaco según B.K. Hough)

Sondeo S-02 Estribo lado Pinos Sud

Profundidad de excavación: 2,00 m

Clasificación AASHTO: A-1-a (Fragmentos de roca, grava y arena)

Clasificación SUCS: GW GM (Grava bien graduada arenosa con limo)

Humedad del suelo: 18,15 % (Saturado)

LL: N.P.

LP: N.P.

IP: N.P.
 N° de golpes: 50 golpes
 Capacidad portante: Rechazo > 5,00 Kg/cm²

Ya que el estudio no abarco hasta la profundidad para el nivel de fundación de los estribos, se buscó información complementaria para comprobar que el tipo de suelo estudiado abarque hasta profundidades mayores, para ello se usó un estudio geofísico realizado en el 2009 para un proyecto de grado disponible en la biblioteca de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho (*Estudio a diseño final de ingeniería “Construcción puente vehicular sobre el rio Pinos”*) que se hizo muy cercano a la zona de estudio, donde se determinó la sección geológica del suelo mediante ensayos SEV's, dicha sección se encuentra en el **Anexo D**.

Con esa información se comprobó que el tipo suelo estudiado en ambos sondeos abarca hasta mayores profundidades, incluso teniendo un lecho de roca fracturado húmedo a 2,00 m de profundidad del sondeo 01.

Para determinar el valor de la capacidad portante del suelo, se hará la comparación de los valores obtenidos en el estudio de suelos con de la siguiente tabla:

Tabla 3.1 Valores nominales de capacidad portante admisible

S.Nº.	Tipo de rocas y suelos	Capacidad de carga segura (kg/cm ²)
(a) Roca		
1.	Rocas (duras) sin laminaciones ni defectos, por ejemplo: granito, trapecio y diorita	33
2.	Rocas laminadas, por ejemplo: arsénicas y calizas en buenas condiciones	16,5
3.	Depósitos residuales de lecho de roca, destrozado y roto y esquisto duro, material cementado	9,0
4.	Roca blanda	4,5
(b) Suelos no cohesivos		
5.	Mezcla de grava, arena y grava, compacta y con alta resistencia a la penetración al excavarla con herramientas	4,5
6.	Arena gruesa, compacta y seca (con nivel freático a una profundidad mayor que el ancho de la cimentación, por debajo de la base de la zapata).	4,5
7.	Arena media, compacta y seca.	2,5
8.	Arena fina, limo (grumos secos que fácilmente se pulverizan con los dedos)	1,5
9.	Grava suelta o mezcla de arena y grava, arena suelta de gruesa a media, seca	2,5
10.	Arena fina, suelta y seca	1,0

Fuente: IS:1904-1961 *Code of Practice for Structural Foundations*

Para tener un margen de seguridad frente a posibles variaciones en la caracterización del suelo in situ en el nivel de fundación, se decide usar para el diseño el menor valor de capacidad portante que es de **4,5 kg/cm²**, tomado de la tabla anterior correspondiente a un suelo con similares características a la del suelo estudiado.

3.3 Estudio hidrológico e hidráulico

En el estudio hidrológico se determinaron las características de la cuenca de estudio y los parámetros para estimar el caudal máximo para un periodo de 100 años en donde se usó el método del hidrograma unitario triangular.

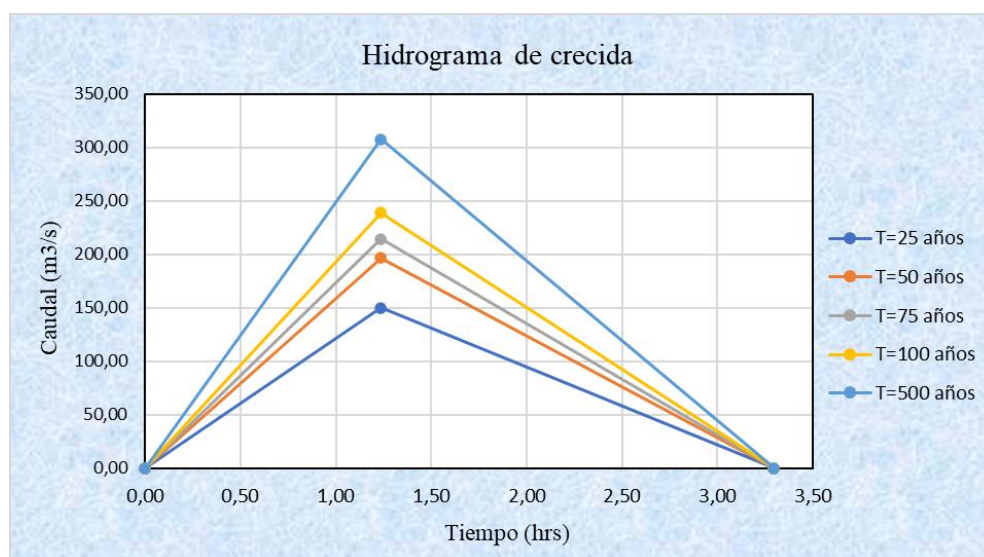
Con el caudal máximo estimado, se hizo el estudio hidráulico para evaluar el flujo del agua y su efecto en el terreno, para ello se determinó el tirante máximo y la socavación general del lecho del río. El detalle y procedimiento de los cálculos se encuentra en el **Anexo E**.

A continuación se tiene un resumen de los datos obtenidos más importantes:

Estudio hidrológico

Área de la cuenca:	19,07 Km ²
Tiempo de concentración:	0,68 hr
Periodo de retorno:	100 años
Intensidad máxima:	147,45 mm/hr
Caudal máximo:	238,90 m ³ /s

Figura 3.2 Grafico del hidrograma de crecida



Fuente: Elaboración propia

Estudio hidráulico

Pendiente media del río: 0,019 m/m

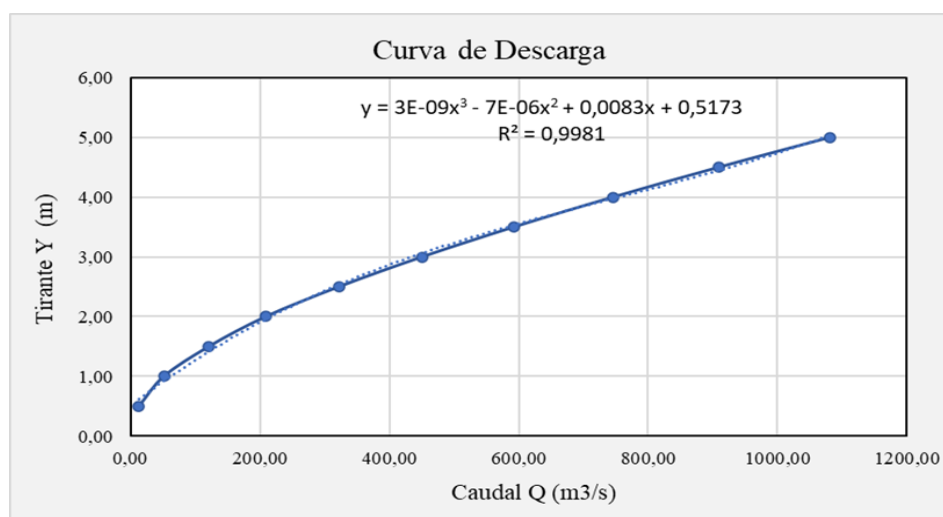
Coefficiente “n” de Manning: 0,040 Fondos de grava, canto rodado y algunas rocas

Cota del lecho del río: 2111,31 m.s.n.m.

Tirante máximo: 2,14 m

Cota del tirante máximo: 2113,45 m.s.n.m.

Figura 3.3 Curva de descarga en el emplazamiento del puente



Fuente: Elaboración propia

Socavación

Figura 3.4 Perfil de socavación del lecho del río



Fuente: Elaboración propia

Profundidad de socavación máxima: 1,83 m

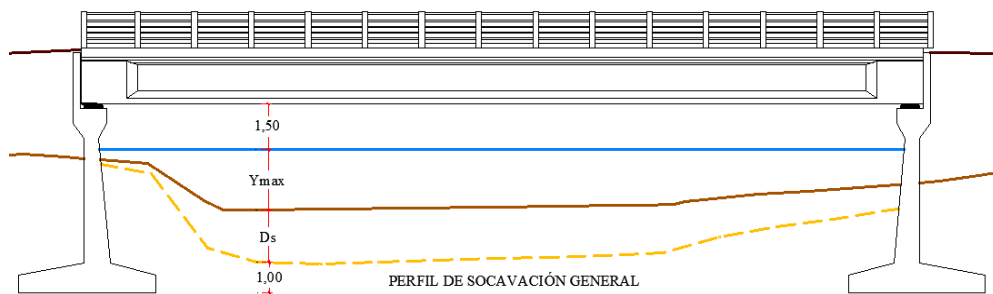
Cota de socavación máxima: 2109,47 m.s.n.m.

La socavación se obtuvo a través de la profundidad de socavación general mediante el método de Lischtván – Lebediev.

Para el diseño de estructuras enterradas, la norma AASHTO LRFD 2020 en el **Art. 12.6.5.** indica, que las zapatas de las estructuras se deberán colocar a una profundidad mayor o igual que 2 ft (600 mm) por debajo de la máxima profundidad de socavación prevista.

Con el objetivo de tener un mayor margen de seguridad, la cota de fundación estará a 1,00 m por debajo de la máxima profundidad de socavación.

Figura 3.5 Alturas características en la sección transversal del río



Fuente: Elaboración propia

3.4 Análisis y diseño estructural

3.4.1 Generalidades

3.4.1.1 Normativa de diseño

La normativa utilizada para la consideración de cargas y el diseño estructural del puente vehicular es la AASHTO LRFD 2020.

3.4.1.2 Filosofía de diseño

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

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

Se analizarán las combinaciones de carga y factores de carga de acuerdo con las Tablas 2.4 y 2.5, (Combinaciones de carga y factores de carga), pertenecientes a la normativa utilizada. Los factores γ_i y ϕ de mayoración de cargas y minoración de resistencia respectivamente, se

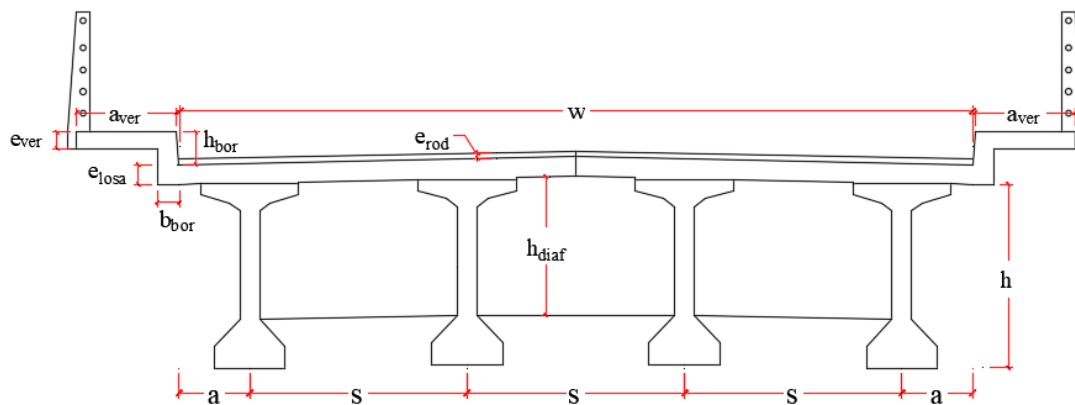
determinarán de tablas, sin embargo, el factor de modificación de las cargas η_i (para diseños convencionales, niveles convencionales de redundancia y puentes típicos) es igual a 1.

3.4.2 Diseño de la superestructura

Para el diseño de la superestructura, se realizó el análisis estructural de cada elemento constituyente del sistema de tablero por separado, asumiendo las hipótesis de carga críticas como las de diseño.

3.4.2.1 Predimensionamiento

Figura 3.6 Sección transversal de la superestructura



Fuente: Elaboración propia

1. Luz de cálculo

A partir del levantamiento topográfico y del análisis hidráulico del río, se tiene:

$$L_c = 29,00 \text{ m}$$

2. Angulo de esviaje

De acuerdo al emplazamiento del puente que no es normal al curso del agua y del diseño geométrico de los accesos al puente, se tiene un ángulo de esviaje de:

$$\theta = 22,00^\circ$$

3. Ancho de calzada

La norma indica en el **Art. 2.3.3.2** que el ancho del puente no debe ser menor que el ancho de la sección de la carretera de acceso.

El ancho de calzada es propuesto en base al manual de diseño geométrico de carreteras de la ABC, que corresponde a dos vías de tráfico igual a:

$$w = 7,30 \text{ m}$$

4. Número de carriles

En el **Art. 3.6.1.1.1** de la normativa indica que 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. Debido a que los carriles de circulación ya están definidos:

$$N^{\circ} \text{ de carriles} = 2$$

5. Numero de vigas

La normativa no especifica el número de vigas de las secciones habituales, salvo el cumplimiento del rango de aplicabilidad de los factores de distribución de momento y corte que involucran la geometría del puente.

En este caso al ser un puente esviado y de dos carriles, se opta por usar:

$$N^{\circ} \text{ de vigas} = 4$$

6. Altura de viga

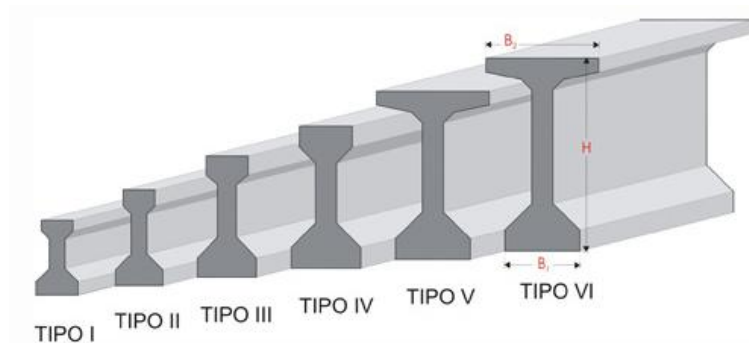
De la **tabla 2.5.2.6.3-1** de la normativa, se define la altura de la viga en función a la luz de cálculo:

$$H_T = 0,045 \cdot L_C$$

$$H_T = 0,045 \cdot 29 \rightarrow H_T = 1,31 \text{ m}$$

Por otra parte se tienen las secciones de vigas AASHTO de sección I en donde se tienen diferentes tipos.

Figura 3.7 Secciones AASHTO tipo I



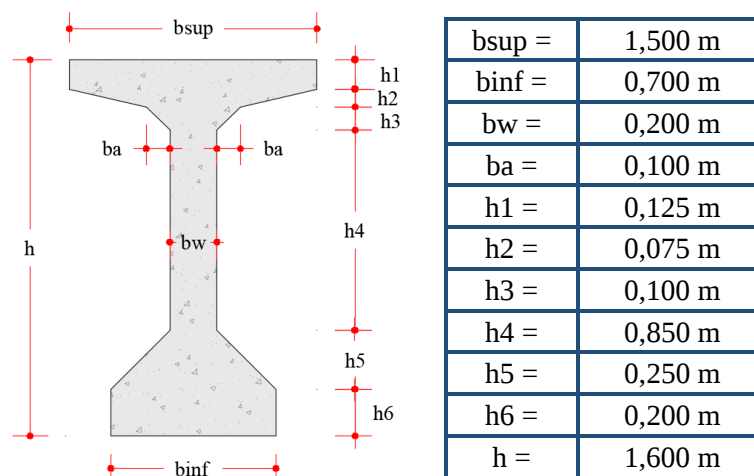
Fuente: Elaboración propia

Si bien el canto mínimo recomendado por la normativa nos da un valor, inicialmente se asumirá el canto de la viga I tipo V, que es recomendable para el rango de luces de 27 a 36 metros, estando por el lado de la seguridad. Por lo que la altura de la viga es de:

$$h = 1,60 \text{ m}$$

7. Sección Transversal de la Viga

Figura 3.8 Sección de la viga AASHTO tipo V



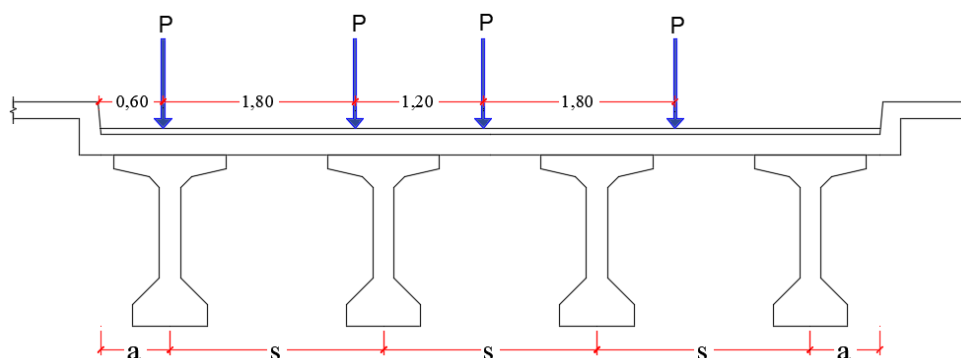
Fuente: Elaboración propia

Las recomendaciones de la norma, en el **Art. 5.12.3.2.2**, nos dice que, en ninguna parte de una viga de hormigón prefabricada el espesor deberá ser menor que:

- Ala superior: 50 mm 125 mm **Cumple**
- Alma, no postesada: 125 mm 200 mm **Cumple**
- Alma, postesada: 165 mm 200 mm **Cumple**
- Ala inferior: 125 mm 200 mm **Cumple**

8. Separación entre vigas

Figura 3.9 Posición reglamentaria de los ejes del Camión HL-93



Fuente: Elaboración propia

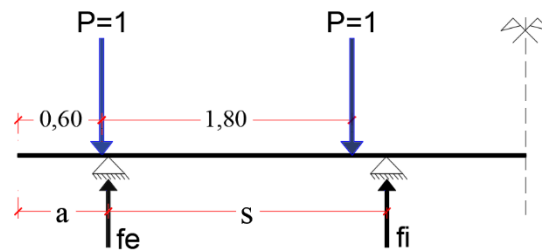
La normativa no especifica como hallar la separación entre vigas, por lo que se recomienda hacer uso de las especificaciones estándares de la norma AASHTO estándar, donde nos

indica usar el método de fracción de carga. Este método toma en consideración únicamente la carga de camión de diseño, asumiendo que tanto la viga interior y la viga exterior reciben igual distribución de carga, articulando en el eje del apoyo interior.

El factor de fracción de carga interna a usar se encuentra en la tabla de factores internos en función a las fajas de tráfico en el libro de Hugo Belmonte.

Para tablero de H°A° sobre vigas I de H°P° de dos o más fajas de tráfico:

$$f_i = 0,596 \cdot s$$



Sumatoria de momento en el apoyo interior:

Ec. 1

$$f_e \cdot s = 1 \cdot (s + a - 0,60) + 1 \cdot (s + a - 2,40)$$

Además se tiene la siguiente condición:

Ec. 2

$$3s + 2a = 7,30$$

Igualando la fracción de carga interna y externa:

Ec. 3

$$0,596 \cdot s = f_i = f_e$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se consigue un valor estimado de separación entre vigas:

$$s = 1,975 \text{ m}$$

Adoptando:

$$s = 2,00 \text{ m}$$

Despejando a de la Ec. 2:

$$a = \frac{7,30 - 3 \cdot s}{2} \rightarrow a = 0,65 \text{ m}$$

9. Espesor de losa

La altura mínima de la losa deberá satisfacer las siguientes prescripciones de la norma:

Profundidad mínima (tabla 2.5.2.6.3-1):

$$e = \frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

$$S = 2000 \text{ mm} \rightarrow e = 166,67 \text{ mm} = 0,167 \text{ m}$$

En el **Art. 9.7.1.1** indica, que a menos que el propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

$$e \geq 0,175 \text{ m}$$

El espesor de losa adoptado es:

$$e_{losa} = 0,18 \text{ m}$$

10. Viga diafragma

El **Art. 4.6.2.2.2b**, nos dice que se deberá proveer diafragmas de extremo profundos y rígidos para asegurar la adecuada distribución de cargas.

El **Art. 5.13.2.2**, nos indica que se pueden utilizar diafragmas intermedios entre vigas en sistemas curvos o cuando sea necesario proveer resistencia torsional y para soportar el tablero en puntos de discontinuidad o en los puntos de quiebre de las vigas.

a) Base

Por recomendaciones del docente de la asignatura de Puentes CIV-952, la base de los diafragmas suele estar entre los 0,20 m a 0,30 m.

$$b_{diaf} = 0,25 \text{ m}$$

b) Altura

Las vigas diafragmas suelen dimensionarse con alturas entre el 70% o 75%, del peralte de las vigas.

$$h_{diaf} = 0,72 \cdot h_{viga} = 1,15 \text{ m}$$

c) Separación

Se recomienda que la separación optima de los diafragmas en el sentido longitudinal del puente se encuentre entre 7,50 m a 10 m. Con 4 diafragmas en el puente, se tiene:

$$s_{diaf} = \frac{L_c}{N^{\circ}_{diaf} - 1} = 9,67 \approx 9,55 \text{ m}$$

11. Vereda

a) Ancho

En el **Art. 3.6.1.6** de la normativa, hace referencia a la longitud mínima de la acera para poder aplicar la carga viva peatonal, el cual es 0,60 m.

Del libro de Neufert se tienen las siguientes longitudes:

Figura 3.10 Ancho ocupado por peatones



Fuente: *Arte de Proyectar en Arquitectura, Neufert*

Se adopta el espacio para que una persona transite con su bolso de mano, cuidando el confort pero también la economía del proyecto.

$$a_{ver} = 0,80 \text{ m}$$

b) Espesor

El espesor para la vereda en puente se recomienda ≥ 12 cm, entonces se adopta:

$$e_{ver} = 15,00 \text{ cm}$$

11. Capa de rodadura

Se usará:

$$e_{rod} = 5,00 \text{ cm}$$

12. Bordillo

En función a la altura a la que actuará la fuerza de choque, en el texto Puentes de Hugo Belmonte (4ta edición), nos recomienda una altura ≥ 25 cm.

a) Base

$$b_{bor} = 0,20 \text{ cm}$$

3.4.2.2 Especificaciones para el diseño

1. Propiedades de los materiales

Resistencia característica del H° para el tablero y accesorios	$f'_c =$	25	MPa
Resistencia característica del H° para las vigas preesforzadas	$f'_c =$	35	MPa
Resistencia característica del acero de refuerzo	$f_y =$	420	MPa
Resistencia característica del acero de preesfuerzo	$f_{pu} =$	1860	MPa

Peso específico del H°A° $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 23,54 \text{ kN/m}^3$

Peso específico de la superficie de rodamiento bituminoso $\gamma_{rod} = 21,57 \text{ kN/m}^3$

2. Recubrimiento mínimo

El **Art. 5.10.1**, indica que el recubrimiento mínimo sobre las barras principales, incluyendo las barras protegidas con un recubrimiento de resina epoxi, deberá ser de 25 mm. El recubrimiento sobre zunchos y estribos puede ser 12 mm menor que los valores especificados para las barras principales en la **Tabla 5.10.1-1**, pero nunca deberá ser menor que 25 mm.

3. Factores de resistencia

Los factores de resistencia que indica la normativa en el **Art. 5.5.4.2** son las siguientes:

Tabla 3.2 Factores de resistencia de diseño

CASO	Ø
Secciones de concreto armado de tensión controlada como lo especifica el Art. 5.6.2.1:	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	0.90
Secciones de concreto presforzado de tensión controlada con strands o tendones adheridos como lo especifica el Art. 5.6.2.1:	
Concreto peso normal	1.00
Concreto liviano	1.00
Secciones de concreto pos-tensado de tensión controlada con strands o tendones adheridos como lo especifica el Art. 5.6.2.1:	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	0.90
Corte y Torsión en secciones de concreto armado:	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	0.90
Corte y Torsión en secciones de concreto presforzado monolítico con strands o tendones adheridos:	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	0.90
Corte y Torsión en secciones de concreto presforzado monolítico con strands o tendones no adheridos:	
Concreto peso normal	0.85
Concreto liviano	0.85
Secciones de compresión controlada con espirales o zunchos como lo especificado en el Art. 5.6.2.1, excepto los especificado en los Art. 5.11.3 y 5.11.4.1.2 para Zonas Sísmicas 2, 3 y 4, estado límite de Evento Extremo	0.75
Apoyo sobre hormigón	0.70
Compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Tensión en modelos de bielas y tirantes	
Concreto peso normal	0.90
Concreto liviano	1.00
Compresión en zonas de anclaje:	
Concreto peso normal	0.80
Concreto liviano	0.80
Tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00

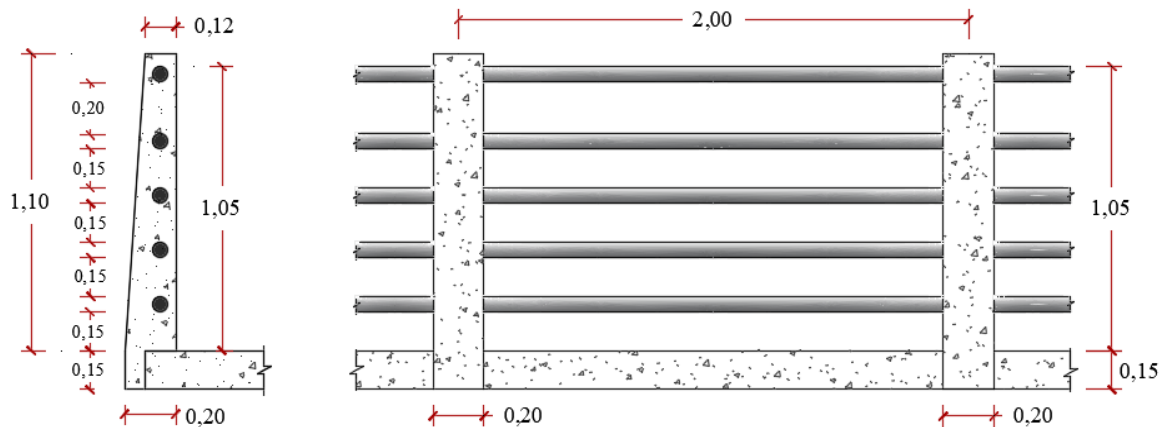
Fuente: Rodríguez Serquen A. (2022). *Puentes con AASHTO LRFD 2020*

3.4.2.3 Diseño del barandado

1. Geometría

Las dimensiones definidas para el barandado del puente están en base al **Art. 13.8.1** de la norma, donde nos dice que la mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro. Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

Figura 3.11 Geometría del barandado



Fuente: Elaboración propia

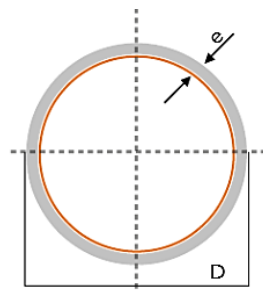
2. Pasamanos

Para el dimensionamiento de los pasamanos, se adopta una longitud entre postes de 2 metros como se muestra en la anterior imagen, tomando el tramo como simplemente apoyado.

Separación entre postes $\rightarrow S = 2$

a) Propiedades específicas de la tubería de F°G°

Especificaciones generales:



Norma de fabricación
ASTM A500/ NTE INEN 2415
Espesores:
Desde 1,50 a 6,00 mm

Aplicaciones

- cerramientos
- Barandas
- Puentes
- Funiculares

Tabla 3.3 Tubos de F°G° para usos estructurales Norma ASTM A-500

Designaciones		Área	Peso	Propiedades Estáticas			
Diámetro exterior	Espesor			Flexión			
				Momento de inercia	Módulo de resistencia	Radio de giro	
D		e	A	P	I	W	I
Pulg	mm	mm	cm²	kg/m	cm⁴	cm³	cm
1	25,40	1,40	1,06	0,83	0,76	0,60	0,85
		1,50	1,13	0,88	0,81	0,64	0,85
		1,80	1,33	1,05	0,93	0,74	0,84
		2,00	1,47	1,15	1,01	0,80	0,83
2	50,80	1,40	2,17	1,71	6,63	2,61	1,75
		1,50	2,32	1,82	7,06	2,78	1,74
		1,80	2,77	2,18	8,33	3,28	1,73
		2,00	3,07	2,41	9,14	3,60	1,73
		3,00	4,51	3,54	12,92	5,09	1,69
		4,00	5,88	4,62	16,22	6,39	1,66

Fuente: Catalogo de Tupal S.A.

Para el diseño del pasamanos, se adopta un diámetro de 2" con un espesor de 4 mm y dicho diámetro se verificará si cumple o no por corte y flexión.

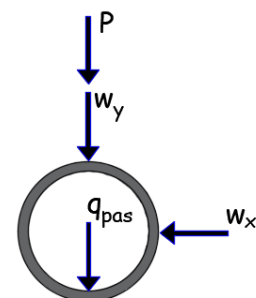
b) Cargas

En el **Art. 13.8.2**, de la normativa, nos da el valor y la posición de las cargas que se aplicará, para el diseño de cada uno de los pasamanos, el cual es el siguiente:

$$P = 0,89 \text{ kN} \quad ; \quad w_y = w_x = 0,73 \text{ kN/m}$$

Peso propio del pasamanos:

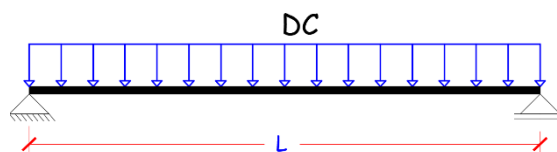
$$q_{pas} = 4,62 \text{ Kg/m} = 0,045 \text{ kN/m}$$



c) Solicitaciones

Momento y Cortante debido a la carga permanente

Esquema de carga:



Momento:

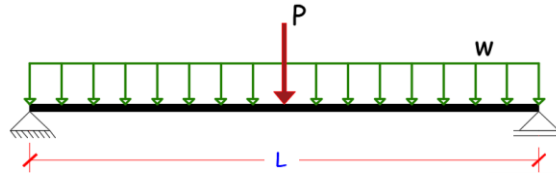
$$M_{DC} = \frac{q_{pas} \cdot S^2}{8} \rightarrow M_{DC} = 0,0225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cortante:

$$V_{DC} = \frac{q_{pas} \cdot S}{2} \rightarrow V_{DC} = 0,045 \text{ kN}$$

Momento y Cortante debido a la sobrecarga

Esquema de carga:



Momento por carga distribuida:

$$M_X = M_Y = \frac{w_X \cdot S^2}{8} = 0,37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento por carga puntual:

$$M_P = \frac{P \cdot S}{4} \rightarrow M_P = 0,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finalmente:

$$M_{LSx} = M_x = 0,36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LSy} = M_y + M_P = 0,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cortante por carga distribuida:

$$V_X = V_Y = \frac{w_X \cdot S}{2} = 0,73 \text{ kN}$$

Cortante por carga puntual:

$$V_P = \frac{P}{2} \rightarrow V_P = 0,45 \text{ kN}$$

Finalmente:

$$V_{LSx} = V_x = 0,73 \text{ kN}$$

$$V_{LSy} = V_y + V_P = 1,18 \text{ kN}$$

d) Solicitaciones de diseño

Combinación de cargas:

$\eta = 1 \rightarrow$ puente convencional

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

Momento de diseño

Resistencia I

Momento con respecto al eje x

$$M_{Ux} = \eta \cdot (1,75 \cdot M_{LSx}) \rightarrow M_{Ux} = 0,64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento con respecto al eje y

$$M_{Uy} = \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LSy}) \rightarrow M_{Uy} = 1,45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La resultante es:

$$M_U = \sqrt{M_{Ux}^2 + M_{Uy}^2} \rightarrow M_U = 1,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cortante de diseño

Resistencia I

Cortante con respecto al eje x

$$V_{Ux} = \eta \cdot (1,75 \cdot V_{LSx}) \rightarrow V_{Ux} = 1,28 \text{ kN}$$

Cortante con respecto al eje y

$$V_{Uy} = \eta \cdot (1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LSy}) \rightarrow V_{Uy} = 2,11 \text{ kN}$$

La resultante será:

$$V_U = \sqrt{V_{Ux}^2 + V_{Uy}^2} \rightarrow V_U = 2,47 \text{ kN}$$

e) Verificación de esfuerzos

$$\sigma_U \leq \phi \cdot \sigma_n$$

Donde:

σ_U = resistencia última

σ_n = resistencia nominal del F°G°

ϕ = factor de reducción de resistencia

Verificación a Flexión

Esfuerzo de flexión debido al momento resultante:

$$\sigma_U = \frac{M_U}{W}$$

Módulo de resistencia

De la tabla de especificaciones de la tubería de F°G°: $W = 6,39 \text{ cm}^3$

Entonces:

$$\sigma_U = 247,33 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal

$$\sigma_n = \sigma_{F^\circ G^\circ} = 310 \text{ MPa}$$

$$\phi = 0,90$$

$$\phi \cdot \sigma_n = 279,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_U \leq \phi \cdot \sigma_n$$

$$247,33 \text{ MPa} < 279,00 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

Verificación a Corte

$$\tau_U \leq \phi \cdot \tau_n$$

Esfuerzo cortante ultimo

Área de la sección transversal del tubo = $5,88 \text{ cm}^2$

$$\tau_U = \frac{V_U}{A} \rightarrow \tau_U = 41,99 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal

$$\tau_n = \tau_{F^\circ G^\circ} = 195 \text{ MPa}$$

$$\phi = 0,90$$

$$\phi \cdot \tau_n = 175,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_U \leq \phi \cdot \tau_n$$

$$41,99 \text{ MPa} < 175,50 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

3. Poste de H°A°

a) Análisis de Cargas

Peso propio

Poste

Peso específico del H°A°: $\gamma_{H^\circ A^\circ} = 23,54 \text{ KN/m}^3$

Descrip.	Área (m ²)	S (m)	W (kN)	X _A (m)	M _R (kN-m)
A1	0,132	0,20	0,621	0,06	0,037
A2	0,044	0,20	0,207	0,15	0,031
A3	0,012	0,20	0,056	0,16	0,009
Σ			0,885		0,077

$$R_p = 0,885 \text{ kN} \quad ; \quad x_R = \frac{0,077}{0,885} = 0,087 \text{ m}$$

Pasamanos

$$q_{pas} = 0,045 \text{ KN/m}$$

n° = 5 Número de pasamanos

S = 2 m Separación entre postes

$$R_{PAS} = q_{pas} \cdot n^\circ \cdot S \rightarrow R_{PAS} = 0,45 \text{ kN}$$

Brazo de momento $\rightarrow x_{pas} = 0,060 \text{ m}$

Sobrecarga de diseño

En el **Art. 13.8.2** de la norma nos dice, que los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño, aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior.

El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LS} , se deberá tomar como:

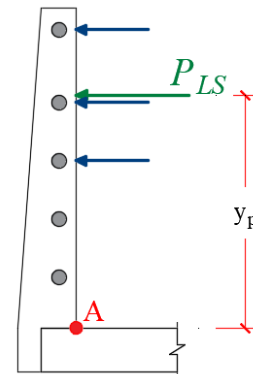
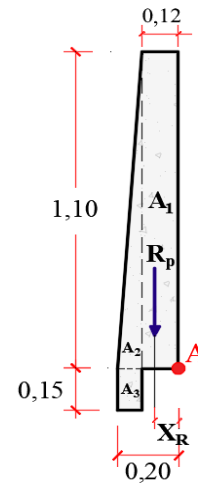
$$P_{LS} = 0,89 + 0,73 \cdot S$$

Puede ocurrir una situación más desfavorable en donde se dan casos en que las personas se apoyan sobre más de un pasamanos, en este caso se considerara los tres primeros pasamanos superiores por seguridad, por lo tanto la resultante es:

$$P_{LS} = 3 \cdot (0,89 + 0,73 \cdot S) \rightarrow P_{LS} = 7,05 \text{ kN}$$

Brazo de momento equivalente:

$$y_p = 0,80 \text{ m}$$



b) Solicitaciones

Respecto al punto A:

Descripción	Carga (kN)	Brazo (m)	M (kN-m)	V (kN)
DC_{poste}	0,89	0,087	0,077	
DC_{pas}	0,45	0,060	0,027	
P_{LS}	7,05	0,80	5,640	7,05

c) Solicitaciones de diseño

La sollicitación mayorada total se tomará como:

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

$\eta = 1 \rightarrow$ puente convencional Resistencia I

Momento de diseño

$$M_U = \eta \cdot \left[1,25 \cdot (M_{DC_{poste}} + M_{DC_{pas}}) + 1,75 \cdot M_{LS} \right] \rightarrow M_U = 10,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cortante de diseño

En este caso la cortante de diseño, será únicamente la sobrecarga concentrada

$$V_U = \eta \cdot (1,75 \cdot V_{LS}) \rightarrow V_U = 12,34 \text{ kN}$$

d) Diseño a flexión

Datos:

$$M_U = 10,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 0,20 \text{ m}$$

$$h = 0,20 \text{ m}$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ flexión}$$

$$\beta = 0,85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,17 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 1,57 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 1,85 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

Según el Art. 5.6.3.3

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r$$

$$\text{Módulo de sección} \rightarrow S_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = 0,0013 \text{ m}^3$$

$$\text{Módulo de rotura del H}^\circ \rightarrow f_r = 0,63 \cdot \sqrt{f'_c} = 3150 \text{ kPa}$$

El momento mínimo 1 es:

$$M_{min1} = 5,04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 13,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 5,04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El M_u es mayor, por lo tanto rige el diseño para el A_s necesario

Armadura máxima

Las actuales disposiciones de la AASHTO LRFD eliminan este límite

Disposición de armadura necesaria

$\emptyset =$	12	mm	Numero de barras:
$A_\emptyset =$	1,131	cm ²	
$A_{s_{nec}} =$	1,59	cm ²	$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_\emptyset} = 1,41 \approx 2$

$$A_{s_{real}} = N^\circ \text{ barras} \cdot A_\emptyset = 2,26 \text{ cm}^2$$

Verificación

Momento nominal

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow M_n = 15,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_U \leq \phi M_n$$

$$10,00 \text{ kN} \cdot \text{m} < 14,20 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Usar: 2 $\emptyset$ 12

e) Diseño a corte

Datos:

$V_U =$	12,34	kN
$f'_c =$	25	MPa
$f_y =$	420	MPa
$b =$	0,20	m
$h =$	0,20	m
$d =$	0,17	m
$a =$	1,63	cm
$\phi =$	0,9	Corte

Peralte de corte efectivo (Art. 5.7.2.8)

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 0,17 \text{ m}$$

$$\text{No menor que el mayor valor de: } \begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,16 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,14 \text{ m} \end{cases}$$

Entonces:

$$d_v = 0,17 \text{ m}$$

Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

1) Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\text{Ec. 5.7.3.3-2} \quad V_n = 0,25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v \rightarrow V_n = 207,66 \text{ kN}$$

2) Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

$$\text{Ec. 5.7.3.3-1} \quad V_n = V_c + V_s$$

$$\text{Ec. 5.7.3.3-3} \quad V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.7.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β
 $\beta = 2$

$$V_c = 27,58 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3**, plantea la siguiente ecuación:

$$V_U > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$
$$12,34 > 12,02 \quad \text{Si necesita estribos}$$

Resistencia de armadura necesaria

$$V_{S_{nec}} = \frac{V_U}{\phi} - V_c \rightarrow V_{S_{nec}} = -13,87 \text{ kN}$$

Bastará con la armadura mínima para los estribos, para ello se dispondrá lo siguiente:

Resistencia de armadura disponible

Adoptando:

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$2 \text{ barras transversales} \rightarrow A_v = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sep} = 20 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{\text{sep}}$$

$$V_s = 19,73 \text{ kN}$$

Condición:

$$V_s > V_{S_{nec}}$$
$$19,73 \text{ kN} > -13,87 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

Verificación

$$V_U \leq \phi V_n$$

Cortante nominal:

$$V_n = V_c + V_s \rightarrow V_n = 47,31 \text{ kN}$$

$$V_U \leq \phi V_n$$

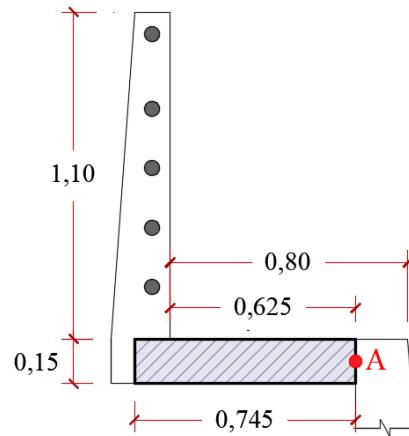
$$12,34 \text{ kN} < 42,58 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

Usar: $\phi 6$ c/20 cm

3.4.2.4 Diseño de la vereda

1. Sección de diseño

Figura 3.12 Sección de diseño de la vereda



Fuente: Elaboración propia

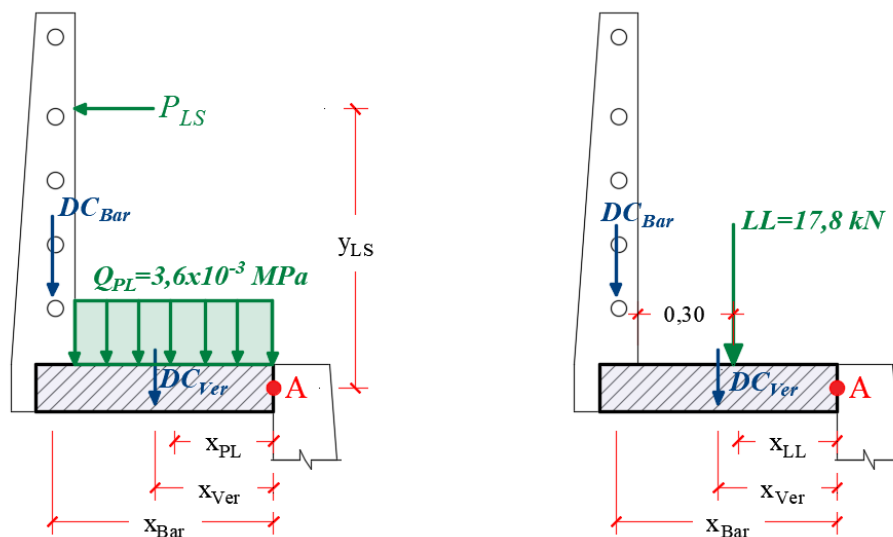
Todo el análisis se lo realizará, para 1 metro de ancho o profundidad.

2. Hipótesis de carga

Para el diseño de la vereda se analizará dos hipótesis de carga para determinar la combinación más desfavorable, dichas combinaciones son las siguientes:

- a) **Combinación I:** Cargas de peso propio incluyendo en ella cargas de peatones.
- b) **Combinación II:** Cargas de peso propio y cuando sobre ella actúe la carga de la rueda del camión HL- 93, que es un hecho que puede ocurrir sobre la vereda de un puente.

Figura 3.13 Esquema de cargas comb. I (izq.) y comb. II (der.)



Fuente: Elaboración propia

3. Análisis de Cargas

a) Peso propio

Barandado

$$DC_{Bar} = R_{pasamanos} + R_{poste} = 1,33 \text{ kN}$$

$$x_{Bar} = 0,70 \text{ m}$$

Vereda

$$\text{Área} \rightarrow A = 0,11 \text{ m}^2$$

$$DC_{Ver} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot A = 2,63 \text{ kN}$$

$$x_{Ver} = 0,37 \text{ m}$$

Hallando la resultante entre DC_{Bar} y DC_{ver} , se tiene:

$$DC = 3,97 \text{ kN} \quad ; \quad x_{DC} = 0,48 \text{ m}$$

b) Sobrecarga viva

Equivalente al peso de personas apoyadas, sobre los pasamanos (**Art. 13.8.2**)

$$P_{LS} = 7,05 \text{ kN} \quad ; \quad y_{LS} = 0,88 \text{ m}$$

c) Sobrecarga peatonal

Se aplica en aceras de más de 0,6 metros de ancho. (**Art. 3.6.1.6**)

$$PL = 3,6 \cdot 2x_{PL} = 2,25 \text{ kN} \quad ; \quad x_{PL} = 0,31 \text{ m}$$

d) Sobrecarga vehicular

Considerando, que una de las ruedas del eje delantero del camión, se sube hasta la superficie de la vereda.

$$P_{rueda} = 17,80 \text{ kN} \quad ; \quad x_{LL} = 0,325 \text{ m}$$

Ancho equivalentes para veredas:

Se debe calcular un ancho equivalente, donde actúe la carga puntual del camión, Como se trata de la vereda se considerará el ancho equivalente para vuelos de tablero de la **tabla 4.6.2.1.3-1** de la normativa, cuya ecuación es la siguiente:

Faja equivalente:

$$E = 1140 + 0,833 \cdot X$$

Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm): $X = 325 \text{ mm}$

$$E = 1,410,73 \text{ mm} = 1,41 \text{ m}$$

Entonces:

$$LL = \frac{P_{rueda}}{E} = 12,62 \text{ kN}$$

4. Solicitaciones

Respecto al punto A

Descripción	Carga (kN)	Brazo (m)	M (kN-m)	V (kN)
DC	3,97	0,48	1,92	3,97
LS	7,05	0,88	6,17	
PL	2,25	0,31	0,70	2,25
LL	12,62	0,325	4,10	12,62

5. Solicitaciones de diseño

La sollicitación mayorada total se tomará como:

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

$\eta = 1 \rightarrow$ puente convencional Resistencia I

a) Combinación I

Momento de diseño

$$M_{UI} = \eta \cdot [1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot (M_{LS} + M_{PL})]$$

$$M_{UI} = 14,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cortante de diseño

La sobrecarga LS no genera cortante en la sección A

$$V_{UI} = \eta \cdot (1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{PL}) \rightarrow V_{UI} = 8,89 \text{ kN}$$

b) Combinación II

Momento de diseño

$$M_{UII} = \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LL}) \rightarrow M_{UII} = 9,57 \text{ kN}$$

Cortante de diseño

$$V_{UII} = \eta \cdot (1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{LL}) \rightarrow V_{UII} = 27,04 \text{ kN}$$

Las sollicitaciones más críticas para el diseño son:

$$M_U = 14,42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_U = 27,04 \text{ kN}$$

6. Diseño a Flexión

Datos:

$M_U =$	14,43	kN·m
$f'_c =$	25	MPa
$f_y =$	420	MPa
$b =$	1,00	m
$h =$	0,15	m
$r =$	25	mm
$\phi =$	10	mm
$\phi =$	0,9	flexión
$\beta =$	0,85	

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,12 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$
$$a = 0,65 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 0,76 \text{ cm}$$

a) Armadura principal

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 3,27 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

Según el **Art. 5.6.3.3**

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 14,18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 19,18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 14,18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El M_u es mayor, por tanto rige el diseño para el A_s necesario

Armadura máxima

Las actuales disposiciones de la AASHTO LRFD eliminan este limite

Disposición de armadura necesaria

$\phi =$	10	mm	Numero de barras:
$A_\phi =$	0,785	cm ²	
$A_{s_{nec}} =$	3,27	cm ²	$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_\phi} = 4,16 \approx 5$

$$A_{s_{real}} = N^\circ \text{ barras} \cdot A_\phi = 3,93 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ}barras} = 20 \text{ cm}$$

Verificación

Momento nominal:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow M_n = 19,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_U \leq \phi M_n$$

$$14,42 \text{ kN} \cdot \text{m} < 17,33 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Usar: Ø 10 c/20 cm

b) Armadura secundaria

Se dispone armadura por contracción y temperatura (**Art. 5.10.6**)

$$A_{stemp} \geq \frac{758,4 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot f_y} \quad (5.10.6-1)$$

Para $f_y = 420 \text{ MPa}$:

$$A_{stemp} \geq \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)}$$

Entonces:

$$b = 75 \text{ cm}$$

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

$$A_{stemp} = 1,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se verifica:

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{stemp} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-2)$$

No cumple, por lo tanto se usa $2,33 \text{ cm}^2/\text{m}$

Disposición de armadura secundaria

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras:

$$S_{barras} = \frac{A_{\emptyset}}{A_{stemp}} = 0,22 \approx 20 \text{ cm}$$

Usar: Ø 8 c/20 cm

7. Diseño a corte

Datos:

$V_U =$	27,04	kN
$f_c' =$	25	MPa
$f_y =$	420	MPa
$b =$	1,00	m
$h =$	0,15	m
$d =$	0,12	m
$a =$	0,65	cm
$\phi =$	0,9	Corte

Peralte de corte efectivo (Art. 5.7.2.8)

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 0,12 \text{ m}$$

No menor que el mayor valor de: $\begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,11 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,11 \text{ m} \end{cases}$

Entonces:

$$d_v = 0,12 \text{ m}$$

a) Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\begin{aligned} \text{Ec. 5.7.3.3-2} \quad V_n &= 0,25 \cdot f_c' \cdot b \cdot d_v \\ V_n &= 729,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

$$\text{Ec. 5.7.3.3-1} \quad V_n = V_c + V_s$$

$$\text{Ec. 5.7.3.3-3} \quad V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.8.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 96,92 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3**, plantea la siguiente ecuación:

$$V_U > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

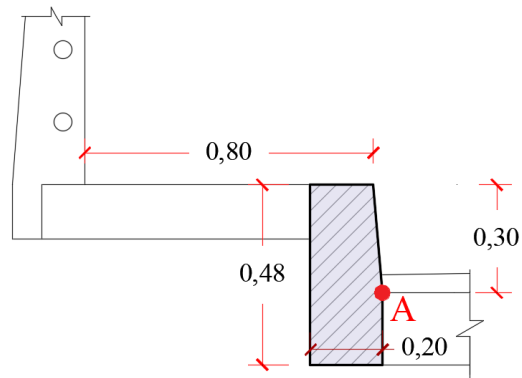
$$27,04 \text{ kN} > 43,61 \text{ kN}$$

No cumple, por lo tanto no necesita estribos

3.4.2.5 Diseño del bordillo

1. Sección de diseño

Figura 3.14 Sección de diseño del bordillo



Fuente: Elaboración propia

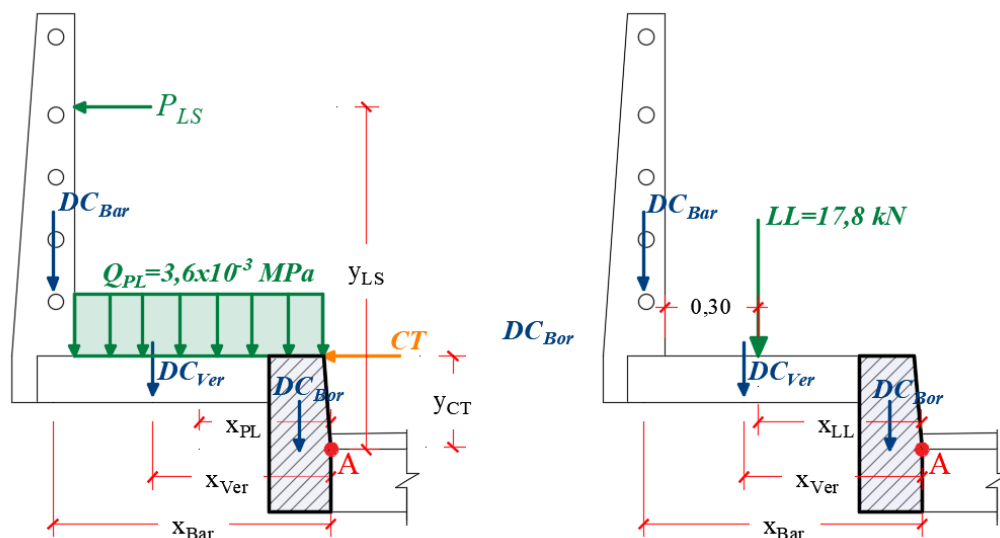
Todo el análisis se lo realizará, para 1 metro de ancho o profundidad.

2. Hipótesis de carga

Para el diseño del bordillo se analizará dos hipótesis de carga:

- a) **Combinación I:** Cargas de peso propio, cargas de peatones y la carga de colisión de un vehículo.
- b) **Combinación II:** Cargas de peso propio y cuando actúe la carga de la rueda delantera del camión HL- 93 sobre la vereda.

Figura 3.15 Esquema de cargas comb. I (izq.) y comb. II (der.)



Fuente: Elaboración propia

3. Análisis de Cargas

a) Peso propio

Barandado

$$DC_{Bar} = 1,33 \text{ kN} \quad ; \quad x_{Bar} = 0,90 \text{ m}$$

Vereda

$$DC_{Ver} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot A = 2,63 \text{ kN} \quad ; \quad x_{Ver} = 0,57 \text{ m}$$

Bordillo

$$\text{Área} \rightarrow A = 0,10 \text{ m}^2$$

$$DC_{Bor} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot A = 2,26 \text{ kN} \quad ; \quad x_{Bor} = 0,10 \text{ m}$$

Hallando la resultante entre DC_{Bar} , DC_{Ver} y DC_{Bor} , se tiene:

$$DC = 6,22 \text{ kN} \quad ; \quad x_{DC} = 0,47 \text{ m}$$

b) Sobrecarga viva

Equivalente al peso de personas apoyadas sobre los pasamanos (**Art. 13.8.2**)

$$P_{LS} = 7,05 \text{ kN} \quad ; \quad y_{LS} = 1,10 \text{ m}$$

c) Sobrecarga peatonal

Se aplica en aceras de más de 0.6 metros de ancho. (**Art. 3.6.1.6**)

$$PL = 3,6 \cdot 0,80 = 2,88 \text{ kN} \quad ; \quad x_{PL} = 0,43 \text{ m}$$

d) Fuerza de colisión de un vehículo

Del libro de Hugo Belmonte Gonzáles 4ta edición., se tiene la siguiente carga por metro lineal:

$$CT = 7,50 \text{ kN/m} \quad ; \quad y_{CT} = 0,30 \text{ m}$$

e) Sobrecarga vehicular

Considerando, que una de las ruedas del eje delantero del camión, se sube hasta la superficie de la vereda.

$$P_{rueda} = 17,80 \text{ kN} \quad ; \quad x_{LL} = 0,53 \text{ m}$$

Ancho de faja equivalente

Se debe calcular un ancho equivalente, donde actúe la carga puntual del camión. Como se trata de la vereda se considerará el ancho equivalente para vuelos de tablero que se indica en la **tabla 4.6.2.1.3-1** de la normativa, cuya ecuación es la siguiente:

Faja equivalente:

$$E = 1140 + 0,833 \cdot X$$

Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm): $X = 525 \text{ mm}$

$$E = 1577,33 \text{ mm} = 1,58 \text{ m}$$

Entonces:

$$LL = \frac{P_{rueda}}{E} = 11,28 \text{ kN}$$

4. Solicitaciones

Respecto al punto A

Descrip.	Carga (kN)	Brazo (m)	M (kN·m)	V (kN)
DC	6,22	0,47	2,94	
LS	7,05	1,10	7,76	7,05
PL	2,88	0,43	1,22	
CT	7,50	0,30	2,25	7,50
LL	11,28	0,53	5,92	

5. Solicitaciones de diseño

La sollicitación mayorada total se tomará como:

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

$\eta = 1 \rightarrow$ puente convencional

a) Combinación I

Momento de diseño

Resistencia I

$$M_{UI} = \eta \cdot [1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot (M_{LS} + M_{PL})] \rightarrow M_{UI} = 19,38 \text{ kN} \cdot m$$

Evento Extremo II

$$M_{UI} = \eta \cdot [1,25 \cdot M_{DC} + 0,5 \cdot (M_{LS} + M_{PL}) + 1 \cdot M_{CT}]$$

$$M_{UI} = 10,41 \text{ kN} \cdot m$$

Cortante de diseño

Resistencia I

$$V_{UI} = \eta \cdot (1,75 \cdot V_{LS}) \rightarrow V_{UI} = 12,34 \text{ kN}$$

Evento Extremo II

$$V_{UI} = \eta \cdot (0,5 \cdot V_{LS} + 1 \cdot V_{CT}) \rightarrow V_{UI} = 11,03 \text{ kN}$$

b) Combinación II

Momento de diseño

Resistencia I

$$M_{UII} = \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{LL}) \rightarrow M_{UII} = 14,04 \text{ kN} \cdot m$$

Cortante de diseño

Las cargas en esta combinación no generan cortante en la sección de análisis

Las solicitaciones más críticas para el diseño son:

$$M_U = 19,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_U = 12,34 \text{ kN}$$

6. Diseño a Flexión

Datos:

$$M_U = 19,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,20 \text{ m}$$

$$r = 25 \text{ mm}$$

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

$$\phi = 0,9 \text{ flexión}$$

$$\beta = 0,85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,17 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$
$$a = 0,61 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 0,71 \text{ cm}$$

a) Armadura principal

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 3,07 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

Según el **Art. 5.6.3.3**

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 25,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 25,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 25,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin con lo cual se tiene:

$$a = 0,79 \text{ cm} \quad ; \quad A_{s_{nec}} = 4,02 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned}\phi &= 10 \text{ mm} & \text{Numero de barras:} \\ A_\phi &= 0,785 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{nec}} &= 4,02 \text{ cm}^2 & N^\circ \text{ barras} = \frac{A_{s_{min}}}{A_\phi} = 5,11 \approx 6 \\ & & A_{s_{real}} = N^\circ \text{ barras} \cdot A_\phi = 4,71 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^\circ \text{ barras}} = 15 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: Ø 10 c/15 cm

Nota: La armadura principal para los efectos de flexión transversal en el bordillo es mayor que la armadura principal que se dispuso en la vereda, por lo que constructivamente se adopta la mayor armadura para los dos elementos.

7. Diseño a corte

Datos:

$V_U = 12,34$	kN	<u>Peralte de corte efectivo (Art. 5.7.2.8)</u>
$f'_c = 25$	MPa	
$f_y = 420$	MPa	$d_v = d - \frac{a}{2} = 0,17 \text{ m}$
$b = 1,00$	m	No menor que el mayor valor de: $\begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,15 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,14 \text{ m} \end{cases}$
$h = 0,20$	m	
$d = 0,17$	m	Entonces:
$a = 0,79$	cm	
$\phi = 0,9$	Corte	

$$d_v = 0,17 \text{ m}$$

a) Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\begin{aligned}\text{Ec. 5.7.3.3-2} \quad V_n &= 0,25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v \\ V_n &= 1037,70 \text{ kN}\end{aligned}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

$$\text{Ec. 5.7.3.3-1} \quad V_n = V_c + V_s$$

$$\text{Ec. 5.7.3.3-3} \quad V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.7.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 137,81 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3**, plantea la siguiente ecuación:

$$V_u > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$12,34 \text{ kN} > 62,01 \text{ kN}$$

No cumple, por lo tanto no necesita estribos

Nota: La armadura de corte para el bordillo es absorbida por la armadura de flexión transversal para la vereda, puesto que al servir de estribo para la armadura longitudinal del bordillo, absorbe los esfuerzos de corte y que además es mayor.

8. Análisis longitudinal del bordillo

Como la dirección principal de la armadura de la vereda es perpendicular al tráfico del puente, no es necesario hacer un cálculo de la armadura longitudinal del bordillo.

Entonces por necesidades constructivas, se dispondrá una armadura mínima.

a) Armadura por temperatura (Art. 5.10.6)

b =	20	cm
h =	48	cm
r =	25	mm
$\emptyset$ =	8	mm
$A_{\emptyset}$ =	0,503	cm ²
d =	45,5	cm

$$A_{s_{temp}} = \frac{0,18 \cdot b \cdot d}{2 \cdot (d + h)} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se verifica:

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

No cumple, por lo tanto se usa 2,33 cm²/m

Numero de barras:

$$N^{\circ}_{barras} = A_{s_{temp}} \cdot \frac{b}{A_{\emptyset}} = 0,93 \approx 2 \text{ barras}$$

Usar: 2Ø8

Se dispone la armadura en la base y en la parte superior del bordillo

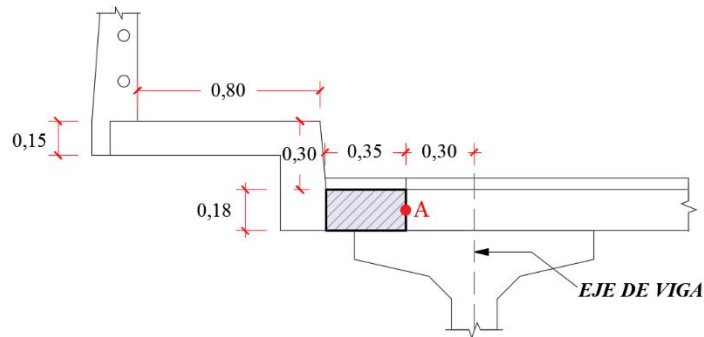
3.4.2.6 Diseño de la losa

Análisis de la losa exterior

1. Sección de diseño

Para el diseño de la losa exterior, la sección de diseño para momentos negativos se tomará como indica la normativa en el **Art. 4.6.2.1.6** a un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm a partir del eje del apoyo.

Figura 3.16 Sección de diseño de la losa exterior



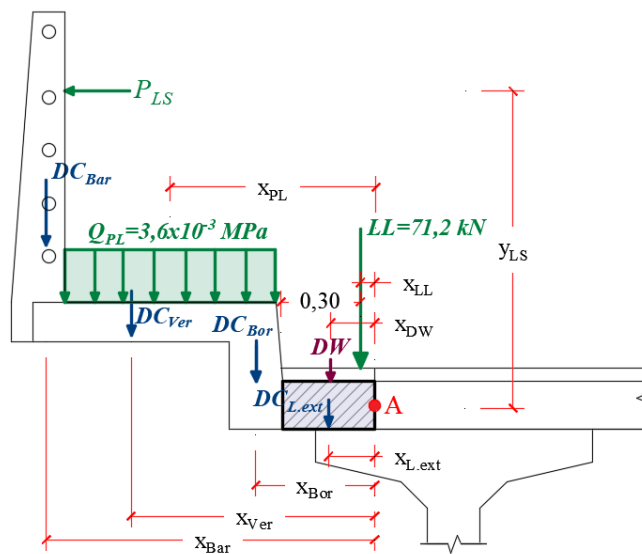
Fuente: Elaboración propia

Todo el análisis se lo realizará, para 1 metro de ancho o profundidad.

2. Hipótesis de carga

- a) **Combinación I:** Cargas de peso propio, cargas de peatones y la carga de la rueda trasera del camión HL-93 actuando sobre la losa exterior.

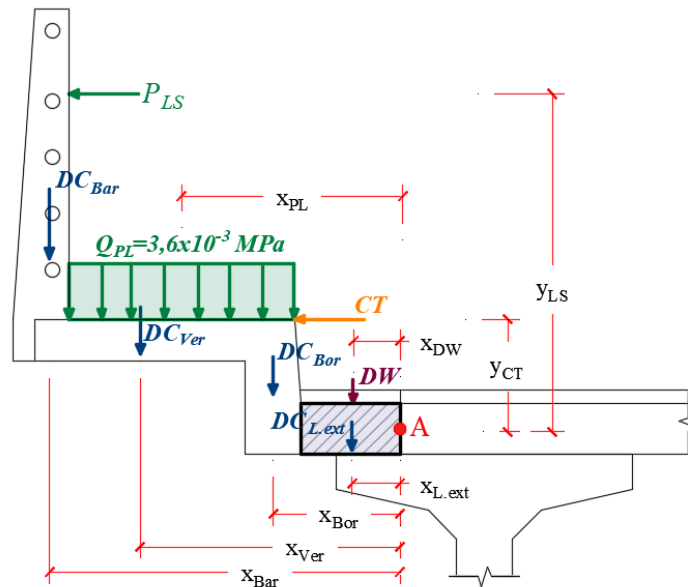
Figura 3.17 Esquema de cargas combinación I



Fuente: Elaboración propia

- b) **Combinación II:** Cargas de peso propio, cargas de peatones y la carga de colisión de un vehículo.

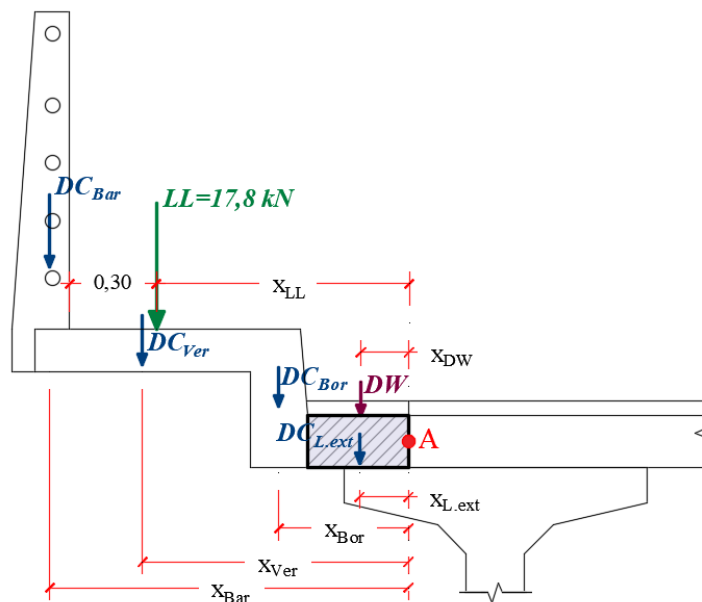
Figura 3.18 Esquema de cargas combinación II



Fuente: Elaboración propia

- c) **Combinación III:** Cargas de peso propio y la carga de la rueda delantera del camión HL-93 actuando sobre la vereda del puente.

Figura 3.19 Esquema de cargas combinación II



Fuente: Elaboración propia

3. Análisis de Cargas

a) Peso propio

Barandado

$$DC_{Bar} = 1,33 \text{ kN} \quad ; \quad x_{Bar} = 1,25 \text{ m}$$

Vereda

$$DC_{Ver} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot A = 2,63 \text{ kN} \quad ; \quad x_{Ver} = 0,92 \text{ m}$$

Bordillo

$$DC_{Bor} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot A = 2,26 \text{ kN} \quad ; \quad x_{Bor} = 0,45 \text{ m}$$

Losa exterior

$$\text{Área} \rightarrow A = 0,063 \text{ m}^2$$

$$DC_{L.ext} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot A = 1,48 \text{ kN} \quad ; \quad x_{L.ext} = 0,18 \text{ m}$$

Hallando la resultante entre DC_{Bar} , DC_{Ver} , DC_{Bor} y $DC_{L.ext}$ se tiene:

$$DC = 7,71 \text{ kN} \quad ; \quad x_{DC} = 0,70 \text{ m}$$

b) Capa de rodadura

$$\text{Área} \rightarrow A = 0,0175 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{Rod} = 2200 \text{ Kg/m}^3 = 21,57 \text{ KN/m}^3$$

$$DW = \gamma_{Rod} \cdot A = 0,38 \text{ kN} \quad ; \quad x_{DW} = 0,18 \text{ m}$$

c) Sobrecarga viva

Equivalente al peso de personas apoyadas sobre los pasamanos (**Art. 13.8.2**)

$$P_{LS} = 7,05 \text{ kN} \quad ; \quad y_{LS} = 1,19 \text{ m}$$

d) Sobrecarga peatonal

Se aplica en aceras de más de 0.6 metros de ancho. (**Art. 3.6.1.6**)

$$PL = 3,6 \cdot 0,80 = 2,88 \text{ kN} \quad ; \quad x_{PL} = 0,78 \text{ m}$$

e) Sobrecarga vehicular (combinación I)

En el **Art. 3.6.1.3.1**, nos dice que el camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de 300 mm, a partir de la cara del cordón o baranda.

$$P_{rueda} = 71,20 \text{ kN} \quad ; \quad x_{LL} = 0,05 \text{ m}$$

Ancho de faja equivalente

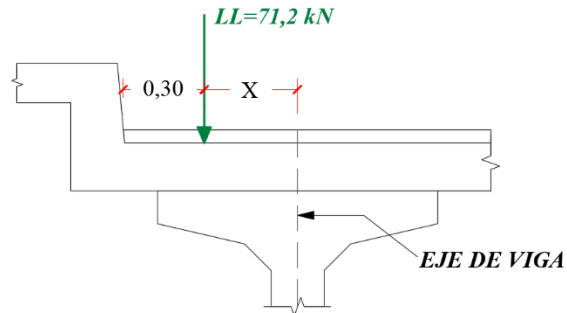
Se debe calcular un ancho equivalente, donde actúe la carga puntual del camión, por lo tanto se toma el ancho equivalente para vuelos de tablero de la **tabla 4.6.2.1.3-1** de la normativa, cuya ecuación es la siguiente:

$$E = 1140 + 0,833 \cdot X$$

Donde:

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

Figura 3.20 Distancia entre la carga y el punto de apoyo



Fuente: Elaboración propia

Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm): $X = 350 \text{ mm}$

$$E = 1431,55 \text{ mm} = 1,43 \text{ m}$$

Incremento por carga dinámica

El IM a utilizar será del 33 %

Afectando por el incremento por carga dinámica y el ancho de faja, se tiene:

$$LL = \frac{1,33 \cdot 72,50}{1,43} = 66,15 \text{ kN}$$

f) Fuerza de colisión de un vehículo

Del libro de Hugo Belmonte Gonzáles 4ta edición., se tiene la siguiente carga por metro lineal:

$$CT = 7,50 \text{ kN/m} \quad ; \quad y_{CT} = 0,39 \text{ m}$$

g) Sobrecarga vehicular (combinación III)

Considerando, que una de las ruedas del eje delantero del camión, se sube hasta la superficie de la vereda.

$$P_{rueda} = 17,80 \text{ kN} \quad ; \quad x_{LL} = 0,88 \text{ m}$$

Ancho de faja equivalente

Se debe calcular un ancho equivalente, donde actúe la carga puntual del camión. Como se trata de la vereda se considerará el ancho equivalente para vuelos de tablero que se indica en la **tabla 4.6.2.1.3-1** de la normativa, cuya ecuación es la siguiente:

Faja equivalente:

$$E = 1140 + 0,833 \cdot X$$

Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm): $X = 1175 \text{ mm}$

$$E = 2118,78 \text{ mm} = 2,12 \text{ m}$$

Entonces:

$$LL = \frac{P_{prueba}}{E} = 8,40 \text{ kN}$$

4. Solicitaciones

Respecto al punto A

Descripción	Carga (kN)	Brazo (m)	M (kN-m)
DC	7,71	0,70	-5,37
DW	0,38	0,18	-0,07
LS	7,05	1,19	-8,39
PL	2,88	0,78	-2,23
CT	7,50	0,39	-2,93
LL (comb. I)	66,15	0,05	-3,31
LL (comb. III)	8,40	0,88	-7,35

5. Solicitaciones de diseño

La sollicitación mayorada total se tomará como:

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

$\eta = 1 \rightarrow$ puente convencional

a) Combinación I

Resistencia I

$$M_{UI} = \eta \cdot [1,25 \cdot M_{DC} + 1,50 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot (M_{LS} + M_{PL} + M_{LL})]$$

$$M_{UI} = -31,19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Combinación II

Resistencia I

$$M_{UII} = \eta \cdot [1,25 \cdot M_{DC} + 1,50 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot (M_{LS} + M_{PL})]$$

$$M_{UII} = -25,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Evento Extremo II

$$M_{UII} = \eta \cdot [1,25 \cdot M_{DC} + 1,50 \cdot M_{DW} + 0,5 \cdot (M_{LS} + M_{PL}) + 1 \cdot M_{CT}]$$

$$M_{UII} = -15,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c) Combinación III

Resistencia I

$$M_{UIII} = \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC} + 1,50 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot M_{LL})$$

$$M_{UIII} = -19,68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Las sollicitación de momento más crítico para el diseño es: $M_U = -31,19 \text{ kN} \cdot \text{m}$

d) Corrección por oblicuidad

La normativa indica que para puentes oblicuos, las solicitaciones en la losa se pueden reducir aplicando el siguiente factor r :

$$r = 1,05 - 0,25 \cdot \tan \theta \leq 1,00 \quad (4.6.2.3-3)$$

Con: $\theta = 22^\circ \rightarrow r = 0,949$

Momento negativo de diseño $\rightarrow M_U = -29,60 \text{ kN} \cdot \text{m}$

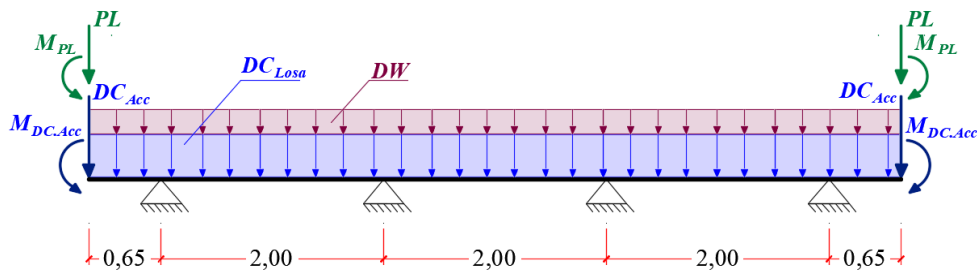
Análisis de la losa interior

1. Análisis de cargas

a) Cargas permanentes y sobrecarga peatonal

Las cargas de los accesorios del tablero (barandado, vereda y bordillo) y la sobrecarga peatonal no se ubican físicamente dentro de la losa pero la losa si debe sustentar dichas cargas, por lo tanto las cargas serán trasladadas al principio de la losa como carga y efecto, es decir la carga puntual equivalente y el momento producido.

Figura 3.21 Esquema de cargas permanentes y sobrecarga peatonal



Fuente: Elaboración propia

Peso propio

Accesorios del tablero

Descripción	Carga (kN)	Brazo (m)	M (kN·m)
Barandado	1,33	0,90	1,21
Vereda	2,63	0,57	1,51
Bordillo	2,26	0,10	0,23
Total	6,22		2,94

$$DC_{Acc} = 6,22 \text{ kN} \quad ; \quad M_{DC.Acc} = 2,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Losa

$$DC_{Losa} = h_{losa} \cdot 1 \text{ m} \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \rightarrow DC_{Losa} = 4,24 \text{ kN/m}$$

Capa de rodadura

$$DW = e_{Rod} \cdot 1m \cdot \gamma_{Rod} \rightarrow DW = 1,08 \text{ kN/m}$$

Sobrecarga peatonal

$$PL = 3,6 \cdot a_{vereda} = 2,88 \text{ kN} ; x_{PL} = 0,43 \text{ m}$$

$$M_{PL} = PL \cdot x_{PL} \rightarrow M_{PL} = 1,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Sobrecarga vehicular

El vehículo de diseño crítico es el camión de diseño puesto que el valor de la carga concentrada es mayor que la del tándem y naturalmente obtendrá mayor ordenada en la línea de influencia.

$$P = 71,20 \text{ kN} \rightarrow \text{carga de una rueda del eje trasero de camión HL-93}$$

Dicha carga debe ser afectada por:

Ancho de faja equivalente

En el **Art. 4.6.2.1.3**, nos dice que las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho. De la **tabla 4.6.2.1.3-1**, el ancho de faja equivalente de un tablero se puede tomar como:

$$E(+) = 660 + 0,55 \cdot S ; E(-) = 1220 + 0,25 \cdot S$$

Donde:

$$S = 2000 \text{ mm} \quad \text{Separación de los elementos de apoyo (mm)}$$

$$\text{Ancho de faja para momento positivo} \rightarrow E(+) = 1760 \text{ mm} = 1,76 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de faja para momento negativo} \rightarrow E(-) = 1720 \text{ mm} = 1,72 \text{ m}$$

Incremento por carga dinámica

En el **Art. 3.6.2.1**, nos dice que los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, se deberán mayorar aplicando el incremento por carga dinámica (IM).

El IM a utilizar será del 33 %

Factor de presencia múltiple

En el **Art. 3.6.1.1.2**, nos dice que la solicitación 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.

Tabla 3.4 Factor de presencia múltiple

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: AASHTO LRFD 2020

2. Solicitaciones

a) Momento máximo positivo

Sobrecarga vehicular

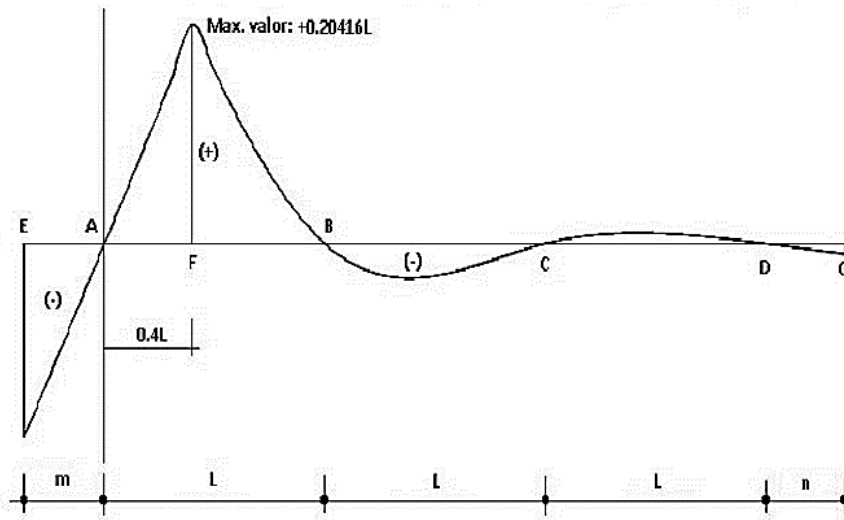
Para un carril cargado:

Afectando por los factores de incremento de carga dinámica (IM), el factor de presencia múltiple y el ancho de faja, para 1 carril cargado se tiene:

$$LL = \frac{71,2 \cdot 1,33 \cdot 1,2}{E(+)} = 64,57 \text{ kN}$$

Utilizando el principio de Müller-Breslau (la línea de influencia cualitativa del momento flector en la sección F para una viga continua de tres tramos iguales):

Figura 3.22 Línea de influencia del momento flector positivo



Fuente: Rodríguez Serquen A. (2022). *Puentes con AASHTO LRFD 2020*

La distancia a la que se produce la máxima ordenada positiva medida desde al apoyo A es:

$$0,4 \cdot S = 0,80 \text{ m}$$

Posición de la carga para obtener el máximo momento positivo:

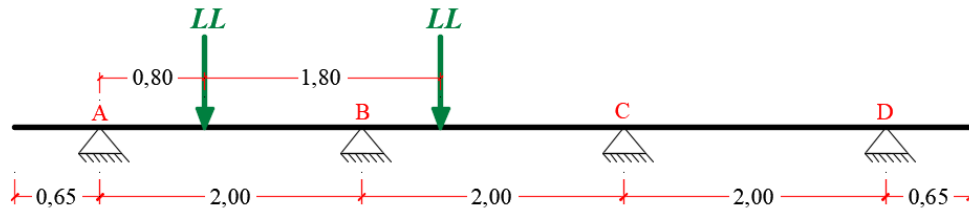
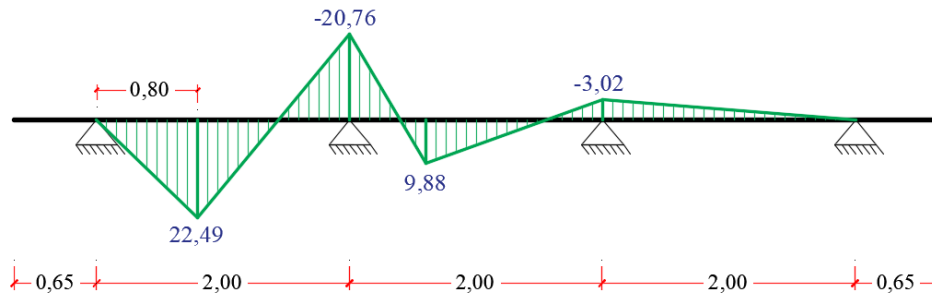


Diagrama de momentos:



$$M_{LL} = 22,49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para dos carriles cargados:

Afectando por los factores de incremento de carga dinámica (IM), el factor de presencia múltiple y el ancho de faja, para dos carriles cargados se tiene:

$$LL = \frac{71,2 \cdot 1,33 \cdot 1}{E(+)} = 53,80 \text{ kN}$$

Posición de la carga para obtener el máximo momento positivo:

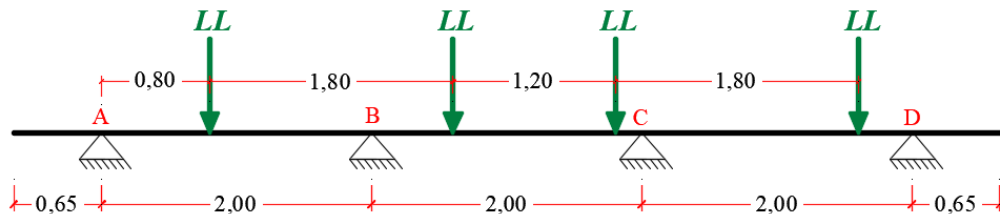
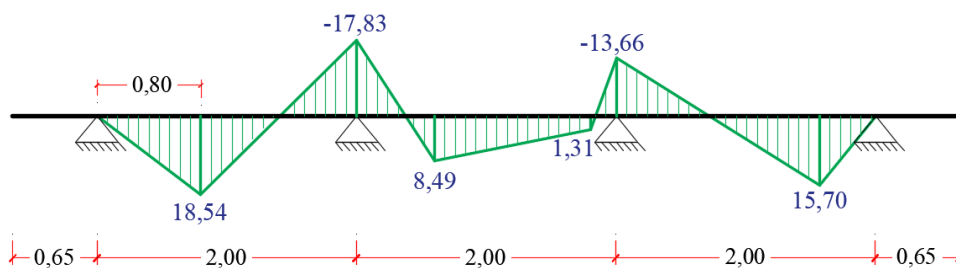


Diagrama de momentos:



$$M_{LL} = 18,54 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El momento máximo negativo más crítico se da en el caso de 1 carril cargado y se ubica en una sección a 0,80 m del apoyo A, por lo tanto los momentos para las demás cargas se hallarán en la misma sección.

Cargas permanentes

Peso propio

$$M_{DC} = M_{DC.Losa} + M_{DC.Acc} \rightarrow M_{DC} = -2,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Capa de rodadura

$$M_{DW} = 0,23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sobrecarga peatonal

$$M_{PL} = -1,61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Momento máximo negativo

Sobrecarga vehicular

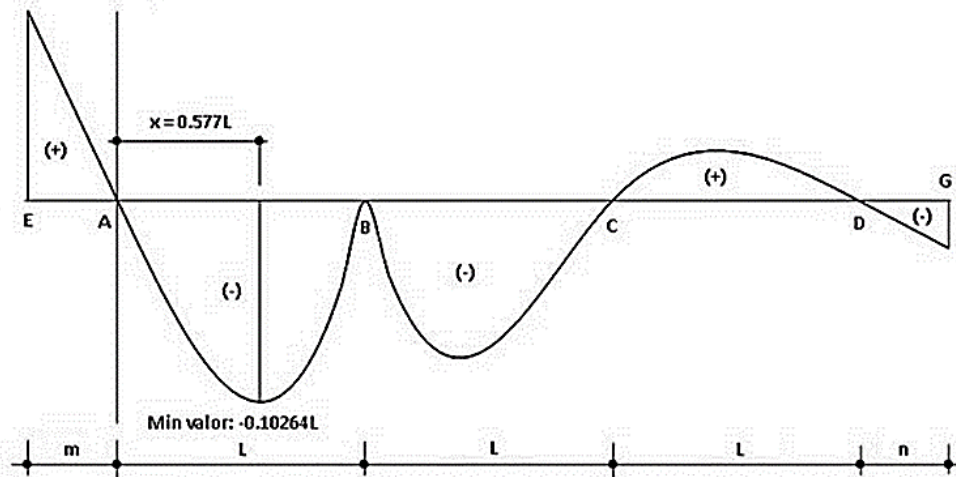
Para un carril cargado:

Afectando por los factores de incremento de carga dinámica (IM), el factor de presencia múltiple y el ancho de faja, para 1 carril cargado se tiene:

$$LL = \frac{71,2 \cdot 1,33 \cdot 1,2}{E(-)} = 66,07 \text{ kN}$$

Utilizando el principio de Müller-Breslau (la línea de influencia cualitativa del momento flector en el apoyo B para una viga continua de tres tramos iguales):

Figura 3.23 Línea de influencia del momento flector negativo



Fuente: Rodríguez Serquen A. (2022). Puentes con AASHTO LRFD 2020

La distancia a la que se produce la máxima ordenada positiva medida desde el apoyo A es:

$$0,577 \cdot S = 1,15 \text{ m}$$

Posición de la carga para obtener el máximo momento negativo:

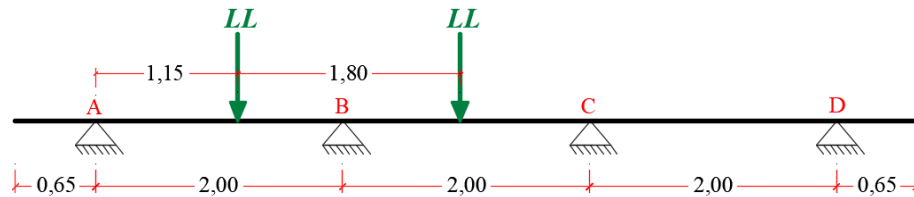
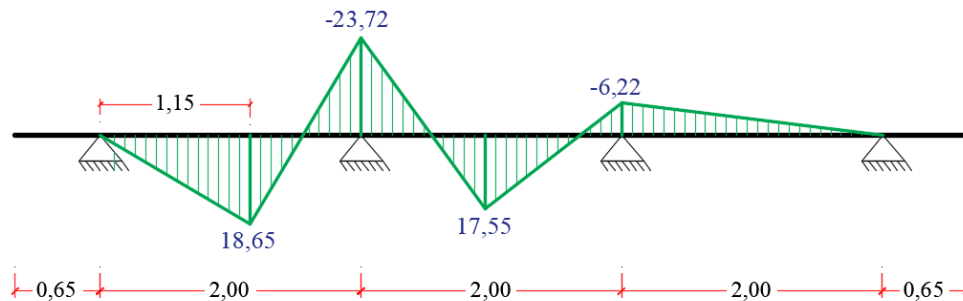


Diagrama de momentos:



Para dos carriles cargados:

Afectando por los factores de incremento de carga dinámica (IM), el factor de presencia múltiple y el ancho de faja, para dos carriles cargados se tiene:

$$LL = \frac{72,5 \cdot 1,33 \cdot 1}{E(-)} = 55,06 \text{ kN}$$

Posición de la carga para obtener el máximo momento negativo:

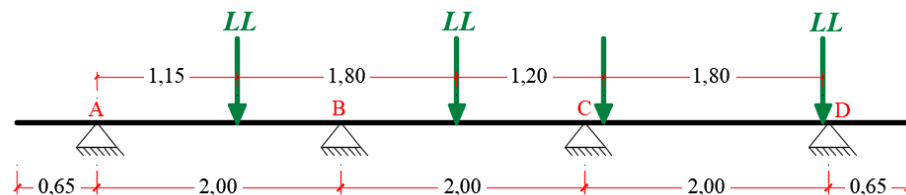
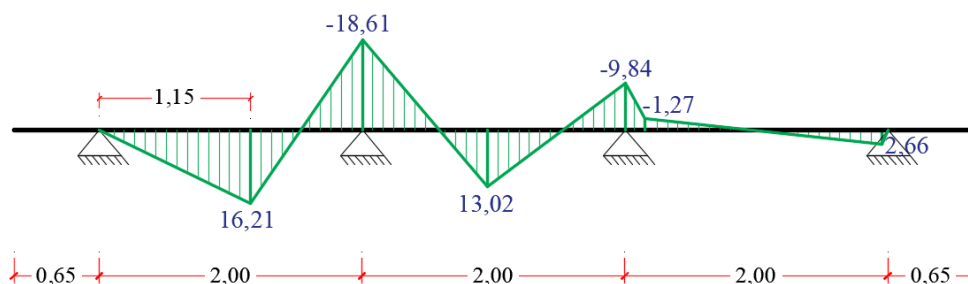


Diagrama de momentos:



El momento máximo negativo más crítico se da en el caso de 1 carril cargado.

Resumen de momentos

Entonces el momento flector negativo en el apoyo "B" y para puntos equidistantes separados de dicho apoyo a una distancia igual a un tercio del ancho del patín desde el eje de apoyo de la viga son:

Carga		M (-) izq. (kN·m)	M (-) eje (kN·m)	M (-) der. (kN·m)
Accesorios del tablero + Losa	DC	- 0,25	- 0,12	1,10
Rodadura	DW	- 0,05	- 0,39	- 0,07
S. Peatonal	PL	0,03	0,62	0,62
Camión de diseño	LL	- 6,29	- 23,72	- 8,51

4. Solicitaciones de diseño

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$\eta = 1 \rightarrow$ puente convencional

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

a) Momento positivo de diseño

Resistencia I

$$M_U = \eta \cdot [0,9 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot (M_{LL} + M_{PL})] = 40,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Momento negativo de diseño

Resistencia I

En el eje B:

$$M_U = \eta \cdot [1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot (M_{LL} + M_{PL})] = -41,16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

En cara de viga izquierda:

$$M_U = \eta \cdot [1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot (M_{LL} + M_{PL})] = -11,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se utilizará el momento actuante en el eje del apoyo "B", puesto que los momentos para distancias de 1/3 del patín resulta ser menor que la mínima especificada por la norma.

c) Corrección por esviaje

Se corrige el momento con el factor r, donde anteriormente ya fue determinado.

$$r = 0,949$$

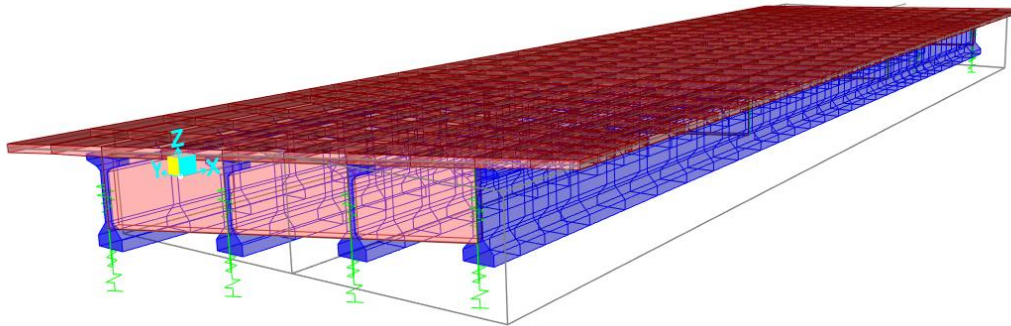
$$\text{Momento positivo de diseño} \rightarrow M_U = 37,97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Momento negativo de diseño} \rightarrow M_U = -39,06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Modelado en CSI Bridge

El programa CSI Bridge es un software creado por la empresa CSI, usado para el análisis y diseño de puentes, el cual permitirá realizar el modelado tridimensional del puente y posteriormente el análisis estructural para tener una perspectiva amplia del comportamiento del puente esviado.

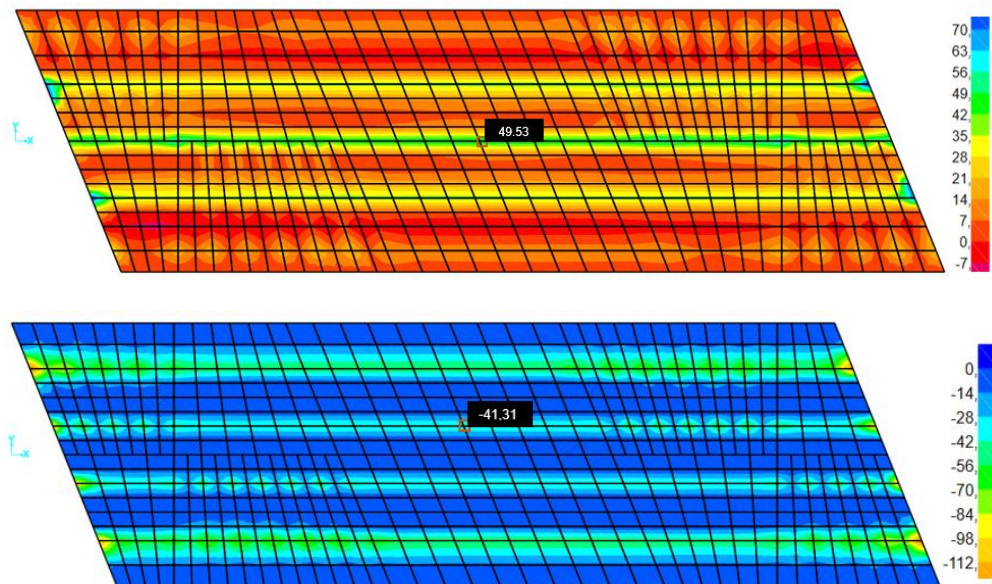
Figura 3.24 Modelo tridimensional del puente



Fuente: CSI Bridge v.24.0.0

Introduciendo las dimensiones de la superestructura, propiedades de los materiales, acciones de cargas muertas, vivas y combinaciones en el software, se obtiene los momentos positivos y negativos en el estado de Resistencia I en la losa, en elementos tipo shell.

Figura 3.25 Momentos positivos y negativos en la losa



Fuente: CSI Bridge v.24.0.0

Comparación de resultados

Tabla 3.5 Resumen de momentos en la losa por ambos métodos

Posición de losa	Solicitación	Calculo manual	CSI Bridge
Losa exterior	Momento Max. Negativo (kN·m)	-29,60	-34,24
Losa interior	Momento Max. Positivo (kN·m)	37,97	49,53
	Momento Max. Negativo (kN·m)	-39,06	-41,31

Fuente: Elaboración propia

Observando los momentos determinados manualmente y por el programa CSI Bridge, el programa saca momentos mayores pero con una diferencia no tan grande con los calculados manualmente, excepto en el momento positivo que se tiene una mayor diferencia, con lo cual para el diseño se utilizara las solicitaciones más críticas para tener un mayor margen de seguridad.

$$M_u (+) = 49,53 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad ; \quad M_u (-) = -41,31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Diseño a Flexión

1. Armadura para momento positivo

Datos:

$$\begin{aligned}
 M_U &= 49,53 && \text{kN}\cdot\text{m} \\
 f'_c &= 25 && \text{MPa} \\
 f_y &= 420 && \text{MPa} \\
 b &= 1,00 && \text{m} \\
 h &= 0,18 && \text{m} \\
 r &= 25 && \text{mm} \\
 \emptyset &= 12 && \text{mm} \\
 \phi &= 0,9 && \text{flexión} \\
 \beta &= 0,85
 \end{aligned}$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \rightarrow d = 0,15 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$\begin{aligned}
 a &= d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \\
 a &= 1,85 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 2,18 \text{ cm}$$

a) Armadura principal

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 9,38 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 20,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 65,87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 20,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El M_u es mayor, por tanto rige el diseño para el A_s necesario

Disposición de armadura necesaria

$\emptyset =$	12	mm	Numero de barras:
$A_{\emptyset} =$	1,131	cm ²	
$A_{s_{nec}} =$	9,38	cm ²	$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 8,29 \approx 9$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 10,18 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ} \text{ barras}} = 12 \text{ cm}$$

Verificación

Momento nominal:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow M_n = 59,74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_U \leq \phi M_n$$

$$49,53 \text{ kN} \cdot \text{m} < 53,76 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Usar: $\emptyset 12 \text{ c}/12 \text{ cm}$
--

b) Armadura secundaria

Se dispone de armadura de distribución (Art. 9.7.3.2)

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

Donde:

Longitud de tramo efectiva (mm) $\rightarrow S = 2000 \text{ mm}$

$$D = 85,87 \approx 67\%$$

Acero de distribución:

$$A_{s_{dist}} = A_{s_{nec}} \cdot \frac{D}{100} \rightarrow A_{s_{dist}} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Disposición de armadura de distribución

$$\begin{aligned}\emptyset &= 10 \text{ mm} \\ A_{\emptyset} &= 0,785 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Numero de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{dist}}}{A_{\emptyset}} = 8,00$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ} \text{ barras}} \rightarrow S_{barras} = 12 \text{ cm}$$

Usar: $\emptyset 10 \text{ c/12 cm}$

2. Armadura para momento negativo

Datos:

$$\begin{aligned}M_U &= 41,31 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ f'_c &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \\ b &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 0,11 \text{ m} \\ r &= 25 \text{ mm} \\ \emptyset &= 12 \text{ mm} \\ \phi &= 0,9 \text{ flexión} \\ \beta &= 0,85\end{aligned}$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\emptyset}{2} \rightarrow d = 0,15 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 1,53 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 1,80 \text{ cm}$$

a) Armadura principal

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 7,73 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

$$M_{min1} = 20,41 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{min2} = 54,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 20,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El M_u es mayor, por tanto rige el diseño para el A_s necesario

Disposición de armadura necesaria

$$\begin{aligned}\emptyset &= 12 \text{ mm} \\ A_{\emptyset} &= 1,131 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{nec}} &= 7,73 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Numero de barras:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{min}}}{A_{\emptyset}} = 6,84 \approx 7$$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ}barras \cdot A_{\phi} = 7,92 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ}barras} = 15 \text{ cm}$$

Verificación

Momento nominal:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow M_n = 47,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$41,31 \text{ kN} \cdot \text{m} < 42,30 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Usar: Ø 12 c/15 cm

b) Armadura secundaria

Se dispone armadura por contracción y temperatura (**Art. 5.10.6**)

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$A_{s_{temp}} = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)} = 1,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se verifica:

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{No cumple}$$

Por lo tanto se usa 2,33 cm²/m

Disposición de armadura secundaria

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

$$A_{\phi} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras:

$$S_{barras} = \frac{A_{\phi}}{A_{s_{temp}}} = 0,34 \approx 25 \text{ cm}$$

Usar: Ø 10 c/25 cm

Nota:

El **Art. 4.6.2.1.6** de la normativa establece: “anteriormente ha sido una práctica no chequear el cortante en tableros típicos. A excepción de sistemas no habituales, no es la intención exigir que se investigue el corte en todos los tableros”. El **Art. 5.12.2.1** señala que las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el **Art. 4.6.2.3** se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte. Por tales consideraciones no se efectuó la revisión por corte tanto en la losa interior y exterior.

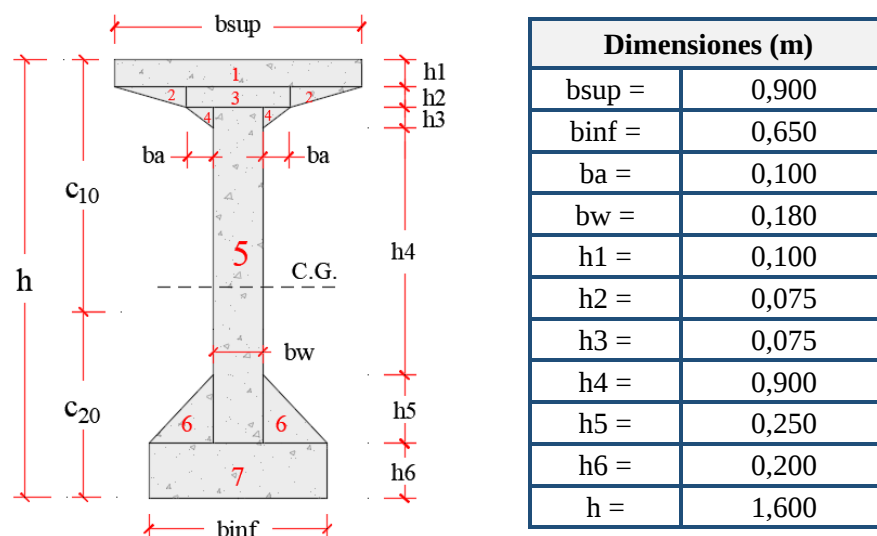
3.4.2.7 Diseño de viga de H°P°

1. Propiedades geométricas de la sección de la viga

Sección transversal en centro luz

a) Sección Bruta – Estadio 2 (t=0)

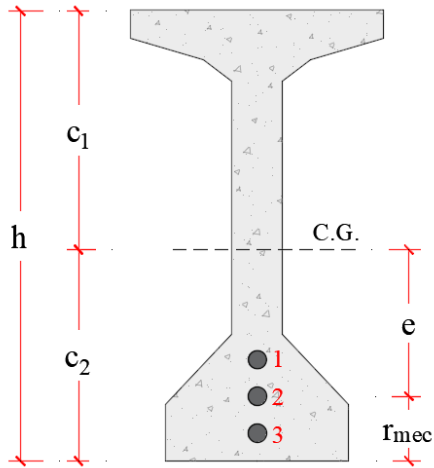
Se modificaron algunas dimensiones de la sección AASHTO tipo V, para obtener la fuerza de pretensado buscada.



N°	A (m²)	Yi (m)	A*Yi (m³)	I (m⁴)	d (m)	A*d² (m⁴)	I + A*d² (m⁴)
1	0,0900	1,5500	0,1395	0,0001	0,7762	0,0542	0,0543
2	0,0195	1,4750	0,0288	0,00001	0,7012	0,0096	0,0096
3	0,0285	1,4625	0,0417	0,00001	0,6887	0,0135	0,0135
4	0,0075	1,4000	0,0105	0,00000	0,6262	0,0029	0,0029
5	0,2205	0,8125	0,1792	0,02757	0,0387	0,0003	0,0279
6	0,0588	0,2833	0,0166	0,00020	-0,4905	0,0141	0,0143
7	0,1300	0,1000	0,0130	0,00043	-0,6738	0,0590	0,0594
Σ	0,5548		0,4292				0,1821

Características de la sección			
Área de la sección	A ₀ =	0,5548	m²
Altura de la sección	h ₀ =	1,600	m
Momento de inercia	I ₀ =	0,1821	m⁴
Distancia del C.G. a la fibra superior	C ₁₀ =	0,8262	m
Distancia del C.G. a la fibra inferior	C ₂₀ =	0,7738	m
Módulo de sección fibra superior	W ₁₀ =	0,2204	m³
Módulo de sección fibra inferior	W ₂₀ =	0,2353	m³

b) Sección Homogeneizada



Anclaje MTC – 0,5”

$\phi_{\text{vaina}} = 6,50 \text{ cm}$

$N^{\circ}_{\text{vainas}} = 3$

Propiedades de los materiales

$f_c' = 35 \text{ MPa}$

Relación modular:

$E_c = 27806 \text{ MPa}$

$f_{PU} = 1860 \text{ MPa}$

$$n = \frac{E_p}{E_c} = 7,19$$

$E_p = 200000 \text{ MPa}$

Área de un torón $\rightarrow A_{1P} = 98,7 \text{ mm}^2$

N° de torones por 1 vaina = 12

Área de torones para 1 vaina:

$$A_P = 0,00118 \text{ m}^2$$

Área equivalente de un tendón de acero

Preesforzado:

$$A_{eq} = (n - 1) \cdot A_P = 0,0073 \text{ m}^2$$

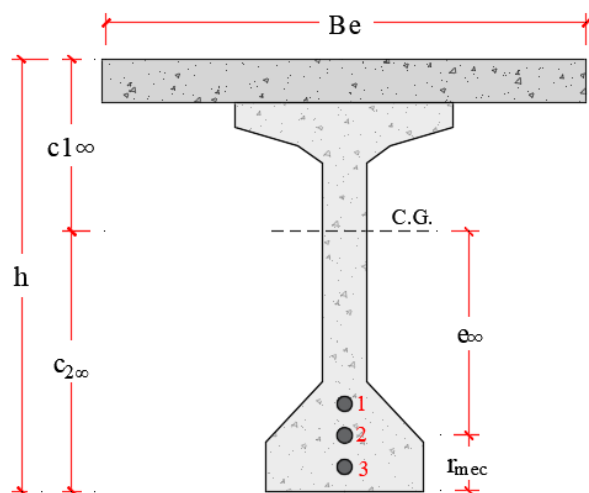
Diámetro equivalente $\rightarrow \phi = 0,0966 \text{ m}$

Recubrimiento mec. = 23,00 cm

N°	A (m ²)	Yi (m)	A*Yi (m ³)	I (m ⁴)	d (m)	A*d ² (m ⁴)	I + A*d ² (m ⁴)
viga bruta	0,5548	0,7738	0,4292	0,1821	0,0207	0,0002	0,1823
1	0,0073	0,3600	0,0026	0,0000	-0,3930	0,0011	0,0011
2	0,0073	0,2300	0,0017	0,0000	-0,5230	0,0020	0,0020
3	0,0073	0,1000	0,0007	0,0000	-0,6530	0,0031	0,0031
Σ	0,5768		0,4343				0,1886

Características de la sección			
Área de la sección	A =	0,5768	m ²
Altura de la sección	h =	1,600	m
Momento de inercia	I =	0,1886	m ⁴
Distancia del C.G. a la fibra superior	C ₁ =	0,8470	m
Distancia del C.G. a la fibra inferior	C ₂ =	0,7530	m
Módulo de sección fibra superior	W ₁ =	0,2226	m ³
Módulo de sección fibra inferior	W ₂ =	0,2504	m ³
Excentricidad	e =	0,5230	m

c) Sección Homogeneizada y Compuesta – Estadio 4 ($t=\infty$)



Propiedades de los materiales

$$f_c' \text{ viga} = 35 \text{ MPa}$$

$$E_c \text{ viga} = 27806 \text{ MPa}$$

$$f_c' \text{ losa} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_c \text{ losa} = 23500 \text{ MPa}$$

Relación modular:

$$n = \frac{E_{p,viga}}{E_{c,losa}} = 0,85$$

Ancho efectivo de ala superior de la viga compuesta

El ancho de ala efectivo para vigas interiores se debe tomar como el menor de:

$$\frac{L_{viga}}{4} = 7,25 \text{ m}$$

Entonces el ancho de ala efectivo es:

$$12 \cdot e_{losa} + b_w = 2,34 \text{ m}$$

$$B_e = 2,00 \text{ m}$$

$$S = 2,00 \text{ m}$$

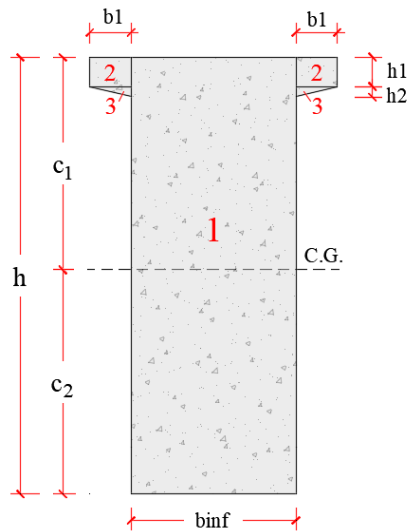
Ancho de ala efectivo homogeneizado $\rightarrow B_e \text{ homog} = 1,69 \text{ m}$

Nº	A (m²)	Yi (m)	A*Yi (m³)	I (m⁴)	d (m)	A*d² (m⁴)	I + A*d² (m⁴)
viga	0,5768	0,7530	0,4343	0,1886	-0,3236	0,0604	0,2490
losa	0,3043	1,6900	0,5142	0,0008	0,6134	0,1145	0,1153
Σ	0,8810		0,9485				0,3643

Características de la sección			
Área de la sección	$A_\infty =$	0,8810	m²
Altura de la sección	$h =$	1,780	m
Momento de inercia	$I_\infty =$	0,3643	m⁴
Distancia del C.G. a la fibra superior	$C_{1\infty} =$	0,7034	m
Distancia del C.G. a la fibra inferior	$C_{2\infty} =$	1,0766	m
Módulo de sección fibra superior	$W_{1\infty} =$	0,5179	m³
Módulo de sección fibra inferior	$W_{2\infty} =$	0,3383	m³
Excentricidad máxima	$e_\infty =$	0,8466	m

1.2. Sección transversal en los apoyos

a) Sección Bruta

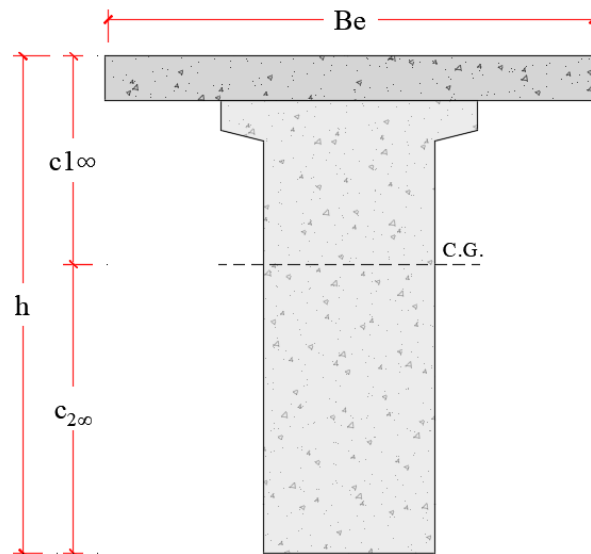


Dimensiones (m)	
b _{inf} =	0,650
b ₁ =	0,125
h ₁ =	0,100
h ₂ =	0,036
h =	1,600

Nº	A (m ²)	Y _i (m)	A*Y _i (m ³)	I (m ⁴)	d (m)	A*d ² (m ⁴)	I + A*d ² (m ⁴)
1	1,0400	0,8	0,8320	0,221867	-0,0204	0,0004	0,2223
2	0,0250	1,55	0,0388	0,000021	0,7296	0,0133	0,0133
3	0,0045	1,4880	0,0067	0,000000	0,6676	0,0020	0,0020
Σ	1,0695		0,8774				0,2376

Características de la sección			
Área de la sección	A =	1,0695	m ²
Altura de la sección	h =	1,600	m
Momento de inercia	I =	0,2376	m ⁴
Distancia del C.G. a la fibra superior	C ₁ =	0,7796	m
Distancia del C.G. a la fibra inferior	C ₂ =	0,8204	m
Módulo de sección fibra superior	W ₁ =	0,3048	m ³
Módulo de sección fibra inferior	W ₂ =	0,2896	m ³

b) Sección Compuesta



Nº	A (m ²)	Yi (m)	A*Yi (m ³)	I (m ⁴)	d (m)	A*d ² (m ⁴)	I + A*d ² (m ⁴)
viga	1,0695	0,8204	0,8774	0,2376	-0,1926	0,0397	0,2773
losa	0,3043	1,6900	0,5142	0,0008	0,6770	0,1394	0,1403
Σ	1,3738		1,3916				0,4176

Características de la sección			
Área de la sección	A =	1,3738	m ²
Altura de la sección	h =	1,780	m
Momento de inercia	I =	0,4176	m ⁴
Distancia del C.G. a la fibra superior	C ₁ =	0,7670	m
Distancia del C.G. a la fibra inferior	C ₂ =	1,0130	m
Módulo de sección fibra superior	W ₁ =	0,5444	m ³
Módulo de sección fibra inferior	W ₂ =	0,4122	m ³

2. Factores de Distribución de Sobrecargas

Propiedades de la sección y materiales:

Área de la sección simple	$A =$	$0,5548 \times 10^6 \text{ mm}^2$
Inercia de la sección simple	$I =$	$0,1821 \times 10^{12} \text{ mm}^4$
Espesor de la losa	$t_s =$	180 mm
Longitud del tramo	$L =$	29000 mm
Espaciamiento entre vigas	$S =$	2000 mm
Resistencias características	$f'_{c,viga} =$	35 MPa
	$f'_{c,losa} =$	25 MPa
Módulo de elasticidad de la viga	$E_B =$	27806 MPa
Módulo de elasticidad de la losa	$E_D =$	23500 MPa
Relación modular	$n = E_B/E_D =$	1,1832
Distancia entre centroides	$e_g =$	916,20 mm

Parámetro de rigidez longitudinal K_g :

$$K_g = n(I + A \cdot e_g^2) \rightarrow K_g = 7,665 \times 10^{11}$$

Factor de distribución de momento

a) Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Rango de aplicabilidad:

Cumpliendo las condiciones que se indica en la **tabla 4.6.2.2b-1** de la normativa:

$$\begin{aligned} 1100 &\leq S \leq 4900 \\ 6000 &\leq L \leq 73000 \\ 110 &\leq t_s \leq 300 \\ N_b &\leq 4 \\ 4 \times 10^9 &\leq K_g \leq 3 \times 10^{12} \end{aligned}$$

Donde:

Separación entre vigas $\rightarrow S = 2000 \text{ m}$

Longitud de tramo de la viga $\rightarrow L = 29000 \text{ mm}$

Profundidad de la losa de hormigón $\rightarrow t_s = 180 \text{ mm}$

Numero de vigas $\rightarrow N_b = 4$

$$1100 \leq 2000 \leq 4900 \quad \text{Cumple!}$$

$$6000 \leq 2900 \leq 73000 \quad \text{Cumple!}$$

$$110 \leq 180 \leq 300 \quad \text{Cumple!}$$

$$4 \times 10^9 \leq 7,665 \times 10^{11} \leq 3 \times 10^{12} \quad \text{Cumple!}$$

Un carril de diseño cargado

$$g_{m,int} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0,1}$$
$$g_{m,int} = 0,444$$

Dos o más carriles de diseño cargados

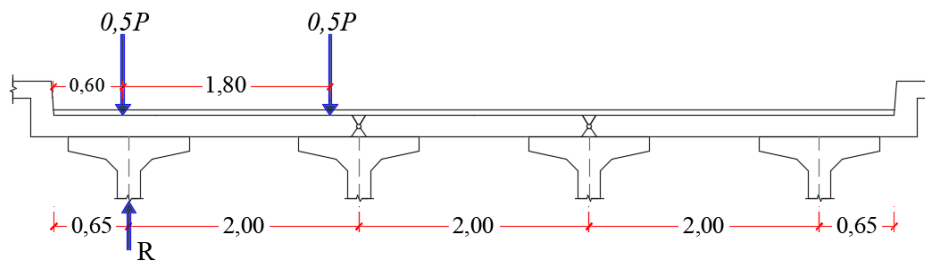
$$g_{m,int} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0,1}$$
$$g_{m,int} = 0,620$$

b) Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores

Cumpliendo lo que se indica en la **tabla 4.6.2.2d-1** de la normativa:

Un carril de diseño cargado

Ley de momentos:



$$R = \frac{0,5 \cdot 2,05 + 0,5 \cdot 0,25}{2} \rightarrow R = 0,575$$

Afectando por el factor de presencia múltiple, en este caso 1,20. Finalmente:

$$g_{m,ext} = 1,20 \times R \rightarrow g_{m,ext} = 0,690$$

Dos o más carriles de diseño cargados

Se verifica el rango de aplicabilidad, cumpliendo la siguiente condición:

$$-300 \leq d_e \leq 1700$$

Donde:

d_e = distancia entre el alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)

$$d_e = 650 \text{ mm} \quad \text{Cumple!}$$

$$g_{v,ext} = e \times g_{v,int} \quad ; \quad e = 0,77 + \frac{d_e}{2800} \rightarrow e = 1,002$$

$$g_{m,ext} = e \times g_{m,int} = 0,622$$

Factores de distribución que controlan el diseño de una viga interior y exterior para momento:

$$g_{m,int} = 0,620 \quad ; \quad g_{m,ext} = 0,690$$

c) Reducción de los factores de distribución de carga para momento en vigas longitudinales sobre apoyos oblicuos

De acuerdo a lo que se indica en la **tabla 4.6.2.2.2e-1** de la normativa:

Rango de aplicabilidad

Datos:

$\theta = 22^\circ$	$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$	No Cumple!
$S = 2000 \text{ mm}$	$1100 \leq S \leq 4900$	Cumple!
$L = 32000 \text{ mm}$	$6000 \leq L \leq 73000$	Cumple!
$N_b = 4$	$N_b \geq 4$	Cumple!

Para cualquier número de carriles de diseño cargados:

$$\text{Factor de corrección} = 1 - c_1 \cdot (\tan\theta)^{1,5}$$

Si $\theta < 30^\circ$ Usar $c_1 = 0$

Entonces:

$$\text{Factor de corrección} = 1$$

Por lo tanto los factores de distribución de sobrecarga para momento no se reducen:

$$g_{m,int} = 0,620 \quad ; \quad g_{m,ext} = 0,690$$

2.1. Factor de distribución para corte

a) Distribución de la sobrecargas por carril para corte en vigas interiores

De acuerdo a lo que se indica en la **tabla 4.6.2.2.3a-1** de la normativa:

Un carril de diseño cargado

$$g_{v,int} = 0,36 + \frac{S}{7600} \rightarrow g_{v,int} = 0,623$$

Dos o más carriles de diseño cargados

$$g_{v,int} = 0,20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0} \rightarrow g_{v,int} = 0,721$$

b) Distribución de la sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores

De acuerdo a lo que se indica en la **tabla 4.6.2.2.3b-1** de la normativa:

Un carril de diseño cargado (ley de momentos)

$$R = 0,575$$

Afectando por el factor de presencia múltiple, en este caso 1,20. Finalmente:

$$g_{v,int} = 1,20 \times R \rightarrow g_{v,int} = 0,690$$

Dos o más carriles de diseño cargados

Se verifica el rango de aplicabilidad, cumpliendo la siguiente condición:

$$-300 \leq d_e \leq 1700$$

Donde:

d_e = distancia entre el alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)

$$d_e = 650 \text{ mm} \quad \text{Cumple!}$$

$$g_{v,ext} = e \times g_{v,int} \quad ; \quad e = 0,66 + \frac{d_e}{3000} \rightarrow e = 0,877$$

$$g_{v,ext} = e \times g_{v,int} = 0,632$$

Factores de distribución que controlan el diseño de una viga interior y exterior para corte:

$$g_{v,int} = 0,721 \quad ; \quad g_{v,ext} = 0,690$$

c) Factores de corrección para los factores de distribución de carga para el corte en el apoyo de la esquina obtusa.

De acuerdo a lo que se indica en la **tabla 4.6.2.2.3c-1** de la normativa:

Rango de aplicabilidad

Datos:

$\theta = 22^\circ$	$0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$	Cumple!
$S = 2000 \text{ mm}$	$1100 \leq S \leq 4900$	Cumple!
$L = 29000 \text{ mm}$	$6000 \leq L \leq 73000$	Cumple!
$N_b = 4$	$N_b \geq 4$	Cumple!

Factor de corrección:

$$FC = 1 + 0,20 \left(\frac{L \cdot t_s^3}{K_g} \right)^{0,3} \cdot \tan \theta$$

$$\text{Con: } t_s = 180 \text{ mm} \quad ; \quad K_g = 7,665 \times 10^{11}$$

Entonces:

$$FC = 1,051$$

Afectando a los factores de distribución de sobrecarga para corte con el factor de corrección, se tiene:

$$g_{v,int} = 0,757 \quad ; \quad g_{v,ext} = 0,725$$

3. Análisis de cargas y solicitaciones

La normativa permite que las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas, si se satisfacen las condiciones que se indican en el **Art. 4.6.2.2.1**.

En este caso se optará por analizar las cargas en su representación real y determinar su reacción en las vigas interiores y exteriores.

Peso propio

a) Accesorios del tablero y losa

Barandado

Pasamanos

$$N^{\circ}_{pas} = 5$$

$$DC_{pas} = N^{\circ}_{pas} \cdot q_{pas} = 0,225 \text{ kN/m}$$

$$q_{pas} = 0,045 \text{ kN/m}$$

Poste

$$\text{Numero de postes} \rightarrow N^{\circ}_{pos} = 17$$

$$\text{Carga puntual de poste} \rightarrow R_p = 0,885 \text{ kN} \quad DC_{post} = \frac{N^{\circ}_{pos} \cdot R_p}{L} = 0,47 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total:} \quad DC_{bar} = 0,695 \text{ kN/m}$$

Vereda

$$\text{Espesor de vereda} \rightarrow e_{ver} = 0,15 \text{ m}$$

$$DC_{ver} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot e_{ver} = 3,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 23,54 \text{ kN/m}^3$$

Bordillo

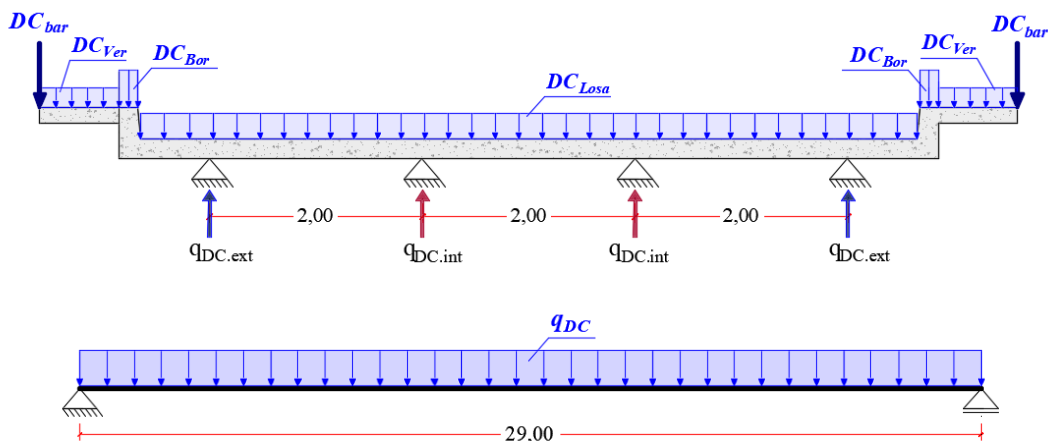
$$\text{Altura del bordillo} \rightarrow h_{bor} = 0,48 \text{ m}$$

$$DC_{bor} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot e_{losa} = 11,30 \text{ kN/m}^2$$

Losa

$$\text{Espesor de losa} \rightarrow e_{losa} = 0,18 \text{ m}$$

$$DC_{losa} = \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} \cdot e_{losa} = 4,24 \text{ kN/m}^2$$



$$q_{DC.ext} = 11,45 \text{ kN/m} \quad ; \quad q_{DC.int} = 7,23 \text{ kN/m}$$

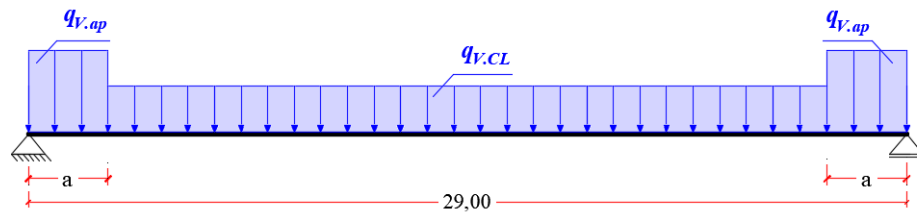
Solicitaciones máximas

	Viga ext.	Viga int.	
M (kN·m)	1203,68	760,05	En centro luz
V (kN)	155,83	98,34	En h/2

b) Viga

La viga tiene dos secciones distintas a lo largo de su longitud. En los extremos se tiene mayor área transversal, debido a que se ve obligado a ensancharse para apoyar el sistema de anclaje y soportar la fuerza de tesado.

Carga de peso propio de la viga distribuida a lo largo de su longitud:



Sección en los apoyos

Longitud del bloque de anclaje $\rightarrow a = 1,30 \text{ m}$

Área de la sección $\rightarrow A_{ap} = 1,0695 \text{ m}^2$

$\gamma_{H^\circ A^\circ} = 23,54 \text{ kN/m}^3$

$$q_{V.ap} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot A_{ap} = 25,18 \text{ kN/m}$$

Sección en centro luz

Área de la sección $\rightarrow A_{CL} = 0,5548 \text{ m}^2$

$\gamma_{H^\circ A^\circ} = 23,54 \text{ kN/m}^3$

$$q_{V.CL} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot A_{CL} = 13,06 \text{ kN/m}$$

Solicitaciones máximas

M (kN·m)	1383,05	En centro luz
V (kN)	182,70	En h/2

c) Diafragma

Separación entre diafragmas $\rightarrow S_{diaf} = 9,60 \text{ m}$

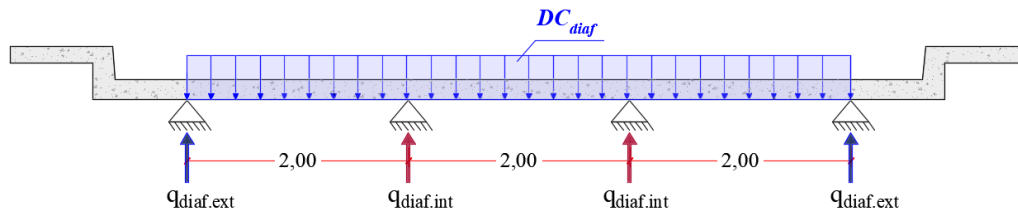
Base del diafragma $\rightarrow b_{diaf} = 0,25 \text{ m}$

Altura del diafragma $\rightarrow h_{diaf} = 1,25 \text{ m}$

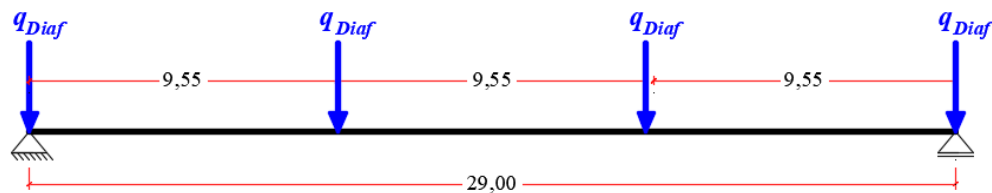
$\gamma_{H^\circ A^\circ} = 23,54 \text{ kN/m}^3$

$$DC_{diaf} = \gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot b_{diaf} \cdot h_{diaf}$$

$$DC_{diaf} = 7,36 \text{ kN/m}$$



Carga de los diafragmas a lo largo de la longitud de la viga:



$$q_{diaf.ext} = 5,88 \text{ kN} \quad ; \quad q_{diaf.int} = 16,21 \text{ kN}$$

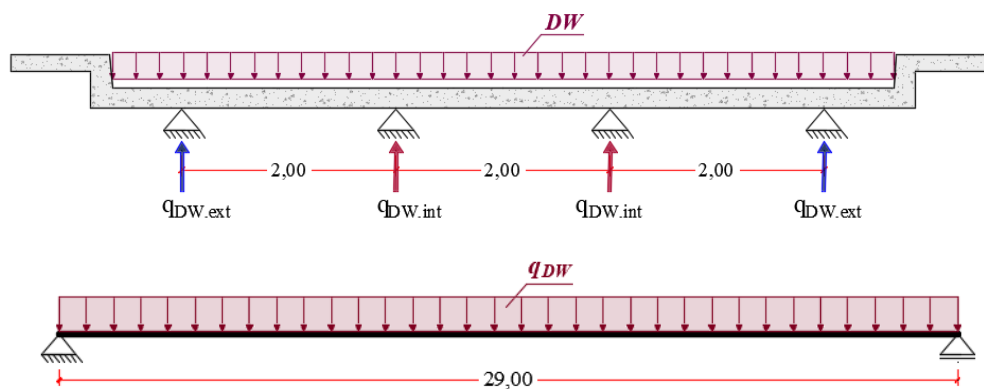
Solicitaciones máximas

	Viga ext.	Viga int.	
M (kN·m)	58,23	160,44	En centro luz
V (kN)	6,30	17,36	En h/2

d) Capa de rodadura

Espesor de rodadura $\rightarrow e_{rod} = 0,05 \text{ m}$ $DW = \gamma_{rod} \cdot e_{rod} = 1,08 \text{ kN/m}^2$

$\gamma_{rod} = 21,57 \text{ kN/m}^3$



$$q_{DW.ext} = 1,70 \text{ kN/m} \quad ; \quad q_{DW.int} = 2,25 \text{ kN/m}$$

Solicitaciones máximas

	Viga ext.	Viga int.	
M (kN·m)	178,71	236,53	En centro luz
V (kN)	23,14	30,62	En h/2

e) Sobrecarga peatonal

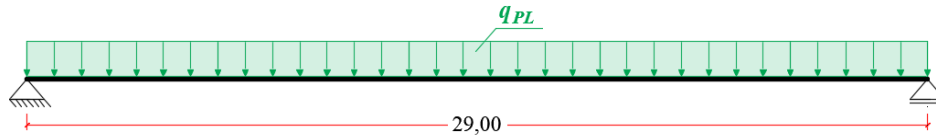
Se aplicará solo para la viga exterior:

Ancho libre de acera $\rightarrow a_L = 0,80 \text{ m}$

$PL = 3,6 \text{ kN/m}^2$

$$q_{PL.ext} = PL \cdot a_L$$

$$q_{PL.ext} = 2,88 \text{ kN/m}$$



Solicitaciones máximas

	Viga ext.	
M (kN·m)	302,76	En centro luz
V (kN)	39,20	En h/2

f) Sobrecarga vehicular de diseño

Camión de diseño

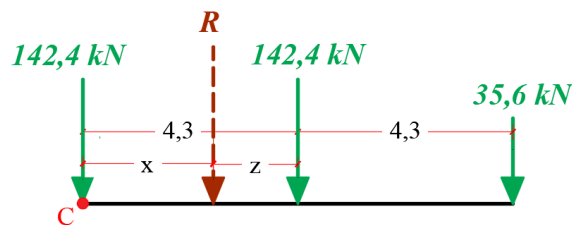
En el **Art. 3.6.1.2.2**, nos dice que se deberá considerar el incremento por carga dinámica y la separación entre los dos ejes de $32 \text{ kip} = 142,4 \text{ kN}$ se deberá variar entre 4.3 y 9 metros, para producir las sollicitaciones extremas. Para el caso de momento flector y cortantes máximos se tiene que la separación entre ejes es de 4.3 metros.

Solicitaciones máximas

• Momento

Teorema de Barré:

Ubicamos la resultante de los ejes del camión, tomando momentos en el punto C:



$$R = 142,4 \cdot 2 + 35,6 = 320,40 \text{ kN}$$

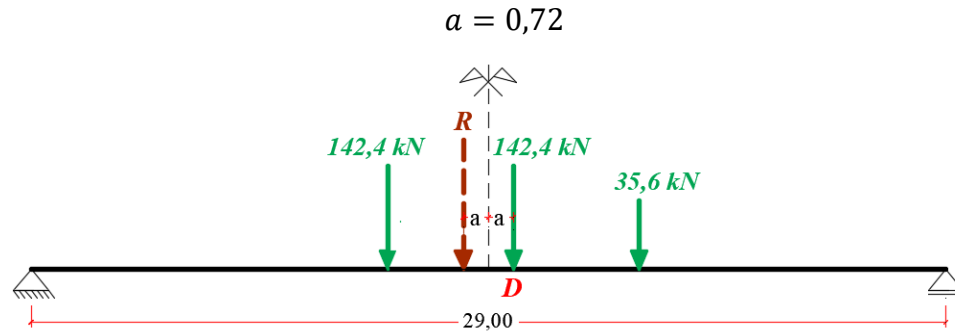
$$x = \frac{142,4 \cdot 4,3 + 35,6 \cdot 8,6}{R}$$

$$x = 2,87$$

$$z = 4,3 - 2,87 = 1,43 \text{ m}$$

Luego la distancia “z” metros se dispone en partes iguales con respecto al centro luz

para tener en la sección de la viga el máximo momento por carga viva, representado por el punto D.



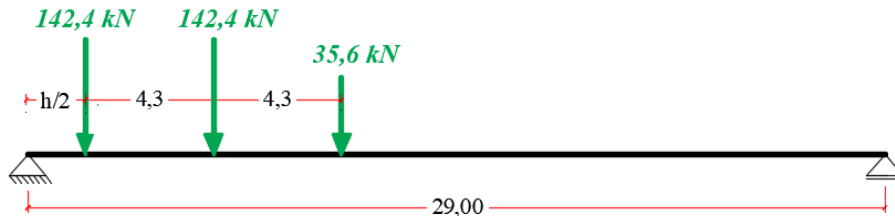
Momento en el punto D más el incremento por carga dinámica (33%), se tiene:

$$M_{LL+IM} = 2428,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A pesar de que no es concomitante con las demás solicitaciones ya que se producen en centro luz, se sumara así para tener la mayor sollicitación.

- **Cortante**

Posición de la carga de camión para obtener el máximo cortante:

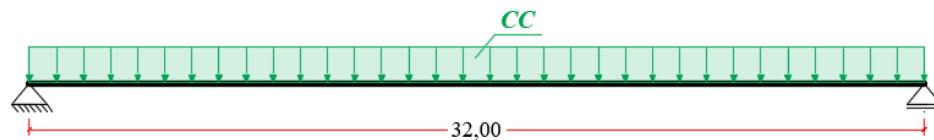


Cortante en $h/2$ más el incremento por carga dinámica (33%), se tiene:

$$V_{LL} = 370,92 \text{ kN}$$

Carga de carril de diseño

En el **Art. 3.6.1.2.4**, nos dice que la carga de carril de diseño no debe estar sujeto al incremento por carga dinámica y el valor para el diseño es: $CC = 9,34 \text{ kN/m}$



Solicitaciones máximas

M (kN·m)	981,87	En centro luz
V (kN)	127,03	En $h/2$

Aplicando los factores de distribución a las solicitaciones máximas del camión de diseño y la carga de carril, se tiene:

Resumen de factores de distribución:

Momento		Corte	
$g_{m,ext}$	$g_{m,int}$	$g_{v,ext}$	$g_{v,int}$
0,690	0,620	0,725	0,757

Resumen de solicitaciones de la sobrecarga vehicular:

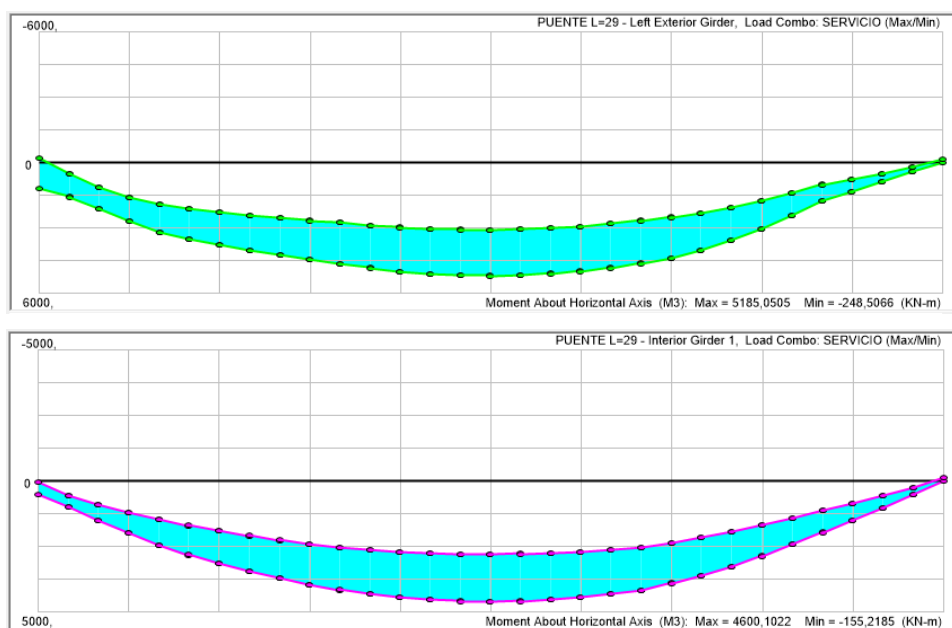
	Momento (kN·m)		Cortante (kN)	
	Viga ext.	Viga int.	Viga ext.	Viga int.
Camión de diseño	1675,60	1505,61	268,92	280,79
Carga de carril	677,49	608,76	92,16	96,16
Total	2353,09	2114,37	361,08	376,95

4. Análisis estructural en CSI Bridge

Realizado el modelamiento del puente y la asignación de cargas, se obtiene las siguientes solicitaciones:

a) Momento

Figura 3.26 Diagrama de momentos flectores



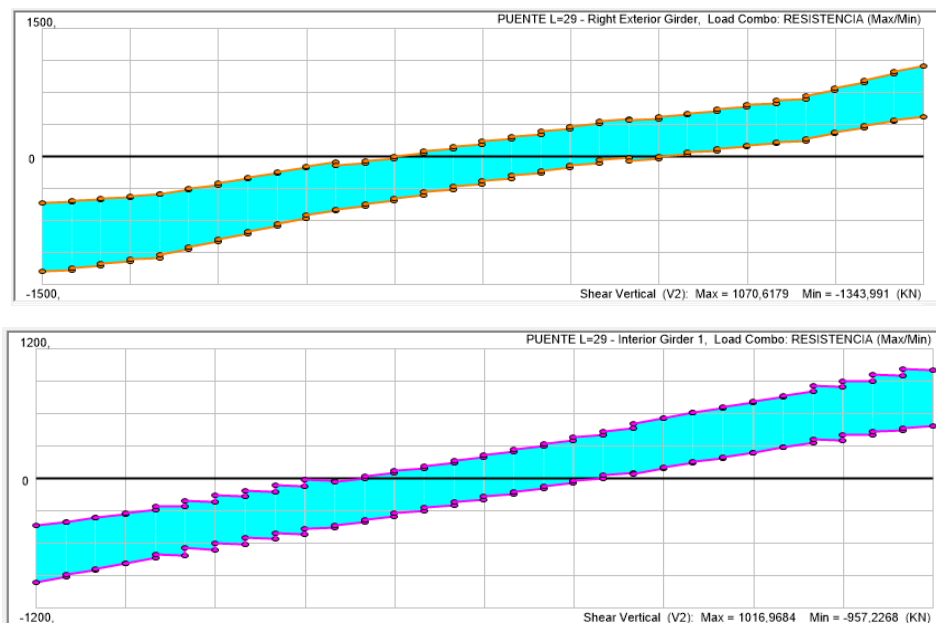
Fuente: CSiBridge v24.0.0

Momentos (kN·m) en centro luz:

	Viga ext. Izq.	Viga int. 1	Viga int. 2	Viga ext. Der.
Baranda	43,59	35,70	34,95	40,92
DC (Vereda, bordillo, losa, vigas, diafragmas)	2621,63	2390,52	2323,94	2430,48
DW	218,10	201,94	196,29	201,92
PL	197,12	162,53	158,40	184,62
LL+IM	2113,65	1817,03	1768,10	1970,80

b) Cortante

Figura 3.27 Diagrama de cortantes



Fuente: CSiBridge v24.0.0

Cortantes (kN) en h/2:

	Viga ext. Izq.	Viga int. 1	Viga int. 2	Viga ext. Der.
Baranda	8,07	3,06	2,48	9,04
DC (Vereda, bordillo, losa, vigas, diafragmas)	357,23	320,61	308,64	380,39
DW	28,57	27,30	27,16	31,16
Peatonal	34,06	15,05	12,90	38,52
LL+IM	362,59	278,62	311,48	410,78

5. Armadura Activa

Determinación de la Fuerza de Pretensado

a) Propiedades geométricas

Sección bruta			Sección homog. y compuesta		
$A_0 =$	0,5548	m ²	$A_\infty =$	0,8810	m ²
$I_0 =$	0,1821	m ⁴	$I_\infty =$	0,3646	m ⁴
$C_{10} =$	0,8262	m	$C_{1\infty} =$	0,7034	m
$C_{20} =$	0,7738	m	$C_{2\infty} =$	1,0766	m
$e_0 =$	0,5438	m	$e_\infty =$	0,8466	m

b) Propiedades de los materiales

Resistencia característica del hormigón a los 28 días $\rightarrow f'_c = 35 \text{ MPa}$

Resistencia del hormigón en el día del tesado, normalmente se tesa a los 7 días después del hormigonado, cuando se ha adquirido el 70% de resistencia.

$$f'_{ci} = 0,7 \cdot f'_c = 24,50 \text{ MPa}$$

Resistencia a la tracción del acero pretensado $\rightarrow f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

c) Solicitaciones máximas

Momentos en centro luz:

Momento en $t = 0$

$$M_0 = M_{DC,viga} = 1383,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento en $t = \infty$

Para el estado límite de Servicio I:

$$M_U = M_{DC} + M_{DW} + M_{PL} + M_{LL+IM}$$

Tabla 3.6 Momentos en la viga por ambos métodos

Descripción	Cálculo manual		Cálculo en CSI Bridge	
	Viga ext.	Viga int.	Viga ext.	Viga int.
DC (Acc. Del tablero, losa, vigas y diafragmas)	2643,58	2299,81	2656,18	2418,60
DW	178,71	236,56	218,10	201,94
PL	302,76	0,00	197,12	162,53
LL+IM	2353,09	2114,37	2113,65	1817,03
$M_U \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	5478,14	4650,71	5185,05	4600,10

Fuente: Elaboración propia

Para un mayor margen de seguridad, se toma el momento más crítico para uniformizar el diseño, el cual corresponde al momento de la viga exterior calculado manualmente:

$$M_{\infty} = 5478,14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

d) Esfuerzos admisibles

Para tiempo inicial $t = 0$

Fibra superior:

$$f_{ti} = 0,25 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_{ci}} \quad (\text{Tabla 5.9.2.3.1b-1})$$

siendo $\lambda = 1$ (concreto de peso normal) **(Art. 5.4.2.8)**

$$f_{ti} = 1,24 \text{ MPa} \quad (\text{tracción})$$

Fibra inferior:

$$f_{ci} = 0,65 \cdot f'_{ci} \quad (\text{Art. 5.9.2.3.1a})$$

$$f_{ci} = -15,93 \text{ MPa} \quad (\text{compresión})$$

Para tiempo infinito $t = \infty$

Fibra superior:

$$f_{cs} = 0,60 \cdot \phi_w \cdot f'_c \quad (\text{Tabla 5.9.2.3.2a-1})$$

De acuerdo al **Art. 5.9.2.3.2a:**

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{125 \text{ cm}}{11,25 \text{ cm}} = 11,11 \leq 15 \quad ; \quad \frac{h_w}{t_w} = \frac{113,75 \text{ cm}}{18 \text{ cm}} = 6,32 \leq 15$$

El factor de reducción ϕ_w se toma igual a 1,0

$$f_{cs} = -21,00 \text{ MPa} \quad (\text{compresión})$$

Fibra inferior:

$$f_{ts} = 0,5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tabla 5.9.2.3.2b-1})$$

$$f_{ts} = 2,96 \text{ MPa} \quad (\text{tracción})$$

e) Eficiencia de la fuerza de pretensado

Se asumirá una pérdida de pretensado del 20%, por lo tanto la eficiencia de la fuerza de pretensado es:

$$n = 0,80$$

f) Inecuaciones de condición

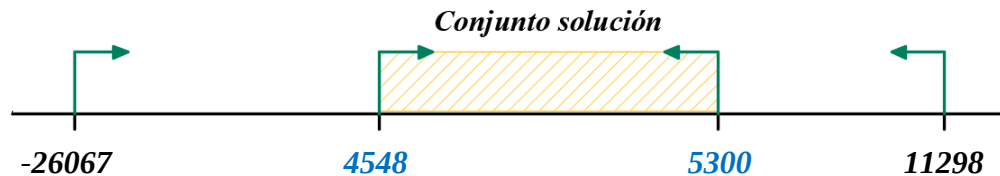
En $t = 0$

$$P_o \leq \frac{\left(f_{ti} + \frac{M_o \cdot C_{10}}{I_o}\right)}{\left(\frac{e_o \cdot C_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}\right)} = 11298 \text{ kN} \quad ; \quad P_o \leq \frac{\left(-f_{ci} + \frac{M_o \cdot C_{20}}{I_o}\right)}{\left(\frac{e_o \cdot C_{20}}{I_o} + \frac{1}{A_o}\right)} = 5300 \text{ kN}$$

En $t = \infty$

$$P_o \geq \frac{\left(f_{cs} + \frac{M_T * C_{10}}{I_{\infty}}\right)}{n * \left(\frac{e_o * C_{10}}{I_{\infty}} - \frac{1}{A_{\infty}}\right)} = -26067 \text{ kN} \quad ; \quad P_o \geq \frac{\left(-f_{ts} + \frac{M_T * C_{20}}{I_{\infty}}\right)}{n * \left(\frac{e_o * C_{20}}{I_{\infty}} + \frac{1}{A_{\infty}}\right)} = 4548 \text{ kN}$$

Gráfico del rango de valores para definir la fuerza de pretensado:



g) Número de torones

Diámetro nominal = 0,5"

Límite de tensión:

Área de torón = 0,987 cm²

$$f_{pu} \leq 0,74 \cdot f_{pu} = 1376,40 \text{ MPa}$$

$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ (Grado 270)

$$N^{\circ}_{\text{Torones}} = \frac{P_o}{0,74 \cdot f_{pu} \cdot A_T}$$

Límite de N° de torones:

Pmin =	4548	kN	Nmin =	33,50
Pmax =	5300	kN	Nmax =	39,00

El anclaje MTC elegido tesa los siguientes números de torones:

Número de torones	8	9	10	12	15
Fuerza que tesan (kN)	1086,81	1222,66	1358,51	1630,21	2037,76

Se determina el valor inicial de manera que se cumpla con una fuerza a la que no afecten de manera drástica las verdaderas pérdidas de pretensado.

Se define usar:

36 torones

Disponiendo:

3 vainas en cada viga con 12 torones en cada vaina

Fuerza de pretensado:

$$P_o = 4890,62 \text{ kN}$$

Definición de la trayectoria del cable

a) Conjunto solución de excentricidades

Se hará uso de las siguientes inecuaciones:

Para $t = 0$

$$e_{(x)} \leq \frac{f_{ti} \cdot I_0}{P_0 C_{10}} + \frac{I_0}{A_0 C_{10}} + \frac{M_{0(x)}}{P_0} \quad ; \quad e_{(x)} \leq -\frac{f_{ci} \cdot I_0}{P_0 C_{20}} - \frac{I_0}{A_0 C_{20}} + \frac{M_{0(x)}}{P_0}$$

Para $t = \infty$

$$e_{(x)} \geq \frac{f_{cs} \cdot I_\infty}{n * P_i C_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{A_\infty C_{1\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{n * P_i} \quad ; \quad e_{(x)} \geq -\frac{f_{ts} \cdot I_\infty}{n * P_i C_{2\infty}} - \frac{I_\infty}{A_\infty C_{2\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{n * P_i}$$

Tabla 3.7 Excentricidades permisibles a diferentes longitudes de la viga

Distancia		t = 0			t = ∞		
Nº	x (m)	Mo (x) (kN*m)	e1 (x) (m)	e2 (x) (m)	Mt (x) (kN*m)	e1 (x) (m)	e2 (x) (m)
0·L	0,00	0,00	-0,45	-0,34	0,00	2,19	0,64
0,1·L	2,90	504,45	-0,56	-0,45	1793,28	1,73	0,18
0,2·L	5,80	888,84	-0,63	-0,52	3276,47	1,35	-0,20
0,3·L	8,70	1163,40	-0,69	-0,58	4460,83	1,05	-0,50
0,4·L	11,60	1328,13	-0,72	-0,61	5249,96	0,85	-0,70
0,5·L	14,50	1383,05	-0,74	-0,62	5478,14	0,79	-0,76
0,6·L	17,40	1328,13	-0,72	-0,61	5249,96	0,85	-0,70
0,7·L	20,30	1163,40	-0,69	-0,58	4460,83	1,05	-0,50
0,8·L	23,20	888,84	-0,63	-0,52	3276,47	1,35	-0,20
0,9·L	26,10	504,45	-0,56	-0,45	1793,28	1,73	0,18
1·L	29,00	0,00	-0,45	-0,34	0,00	2,19	0,64

Fuente: Elaboración propia

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

$$y = e + c_2$$

Tabla 3.8 Alturas con respecto a la fibra inferior de la viga

Nª	x (m)	Y1 (m)	Y2 (m)	Y3 (m)	Y4 (m)	Recub. mec. (m)	h viga (m)	h viga + losa (m)
0·L	0,00	0,32	0,43	3,27	1,72	0,23	1,6	1,78
0,1·L	2,90	0,22	0,33	2,81	1,26	0,23	1,6	1,78
0,2·L	5,80	0,14	0,25	2,43	0,88	0,23	1,6	1,78

0,3·L	8,70	0,08	0,19	2,13	0,58	0,23	1,6	1,78
0,4·L	11,60	0,05	0,16	1,93	0,37	0,23	1,6	1,78
0,5·L	14,50	0,04	0,15	1,87	0,32	0,23	1,6	1,78
0,6·L	17,40	0,05	0,16	1,93	0,37	0,23	1,6	1,78
0,7·L	20,30	0,08	0,19	2,13	0,58	0,23	1,6	1,78
0,8·L	23,20	0,14	0,25	2,43	0,88	0,23	1,6	1,78
0,9·L	26,10	0,22	0,33	2,81	1,26	0,23	1,6	1,78
1·L	29,00	0,32	0,43	3,27	1,72	0,23	1,6	1,78

Fuente: Elaboración propia

b) Trayectoria del cable

Ecuación de la trayectoria del cable (centro de presiones):

$$y = ax^2 + bx + c$$

Coordenadas conocidas:

X (m)	0	14,50	29,00
Y (m)	0,85	0,23	0,85

$$\begin{bmatrix} 0,85 \\ 0,23 \\ 0,85 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & A & + & 0 & B & + & C \\ 210 & A & + & 14,5 & B & + & C \\ 841 & A & + & 29 & B & + & C \end{bmatrix}$$

Solución:

$$A = 0,00295 \quad ; \quad B = -0,0855 \quad ; \quad C = 0,850$$

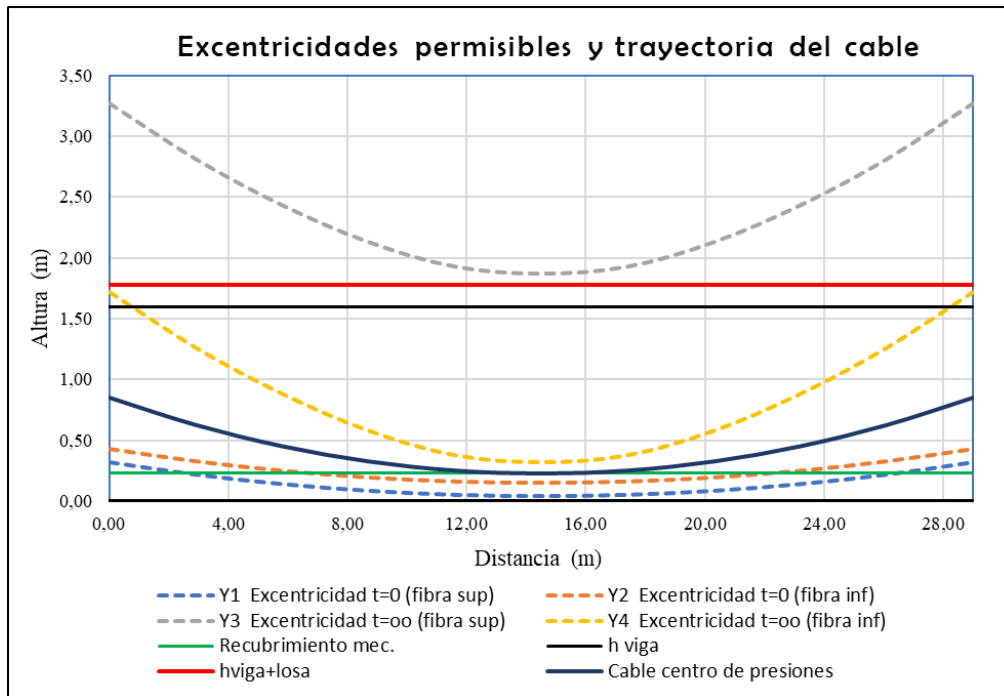
Quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$y = 0,00295x^2 - 0,0855x + 0,850$$

Coordenadas del cable:

Nº	x (m)	Y (m)	Y (cm)
0·L	0,00	0,85	85,00
0,1·L	2,90	0,63	62,68
0,2·L	5,80	0,45	45,32
0,3·L	8,70	0,33	32,92
0,4·L	11,60	0,25	25,48
0,5·L	14,50	0,23	23,00
0,6·L	17,40	0,25	25,48
0,7·L	20,30	0,33	32,92
0,8·L	23,20	0,45	45,32
0,9·L	26,10	0,63	62,68
1·L	29,00	0,85	85,00

Figura 3.28 Grafica de trayectorias de excentricidades y del cable



Fuente: Elaboración propia

Ecuación de los cables:

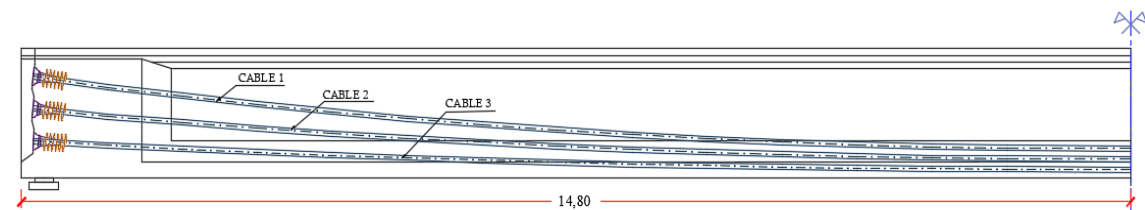
Realizando el mismo procedimiento para hallar la ecuación del cable (centro de presiones), se tiene:

$$\text{Cable 1} \quad y = 0,00166x^2 - 0,0483x + 0,450$$

$$\text{Cable 2} \quad y = 0,00295x^2 - 0,0855x + 0,850$$

$$\text{Cable 3} \quad y = 0,00423x^2 - 0,1228x + 1,250$$

Figura 3.29 Trayectoria de los cables



COORDENADAS DE LOS CABLES															
ABCISA x (m)	0,15	1,15	2,15	3,15	4,15	5,15	6,15	7,15	8,15	9,15	10,15	11,15	12,15	13,15	14,8
CABLE 1	1,250	1,114	1,006	0,905	0,813	0,730	0,655	0,589	0,531	0,481	0,440	0,408	0,383	0,368	0,360
CABLE 2	0,850	0,756	0,680	0,610	0,546	0,488	0,436	0,389	0,349	0,314	0,286	0,263	0,246	0,235	0,230
CABLE 3	0,450	0,397	0,354	0,314	0,278	0,246	0,216	0,190	0,167	0,148	0,132	0,119	0,109	0,103	0,100

Fuente: Elaboración propia

Forma de tesado

El tesado de los cables se realizará de un solo lado y en etapas, ya que el tesado progresivo permite un control gradual y seguro de la fuerza de tesado y así reducir riesgos de fisuración y daños en anclajes.

Estimación de las Pérdidas de Pretensado

a) Pérdidas Instantáneas

❖ Pérdida por fricción

La normativa indica en el **Art. 5.9.3.2.2b** que para construcciones postesadas, las pérdidas de fricción se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.3.2.2b-1)$$

Donde:

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

Fuerza de pretensado $\rightarrow P_{pj} = 4890,62 \text{ kN}$

Nº de torones = 36

Área de 1 torón = $0,987 \text{ cm}^2$

Área total de torones $\rightarrow A_p = 35,53 \text{ cm}^2$

$$f_{pj} = \frac{P_{pj}}{A_p} \rightarrow f_{pj} = 1376,40 \text{ MPa}$$

$K = 0,0015 \text{ 1/m}$ Coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado

$\mu = 0,20$ Coeficiente de fricción

x = Longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado.

α = Cambio angular total de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto bajo en consideración (radianes).

Los coeficientes k y μ fueron sacados del catálogo de Protende.

Variación angular:

A partir de la ecuación del cable:

$$y = 0,00295x^2 - 0,0855x + 0,850$$

Derivando para hallar la pendiente se tiene:

$$dy/dx = 0,0059x - 0,0855$$

Ángulos del cable:

x (m)	dy/dx	α (rad)	α
0,00	-0,0855	-0,0853	0,0000
7,25	-0,0428	-0,0427	0,0426
14,50	0,0000	0,0000	0,0853
21,75	0,0428	0,0427	0,1280
29,00	0,0855	0,0853	0,1706

Se verifica que el esfuerzo del cable no sea mayor al esfuerzo máximo permitido por la norma:

$$f_{pj} < 0,8 \cdot f_{pu}$$

$$1376,40 < 1488,00 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

Tabla 3.9 Esfuerzos resultantes luego de la pérdida por fricción

x (m)	Esf. después de fricción (MPa)	Δf_{pF} (MPa)	Perdida en %
0,00	1376,40	0,00	0,00
8,00	1349,97	26,43	1,92
16,00	1324,00	52,40	3,81
24,00	1298,54	77,86	5,66
32,00	1273,60	102,80	7,47

Fuente: Elaboración propia

Perdida por fricción en centro luz:

$$\Delta f_{pF} = 54,16 \text{ MPa} \quad (3,81 \%)$$

❖ **Perdida por acunamiento**

Se verifica si la longitud de acunamiento " l " llega a centro luz o no.

Datos:

$$a = 0,006 \text{ m}$$

Cantidad de deslizamiento

$$E_p = 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero pretensado)

$$L/2 = l = 14,50 \text{ m}$$

Distancia centro luz

$$\Delta f_{pF} = 52,40 \text{ MPa}$$

Perdida de esfuerzo por fricción en centro luz

$$l' = \sqrt{\frac{a * E_p * l}{\Delta f_{pF}}} \rightarrow l' = 18,22 \text{ m}$$

Se tiene el **Caso 2**: Cuando la cuña de anclaje pasa de centro luz pero es menor que la longitud total de la viga, es decir: $L/2 \leq l' \leq L$.

Entonces:

$$\Delta f_{pA} = \frac{2 * a * E_p}{l'} * \left(1 - \frac{x}{l'}\right)$$

$$\Delta f_{pA} = 26,91 \text{ MPa} \quad (1,95 \%)$$

❖ **Perdida por acortamiento elástico**

La normativa indica en el **Art. 5.9.3.2.3b** que en los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \cdot \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \quad (5.9.3.2.3b-1)$$

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

$$f_{cgp} = \left| -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i * e^2}{I_c} \right| - \left| \frac{M_0 * e}{I_c} \right|$$

Datos:

$P_i =$	4608,84	kN	Fuerza de pretensado inicial
$A_c =$	0,5548	m ²	Área de la sección en t=0
$I_c =$	0,1821	m ⁴	Inercia de la sección en t=0
$e =$	0,5438	m	Excentricidad en t=0
$M_0 =$	1383,05	kN·m	Momento en t=0
$E_{ci} =$	23264	MPa	Módulo de elasticidad del H° en el día del tesado
$E_p =$	200000	MPa	Módulo de elasticidad del acero de pretensado

$$f_{cgp} = 11,66 \text{ MPa}$$

$N = 3$ Número de tendones de pretensado idénticos

$$\Delta f_{pES} = 33,42 \text{ MPa} \quad (2,43 \%)$$

b) Perdidas Diferidas

❖ **Perdidas: Tiempo de transferencia al tiempo de colocación de la losa**

Perdida por contracción (Art. 5.9.3.4.2a)

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} \cdot E_p \cdot K_{id} \quad (5.9.3.4.2a-1)$$

Donde:

K_{id} = Coeficiente de seccion transformado que tiene en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero adherido en la seccion para el periodo de tiempo entre la transferencia y la colocación de la losa

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot \frac{A_{ps}}{A_g} \cdot \left(1 + \frac{A_g \cdot e_{pg}^2}{I_g}\right) \cdot [1 + 0,7 \cdot \psi_b(t_d, t_i)]} \quad (5.9.3.4.2a-2)$$

Datos:

$A_{ps} =$	0,0036	m ²	Área del acero de pretensado
$A_g =$	0,5548	m ²	Área de la sección en t=0
$I_g =$	0,1821	m ⁴	Inercia de la sección en t=0
$e_{pg} =$	0,5438	m	Excentricidad máxima en t=0
$E_{ci} =$	23264	MPa	Módulo de elasticidad del H° en el día del tesado
$E_p =$	200000	MPa	Módulo de elasticidad del acero de pretensado

$\psi_b(t_f, t_i)$ = Coeficiente de fluencia de la viga en el tiempo final debido a la carga introducida en la transferencia.

$$\psi_b(t_d, t_i) = 1,9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot t_i^{-0,118} \quad (5.4.2.3.2-1)$$

k_s = factor para el efecto de la relación volumen-superficie del componente

P =	5,427	m	Perímetro de la sección bruta
V/S =	A_g/P		Relación área/perímetro
V/S =	0,102 m	= 4,024 in	

$$k_s = 1,45 - 0,13(V/S) \geq 1,0 \rightarrow k_s = 0,93 = 1,00$$

k_{hc} = factor de humedad para la fluencia

H = 70% Humedad relativa ambiental promedio anual

$$k_{hc} = 1,56 - 0,008 \cdot H \rightarrow k_{hc} = 1,00$$

k_f = factor para el efecto de la resistencia del concreto

$f'_{ci} = 24,50$ MPa = 3,55 ksi Resistencia carac. del H° en el día que se tesa

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}} \rightarrow k_f = 1,0981$$

k_{td} = factor de desarrollo temporal

t = edad del concreto entre el momento del final del curado y el momento que se considera para el análisis de los efectos de fluencia o retracción

Considerando el final del curado a los 7 días y el tiempo de colocación de la losa de 25 días:

$$t = 25 - 7 = 23 \text{ días}$$

$$k_{td} = \frac{t}{12 \cdot \left(\frac{100 - 4 \cdot f_{ci}'}{f_{ci}' + 20} \right) + t} \rightarrow k_{td} = 0,2917$$

t_i = edad del concreto en el momento de la transferencia

$$t_i = 7 \text{ días}$$

Se tiene:

$$\psi_b(t_d, t_i) = 0,4837$$

Entonces:

$$K_{id} = 0,7767$$

ε_{bid} = deformación por contracción del hormigón de la viga entre el tiempo de transferencia y la colocación de la losa

$$\varepsilon_{bdf} = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot 0,48 \times 10^{-3} \quad (5.4.2.3.3-1)$$

k_{hs} = factor de humedad para la contracción

$$k_{hs} = 2,00 - 0,014 \cdot H \rightarrow k_{hs} = 1,02$$

Entonces:

$$\varepsilon_{bid} = 0,157 \times 10^{-3}$$

Perdida por contracción:

$$\Delta f_{pSR} = 24,36 \text{ MPa} \quad (1,77 \%)$$

Perdida por fluencia lenta del hormigón (Art. 5.9.3.4.2b)

La pérdida de pretensado debido a la fluencia del hormigón de la viga entre el momento de la transferencia y la colocación de la losa, se determinará como:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \cdot \psi_b(t_d, t_i) \cdot K_{id} \quad (5.9.3.4.2b-1)$$

$$\Delta f_{pCR} = 37,67 \text{ MPa} \quad (2,74 \%)$$

Perdida por relajación del acero (Art. 5.9.3.4.2c)

La pérdida de pretensado debido a la relajación del acero de pretensado entre el momento de la transferencia y la colocación de la losa, se determinará como:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \cdot \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (5.9.3.4.2c-1)$$

$$f_{py} = 0,9 \cdot f_{pu} = 1674 \text{ MPa}$$

f_{pt} = tensión en los torones inmediatamente después de la transferencia

$$f_{pt} = f_{pj} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pES} \geq 0,55 f_{py}$$

$$f_{pt} = 1263,68 \geq 920,70 \text{ MPa} \quad \text{ok!}$$

$K_L = 30$ factor que tiene en cuenta el tipo de acero (para torones de baja relajación)

$$\Delta f_{pR1} = 8,63 \text{ MPa} \quad (0,63 \%)$$

❖ **Perdidas: Tiempo de colocación de la losa al tiempo final**

Perdida por contracción (Art. 5.9.3.4.3a)

La pérdida de pretensado debido a la contracción del hormigón de la viga entre el momento de la transferencia y la colocación de la losa, se determinará como:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} \cdot E_p \cdot K_{df} \quad (5.9.3.4.3a-1)$$

Donde:

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot \frac{A_{ps}}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot e_{pc}^2}{I_c}\right) \cdot [1 + 0,7 \cdot \psi_b(t_f, t_i)]} \quad (5.9.3.4.3a-2)$$

Datos:

$A_{ps} =$	0,0036	m ²	Área del acero de pretensado
$A_c =$	0,8810	m ²	Área de la sección en $t=\infty$
$I_c =$	0,3643	m ⁴	Inercia de la sección en $t=\infty$
$e_{pc} =$	0,8466	m	Excentricidad máxima en $t=\infty$

$$\psi_b(t_f, t_i) = 1,9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot t_d^{-0,118} \quad (5.4.2.3.2-1)$$

$P = 7,368 \text{ m}$ Perímetro de la sección compuesta

$V/S = A_g/P$ Relación área/perímetro

$V/S = 0,120 \text{ m} = 4,708 \text{ in}$

$$k_s = 1,45 - 0,13(V/S) \geq 1,0 \rightarrow k_s = 0,95 = 1,00$$

$$k_{hc} = 1,56 - 0,008 \cdot H \rightarrow k_{hc} = 1,00$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f_{ci}'} \rightarrow k_f = 1,0981$$

k_{td} = factor de desarrollo temporal

t = edad del concreto entre el momento del final del curado y el momento que se considera para el análisis de los efectos de fluencia o retracción

Considerando el final del curado a los 7 días y el tiempo final de vida útil a los 75 años:
 $t = 27375 - 7 = 27368$ días

$$k_{td} = \frac{t}{12 \cdot \left(\frac{100 - 4 \cdot f_{ci}'}{f_{ci}' + 20} \right) + t} \rightarrow k_{td} = 0,9984$$

$$t_i = 7 \text{ días}$$

Se tiene:

$$\psi_b(t_f, t_i) = 1,6557$$

Entonces:

$$K_{df} = 0,7384$$

ε_{bdf} = deformación por contracción del hormigón de la viga entre el tiempo de transferencia y la colocación de la losa

$$\varepsilon_{bdf} = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot 0,48 \times 10^{-3} \quad (5.4.2.3.3-1)$$

k_{hs} = factor de humedad para la contracción

$$k_{hs} = 2,00 - 0,014 \cdot H \rightarrow k_{hs} = 1,02$$

Entonces:

$$\varepsilon_{bdf} = 0,537 \times 10^{-3}$$

Perdida por contracción:

$$\Delta f_{pSD} = 79,27 \text{ MPa} \quad (5,76 \%)$$

Perdida por fluencia lenta del hormigón (Art. 5.9.3.4.3b)

La pérdida de pretensado debido a la fluencia del hormigón de la viga entre el momento de la colocación de la losa y el tiempo final se determinará como:

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} [\psi_b(t_f, t_i) - \psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \cdot \Delta f_{cd} \cdot \psi_b(t_f, t_d) K_{df}$$

Donde:

Δf_{cd} = cambio en la tensión del concreto en el centroide de los torones debido a las pérdidas a largo plazo entre la transferencia y la colocación de la losa, combinado con el peso de la losa y las cargas superpuestas.

$$\Delta f_{cd} = \left| M_{ds} * \frac{e_{pc}}{I_c} \right| \cdot (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}) \% \quad ; \quad M_{ds} = M_D + \% M_{LS}$$

$$M_D = M_{DC} + M_{diaf} + M_{DW} = 1439,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LS} = M_{LL} + M_{CC} = 2353,09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ds} = M_D + 0,15 \cdot M_{LS} = 1792,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta f_{cd} = 3,79 \text{ MPa}$$

Considerando la colocación de la losa a los 25 días y el tiempo final de vida útil a los 75 años: $t = 27375 - 25 = 27350$ días

$$\psi_b(t_f, t_d) = 1,4247$$

$E_c = 27806 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del H° a los 28 días

$$\Delta f_{pCD} = 65,09 \text{ MPa} \quad (4,73 \%)$$

Perdida por relajación del acero (Art. 5.9.3.4.3c)

La pérdida de pretensado debido a la relajación del acero de pretensado entre el momento de la colocación de la losa y el tiempo final se determinará como:

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1}$$

$$\Delta f_{pR2} = 8,63 \text{ MPa} \quad (0,63 \%)$$

Ganancia debido a la retracción de la losa (Art. 5.9.3.4.3d)

La ganancia de pretensado debido a la retracción del tablero en la seccion compuesta, se determinará como:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \cdot \Delta f_{cdf} \cdot K_{df} \cdot [1 + 0,7 \cdot \psi_b(t_f, t_d)] \quad (5.9.3.4.3d-1)$$

Donde:

Δf_{cdf} = Variación de la tensión del hormigón calculada en el centroide de los tendones de pretensado debido a la retracción del hormigón del tablero.

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{daf} \cdot A_d \cdot E_{cd}}{[1 + 0,7 \cdot \psi_d(t_f, t_d)]} \cdot \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} \cdot e_d}{I_c} \right) \quad (5.9.3.4.3d-2)$$

Datos:

$A_d =$	0,3600	m ²	Área del tablero
$E_{cd} =$	23500	MPa	Módulo de elasticidad del hormigón del tablero
$e_d =$	0,6134	m	Excentricidad del tablero respecto al centroide de la sección compuesta
$e_{pc} =$	0,8466	m	Excentricidad máxima en $t=\infty$

$$A_c = 0,8810 \text{ m}^2 \quad \text{Área de la sección en } t=\infty$$

$$I_c = 0,3643 \text{ m}^4 \quad \text{Inercia de la sección en } t=\infty$$

$\psi_b(t_f, t_i)$ = Coeficiente de fluencia del hormigón del tablero para el tiempo final, debido a la carga aplicada rápidamente tras la colocación del tablero. Es decir, barreras, barandas, pavimentos, el etc.

$$\psi_d(t_f, t_d) = 1,9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot t_d^{-0,118} \quad (5.4.2.3.2-1)$$

$$P = 3,741 \text{ m} \quad \text{Perímetro de la losa}$$

$$V/S = A_d/P \quad \text{Relación área/perímetro}$$

$$V/S = 0,096 \text{ m} = 3,789 \text{ in}$$

$$k_s = 1,45 - 0,13(V/S) \geq 1,0 \rightarrow k_s = 0,957 = 1,00$$

$$k_{hc} = 1,56 - 0,008 \cdot H \rightarrow k_{hc} = 1,00$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_c} \rightarrow k_f = 1,0809$$

k_{td} = factor de desarrollo temporal

t = edad del concreto entre el momento del final del curado y el momento que se considera para el análisis de los efectos de fluencia o retracción

Considerando la colocación de la losa a los 25 días y el tiempo final de vida útil a los 75 años: $t = 27375 - 25 = 27350$ días

$$k_{td} = \frac{t}{12 \cdot \left(\frac{100 - 4 \cdot f'_{ci}}{f'_{ci} + 20} \right) + t} \rightarrow k_{td} = 0,9984$$

$$t_d = 25 \text{ días}$$

Se tiene:

$$\psi_d(t_f, t_d) = 1,4024$$

ε_{ddf} = deformación por retracción del hormigón del tablero entre el tiempo de su colocación y el tiempo final.

$$\varepsilon_{ddf} = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td} \cdot 0,48 \times 10^{-3} \quad (5.4.2.3.3-1)$$

k_{hs} = factor de humedad para la contracción

$$k_{hs} = 2,00 - 0,014 \cdot H \rightarrow k_{hs} = 1,02$$

Entonces:

$$\varepsilon_{ddf} = 0,528 \times 10^{-3}$$

Se tiene:

$$\Delta f_{cdf} = -1,24 \text{ MPa}$$

Con:

$$K_{df} = 0,7384 \quad ; \quad \psi_b(t_f, t_d) = 1,4247$$

Ganancia debido a la retracción de la losa:

$$\Delta f_{pSD} = -13,20 \text{ MPa} \quad (-0,96 \%)$$

c) Resumen de pérdidas

Tabla 3.10 Pérdidas de pretensado en centro luz

Pérdidas Instantáneas			
Descripción		MPa	%
Antes del hormigonado de la losa	Pérdida por fricción	52,40	3,81
	Pérdida por acunamiento	26,91	1,95
	Pérdida por acortamiento elástico	33,42	2,43
TOTAL		112,72	8,19
Pérdidas diferidas			
Antes del hormigonado de la losa	Pérdida por contracción del hormigón	24,36	1,77
	Pérdida por fluencia lenta del hormigón	37,67	2,74
	Pérdida por relajación del acero	8,63	0,63
Después del hormigonado de la losa hasta el final de la vida útil	Pérdida por contracción del hormigón	79,27	5,76
	Pérdida por fluencia lenta del hormigón	65,09	4,73
	Pérdida por relajación del acero	8,63	0,63
	Ganancia debido a la retracción de la losa	-13,20	-0,96
TOTAL		210,44	15,29
Pérdida total		323,17	23,48

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, la eficiencia de pretensado es de:

$$n = 0,765$$

Fuerza de pretensado inicial en centro luz:

$$P_i = 4490,09 \text{ kN}$$

Fuerza de pretensado efectiva en centro luz:

$$P_e = 3742,35 \text{ kN}$$

Verificación de esfuerzos

a) Para $t = 0$

En la fibra superior

$$f_{10} = -\frac{M_0 * C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 * e_o * C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$
$$-3,02 \text{ MPa} \leq 1,24 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

En la fibra inferior

$$f_{20} = \frac{M_0 * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 * e_o * C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$
$$-14,24 \text{ MPa} \leq 15,93 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

b) Para $t = \infty$

En la fibra superior

$$f_{1\infty} = -\frac{M_T * C_{1\infty}}{I_\infty} + \frac{n * P_0 * e_\infty * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_0}{A_\infty} \geq f_{cs}$$
$$-8,71 \text{ MPa} \leq -21,00 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

En la fibra inferior

$$f_{2\infty} = \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_0 * e_\infty * C_{2\infty}}{I_\infty} - \frac{n * P_0}{A_\infty} \leq f_{ts}$$
$$2,58 \text{ MPa} \leq 2,96 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

Revisión de deflexión y contraflecha

a) Control de deflexiones en estado límite de servicio

Deflexión admisible:

De acuerdo al **Art. 2.5.2.6.2** de la normativa, la deflexión admisible para carga vehicular y/o peatonales es:

$$\delta_{adm} = \frac{L}{1000}$$

$L = 29,00$ longitud de la viga

$$\delta_{adm} = 0,029 \text{ m}$$

Deflexión debido a cargas permanentes:

$$\delta_d = \frac{5 \cdot M_d \cdot L^2}{48 \cdot E_{ce} \cdot I_\infty}$$

$E_{ce} = 27805,57 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad del H° a los 28 días

$I_{\infty} = 0,3646 \text{ m}^4$ Inercia en $t=\infty$

$$M_d = M_{viga} + M_{DC} + M_{diaf} + M_{DW} = 2822,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\delta_d = 0,024 \text{ m}$$

Deflexión debido a la carga vehicular:

$$\delta_L = \frac{5 \cdot M_{LS} \cdot L^2}{48 \cdot E_{ce} \cdot I_{\infty}}$$

$$M_{LS} = M_{LL+IM} + M_{CC} = 2353,09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\delta_L = 0,020 \text{ m}$$

Contraflecha debido al preesfuerzo:

$$\delta_L = \frac{5 \cdot P_e \cdot e_{\infty} \cdot L^2}{48 \cdot E_{ce} \cdot I_{\infty}}$$

$P_e = 3795,55 \text{ kN}$ Fuerza de pretensado efectiva

$e_{\infty} = 0,8466 \text{ m}$ Excentricidad máxima en $t=\infty$

$$\delta_{pi} = 0,028 \text{ m}$$

Flecha final:

$$\delta_{fi} = \delta_d + \delta_L - \delta_{pi} \rightarrow \delta_{fi} = 0,017 \text{ m}$$

Verificación:

$$\delta_{fi} < \delta_{adm}$$

$$0,017 \text{ m} < 0,029 \text{ m} \text{ Cumple!}$$

6. Armadura Pasiva

Solicitaciones

Se usa los momentos en centro luz más críticos, correspondientes a la viga exterior calculados manualmente:

Descripción	M (kN·m)
DC (Acc. del tablero, losa, viga y diafragmas)	2643,58
DW	178,71
PL	302,76
LL+IM	2353,09

Momento ultimo

Combinación de cargas:

$\eta = 1 \rightarrow$ puente convencional Resistencia I

$$M_U = \eta \cdot [1,25 \cdot M_{DC} + 1,5 \cdot M_{DW} + 1,75 \cdot (M_{PL} + M_{LL+IM})]$$

$$M_U = 8220,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificación por momento ultimo

Una parte del momento último en la sección es resistida por el acero de pretensado.

Para calcular esta resistencia a la flexión se calcula de la siguiente manera:

$$M_U = M_{U1} + M_{U2}$$

Donde:

M_{U1} = Momento que resiste la armadura activa (acero de preesfuerzo)

M_{U2} = Momento que resiste la armadura pasiva

a) Verificación de condicionante:

En el **Art. 5.6.3.1.1**, nos dice que se pueden utilizar la ecuaciones que se muestran a continuación de la tensión media en el acero de pretensado (fps), si:

$$f_{pe} \geq 0,5 \cdot f_{pu}$$

$$1068,21 \text{ MPa} \geq 930 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

Se procede a verificar los momentos en la fibra en tracción, primeramente solo con la armadura de preesfuerzo.

b) Tensión media en el acero de pretensado

Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p}\right) \quad (5.6.3.3.1-1)$$

Donde:

$$k = 2 \cdot \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \quad (5.6.3.3.1-2)$$

$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ Resistencia a la tensión del acero de pretensado

$f_{py} = 1674 \text{ MPa}$ Tensión de fluencia del acero pretensado

$$k = 0,28$$

d_p = distancia desde la fibra en compresión al centroide del tendón de pretensado

$$d_p = c_{1\infty} + e_{\infty} = 1,55 \text{ m}$$

c = distancia desde el eje neutro a la cara de compresión

Para calcular c asumimos un comportamiento rectangular de la sección y luego comprobamos si la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente c , es menor o igual que el espesor de la losa: $h = 18 \text{ cm}$.

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A_s' \cdot f_s'}{\alpha_1 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{Ec. 5.6.3.3.1-4})$$

Donde:

$A_{ps} =$	35,53	cm ²	Área del acero de presfuerzo
$A_s =$	0	cm ²	Área del refuerzo de tensión del acero no presforzado
$A_s' =$	0	cm ²	Área del refuerzo de compresión
$f_c' =$	35	MPa	Resistencia a la compresión del hormigón
$b =$	1,69	m	Ancho del ala comprimida
$\alpha_1 =$	0,85		Factores de bloqueo de tensión (Art. 5.6.2.2)
$\beta_1 =$	0,80		

Entonces:

$$c = 15,95 \text{ cm} \rightarrow f_{ps} = 1806,39 \text{ MPa}$$

Momento que resiste la armadura activa:

$$M_{U1} = \phi \cdot A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) ; \quad a = c \cdot \beta_1$$

Con $\phi = 0,90$ **(Art. 5.5.4.2)** para secciones de concreto postensado de tensión controlada y tendones adheridos:

$$a = 0,128 \text{ m} \rightarrow M_{U1} = 8585,11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verificación:

$$M_{U1} \geq M_U$$

$$8585,11 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 8220,28 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Es suficiente con la armadura de preesforzado para poder resistir el momento último, pero se deberá considerar de disponer armadura mínima de refuerzo.

Armadura mínima

Según el **Art. 5.6.3.3**

a) Momento mínimo 1

$$M_{min1} = \gamma_3 \cdot \left[(\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

$$\text{Módulo de rotura} \rightarrow f_r = 0,63 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} = 3,73 \text{ MPa} \quad (\text{Art. 5.4.2.6})$$

$S_c =$	0,2896	m ³	Modulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta
$S_{nc} =$	0,2204	m ³	Modulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta
$M_{dnc} =$	1260,53	kN·m	Momento total no mayorado debido a la carga permanente de la sección no compuesta
$\gamma_1 =$	1,2		factor de variabilidad del agrietamiento por flexión
$\gamma_2 =$	1,1		factor de variabilidad del presfuerzo
$\gamma_3 =$	1,0		relación de la resistencia de fluencia mínima

Esfuerzo en compresión en el concreto debido solamente a las fuerzas de presforzado efectivas:

$$f_{cpe} = \left| -\frac{P_e}{A_o} - \frac{(P_e \cdot e_o) \cdot c_{20}}{I_o} \right|$$

$$f_{cpe} = 13,81 \text{ MPa}$$

Entonces:

$$M_{min1} = 5297,63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_u$$

$$M_{min2} = 10932,97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 5297,63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c) Verificación:

$$M_{U1} \geq M_{min}$$

$$8585,11 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 5297,63 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Se comprueba que es suficiente con la armadura de presfuerzo para resistir el momento mínimo. Se dispondrá la siguiente armadura constructiva para poder controlar la fisuración y poder amarrar los estribos.

Usar: 4Ø12

7. Armadura de Corte

La verificación a cortante, como se indicó al momento de hallar las solicitaciones máximas, se lo realizará a una distancia $h/2$ del apoyo.

Cortante ultimo

a) Combinación de cargas

$\eta = 1 \rightarrow$ puente convencional Resistencia I

Cortante ultimo:

$$V_U = \eta \cdot [1,25 \cdot V_{DC} + 1,5 \cdot V_{DW} + 1,75 \cdot (V_{PL} + V_{LL+IM})]$$

Tabla 3.11 Cortante en $h/2$ de la viga por ambos métodos

Descripción	Cálculo manual		Cálculo en CSI Bridge	
	Viga ext.	Viga int.	Viga ext.	Viga int.
DC (Acc. Del tablero, losa, vigas y diafragmas)	344,83	298,40	389,43	323,67
DW	23,14	30,62	31,16	27,30
PL	39,20	0	38,52	15,05
LL+IM	361,08	376,96	408,78	300,22
V_U (kN)	1166,24	1078,61	1325,08	956,02

Fuente: Elaboración propia

Para un mayor margen de seguridad, se toma el cortante más crítico para uniformizar el diseño, el cual corresponde al cortante de la viga exterior calculado en CSI Bridge:

$$V_U = 1325,08 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte del hormigón

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v \quad (5.7.3.3-3)$$

Donde:

Peralte de corte efectivo (Art.5.7.2.8)

Datos:

$$d_p = 1,55 \text{ m}$$

$$a = 0,128 \text{ m}$$

$$h = 1,78 \text{ m}$$

$$d_v = d_p - \frac{a}{2} = 1,49 \text{ m}$$

$$\text{No menor que el mayor valor de: } \begin{cases} 0,9 \cdot d_p = 1,40 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 1,28 \text{ m} \end{cases}$$

Entonces:

$$d_v = 1,49 \text{ m}$$

$f'_c = 35 \text{ MPa}$	Resistencia característica del H° a los 28 días
$b_v = 0,18 \text{ m}$	Ancho de alma efectivo
$\beta = 2$	Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción (Art. 5.7.3.4.1)
$\lambda = 1$	Factor de modificación de la densidad del hormigón (Art. 5.4.2.8)

$$V_c = 262,72 \text{ kN}$$

Componente vertical de la fuerza de presforzado

Para encontrar la componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo (V_p), se puede encontrar la pendiente de la fuerza de pretensado derivando la ecuación del cable:

$$y'(x) = 0,005898x - 0,08552$$

$$dv \rightarrow x = 1,49 \text{ m}$$

$$y'(d_v) = -0,0803$$

$$y' = m = \tan \alpha \rightarrow \alpha = 4,589^\circ$$

$n = 0,754$ Eficiencia de presfuerzo en la sección a la distancia dv del apoyo

$$P_o = 4890,62 \text{ kN}$$

$$\text{Entonces: } V_p = n \cdot P_o \cdot \sen \alpha \rightarrow V_p = 295,04 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3** plantea la siguiente ecuación:

$$V_u > 0,5 \cdot \phi \cdot (V_c + V_p)$$

$\phi = 0,90$ factor de resistencia al corte especificado en el **Art 5.5.4.2**

$$1325,08 \text{ kN} > 250,99 \text{ kN} \quad \text{Si necesita estribos}$$

Resistencia nominal al corte del acero de refuerzo

a) Resistencia de armadura necesaria

$$V_{s nec} = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p \rightarrow V_{s nec} = 914,55 \text{ kN}$$

b) Máxima separación de estribos (**Art. 5.7.2.6**)

La separación de los estribos no deberá ser mayor que:

$$\text{Si: } V_u < 0,125 \cdot f'_c \rightarrow s_{max} = 0,8 \cdot d_v \leq 60 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-1)$$

$$\text{Si: } V_u \geq 0,125 \cdot f'_c \rightarrow s_{max} = 0,4 \cdot d_v \leq 30 \text{ cm} \quad (5.7.2.6-2)$$

Tensión de corte en el hormigón:

$$V_u = \frac{V_u - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_v \cdot d_v} \rightarrow V_u = 4400,80 \text{ kN/m}^2$$

$$0,125 \cdot f'_c = 4375 \text{ kN/m}^2$$

Verificando se tiene que:

$$V_u < 0,125 \cdot f'_c$$

Por lo tanto s_{max} será:

$$s_{max} = 0,8 \cdot d_v = 119 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

Entonces:

$$s_{max} = 60 \text{ cm}$$

c) Cálculo de la armadura por corte

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \text{sen}\alpha}{s} \cdot \lambda_{duct} \quad (5.7.3.3-4)$$

con $\alpha = 90^\circ$ (los estribos estarán a 90°) y $\theta = 45^\circ$, se tiene:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s} \cdot \lambda_{duct} \rightarrow s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{V_s} \cdot \lambda_{duct}$$

Donde:

A_v = Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s

s = Espaciamiento del refuerzo de corte

$f_y = 420 \text{ MPa}$ Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal

λ_{duct} = Factor de reducción de la resistencia al corte debido a la presencia de un conducto de postensado inyectado

$$\lambda_{duct} = 1 - \delta \cdot \left(\frac{\phi_{duct}}{b_w} \right)^2 \quad (5.7.3.3-5)$$

δ = Factor de corrección del diámetro de conducto, tomado como 2,0 para conductos inyectados

$\phi_{duct} = 0,065 \text{ m}$ Diámetro del conducto de postensado

Se tiene: $\lambda_{duct} = 0,739$

Área de diferentes diámetros:

ϕ (mm)	6	8	10	12
A (cm ²)	0,283	0,503	0,785	1,131
Nº ramas	2	2	2	2
A_v = (cm ²)	0,57	1,01	1,57	2,26

Se elije: $\phi 12 \rightarrow A_v = 2,26 \text{ cm}^2$

Entonces, la separación entre estribos es de:

$$s = 11,41 \approx 10 \text{ cm}$$

d) Armadura mínima transversal

$$A_{v,min} = 0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y} \quad (5.7.2.5-1)$$

$$A_{v,min} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_v = 2,26 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!}$$

Por lo tanto el V_s real es: $V_s = 1043,70 \text{ kN}$

Verificación de la resistencia

a) Cálculo de la resistencia nominal al cortante

Se deberá determinar como el menor valor entre:

$$(\text{Ec. 5.7.3.3-1}) \quad V_n = V_c + V_s + V_p \rightarrow V_n = 1601,45 \text{ kN}$$

$$(\text{Ec. 5.7.3.3-2}) \quad V_n = 0,25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p \rightarrow V_n = 2635,78 \text{ kN}$$

Entonces:

$$V_n = 1601,45 \text{ kN}$$

b) Verificación

$$V_U \leq \phi \cdot V_n$$

$$1325,08 \text{ kN} \leq 1441,31 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

Usar: Ø12 c/10 cm

Con el fin de optimizar y reducir la armadura de corte a lo largo de la viga, se hará el diseño a corte en diferentes secciones de la viga, realizando el mismo procedimiento anterior con lo cual se resume en la siguiente tabla:

Tabla 3.12 Armadura de corte en diferentes secciones de la viga

X (m)	h/2	L _{bloque}	0,1L	0,2L	0,3L	0,4L
	0,89	2,00	2,90	5,80	8,70	11,60
V_u [kN]	1325,08	1253,58	1170,99	924,22	705,16	456,20
V_c [kN]	262,72	262,72	262,72	262,72	262,72	276,51
V_p [kN]	295,04	272,19	252,99	190,61	128,07	64,48
A_v [cm ²]	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
s [cm]	10	10	15	20	30	30
$A_{v,min}$ [cm ²]	0,21	0,21	0,32	0,42	0,63	0,63
V_s [kN]	1043,70	1043,70	800,09	600,07	400,05	400,05
ϕV_n [kN]	1441,31	1420,75	1183,95	948,15	711,75	654,52
Armadura	Ø12c/10	Ø12c/10	Ø12c/15	Ø12c/20	Ø12c/30	Ø12c/30

Fuente: Elaboración propia

8. Diseño a Torsión

Verificación para considerar la torsión

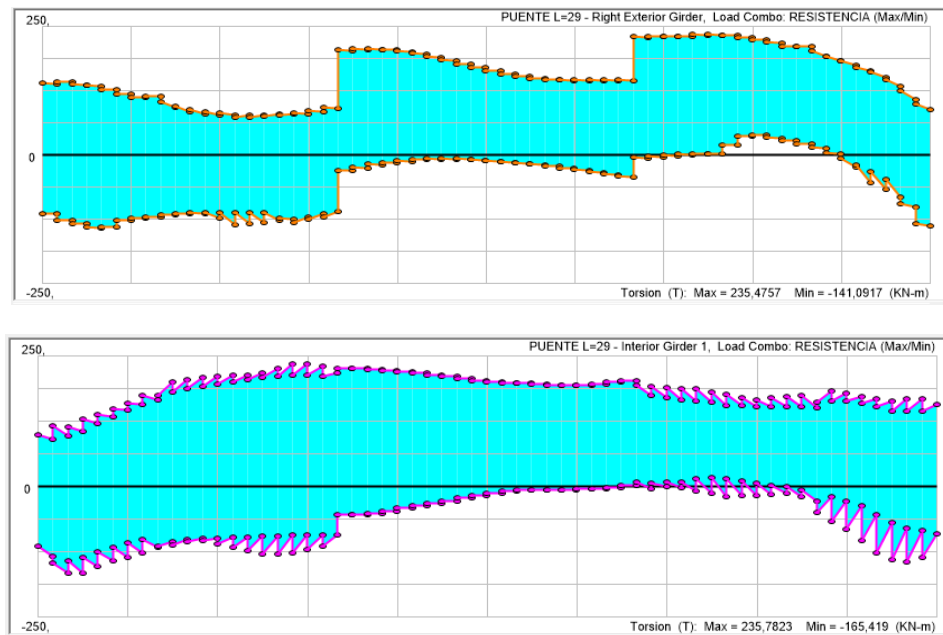
Primeramente se debe verificar si se puede o no obviar el efecto de la torsión, con lo cual se tiene la siguiente condición:

$$T_U > 0,25 \cdot \phi \cdot T_{cr} \quad (5.7.2.1-3)$$

a) Momento torsor factorizado

Del análisis estructural tridimensional realizado en el programa CSiBridge, se obtiene el diagrama de momentos torsores en el estado de Resistencia I, para la viga exterior e interior.

Figura 3.30 Diagrama de momentos torsores



Fuente: CSiBridge v24.0.0

Momento máximo torsor que se produce a 7,70 m del apoyo:

$$T_U = 235,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Momento de fisuración por torsión

Para formas solidas:

$$T_{cr} = 0,126 \cdot K \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{A_{cp}^2}{p_c} \quad (5.7.2.1-4)$$

Donde:

$$A_{cp} = 0,8810 \text{ m}^2 = 1365,57 \text{ in}^2$$

Área gruesa de la sección a 7,70 del apoyo

$$p_c = 7,37 \text{ m} = 290,08 \text{ in}$$

Perímetro exterior de la sección

$$\lambda = 1 \quad (\text{concreto de peso normal}) \quad (\text{Art. 5.4.2.8})$$

$f'_c = 35 \text{ MPa} = 5,08 \text{ ksi}$ Resistencia a la compresión del concreto

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,126 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}}} \leq 2 \quad (5.7.2.1-6)$$

f_{pc} = esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala.

$n = 0,769$ Eficiencia de pretensado en la sección a 3,90 m del apoyo

$$f_{pc} = \frac{n \cdot P_o}{A_{cp}} \rightarrow f_{pc} = 4244,43 \text{ kN/m}^2 = 0,613 \text{ ksi}$$

Se verifica:

$$K = 1,78 \leq 2 \quad \text{Cumple!}$$

Entonces:

$$T_{cr} = 3243,23 \text{ kip} \cdot \text{in} = 366,49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finalmente se puede realizar la revisión:

$\phi_t = 0,90$ torsión (Art. 5.5.4.2)

$$T_U > 0,25 \cdot \phi \cdot T_{cr}$$

$$235,78 \text{ kN} \cdot \text{m} > 82,46 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Considerar torsión}$$

Acero de refuerzo transversal requerido por torsión

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_y \cdot \cot \theta}{s} \quad (5.7.3.6.2-1)$$

De la ecuación anterior se estima el acero de esfuerzo transversal requerido por torsión de una rama por longitud unitaria.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n \cdot \tan \theta}{2 \cdot A_o \cdot f_y}$$

Siendo:

$$T_n = \text{Torsión nominal} \quad T_n = \frac{T_U}{\phi_t} \rightarrow T_n = 261,98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_o = 0,7929 \text{ m}^2$$

Área encerrada por la trayectoria del flujo cortante

$$\theta = 45^\circ$$

Inclinación de las tensiones de compresión diagonales

Se tiene:

$$\frac{A_t}{s} = 0,036 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Del diseño por corte se tiene:

Armadura de corte necesaria $\rightarrow A_{v.nes} = 1,618 \text{ cm}^2$

Armadura de corte dispuesta $\rightarrow A_v = 2,262 \text{ cm}^2$; $s = 20 \text{ cm}$

Armadura transversal necesaria:

$$\frac{A_{v.nes} + 2A_t}{s} = 0,149 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Nueva separación de estribos:

$$s = \frac{A_v}{\frac{A_{v.nes} + 2A_t}{s}} = 15,19 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Usar: Ø12 c/15 cm

Se hará la verificación a torsión en las secciones del diseño a corte, realizando el mismo procedimiento anterior con lo cual se resume en la siguiente tabla:

Tabla 3.13 Armadura a torsión en diferentes secciones de la viga

X (m)	h/2	L_bloque	0,1L	Tmax	0,3L	0,4L
	0,94	2,00	3,20	7,70	8,70	11,60
$T_u [kN \cdot m]$	138,01	130,33	146,44	235,78	215,14	204,78
$0,25\phi T_{cr}$	186,05	82,24	82,24	82,46	82,64	82,83
Condición	No se considera torsión	Considerar Torsión	Considerar torsión	Considerar torsión	Considerar torsión	Considerar Torsión
$T_n [kN \cdot m]$		144,81	162,71	261,98	239,04	227,53
$A_t/s [\text{cm}^2/\text{cm}]$		0,023	0,026	0,036	0,034	0,032
$A_{v.nec} [\text{cm}^2]$		1,337	1,556	1,618	1,690	0,824
$A_v [\text{cm}^2/\text{cm}]$		0,226	0,151	0,113	0,075	0,075
$\frac{A_{v.nes}}{s} + \frac{2A_t}{s}$		0,180	0,150	0,149	0,122	0,091
$s [\text{cm}]$		10	15	15	20	25
Armadura	Ø12c/10	Ø12c/10	Ø12c/15	Ø12c/15	Ø12c/20	Ø12c/25

Fuente: Elaboración propia

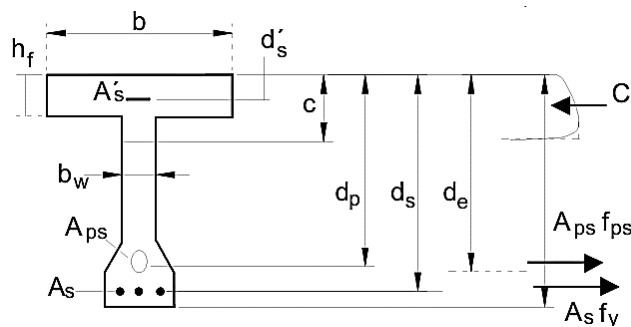
9. Armadura para limitar la fisuración (Armadura de piel)

En el **Art. 5.7.3.4** de la normativa indica, que si la profundidad efectiva, (d_e), de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia $d/2$ más próxima de la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm^2/mm de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0,001 \cdot (d_e - 760) \leq \frac{A_{ps} + A_s}{1200}$$

La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que $d/6$ o 30 cm.

Figura 3.31 Relación entre la armadura y diferentes valores de “d”



Fuente: AASHTO LRFD 2020

Datos:

$$d_e = d_p = 1550 \text{ mm} > 900 \text{ mm}$$

$$A_{ps} = 3553 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 452,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sk} = 0,790 \text{ mm}^2/\text{mm} \leq 3,338 \text{ Cumple!}$$

$$A_{sk} = 0,0790 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Separación máxima:

$$d_e/6 = 25,83 \text{ cm} \text{ o } 25,00 \text{ cm} \rightarrow s_{max} = 25 \text{ cm}$$

Entonces:

$$A_{sk} = 1,975 \text{ cm}^2$$

Disponiendo:

$$A_f = N^{\circ}_{barras} \cdot A_{\emptyset} = 3,925 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}_{barras} = 5 \text{ c/cara}$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm}$$

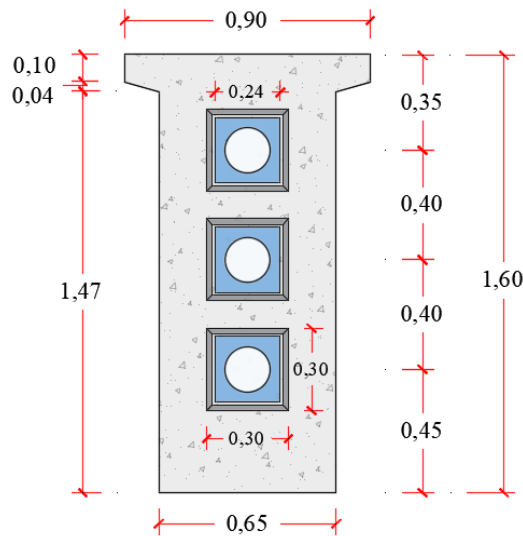
$$A_f \geq A_{sk}$$

$$3,925 \text{ cm}^2 \geq 1,975 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!}$$

Usar: 5 $\emptyset$ 10 c/cara

10. Diseño del bloque de anclaje

Figura 3.32 Bloque de anclaje



Fuente: Elaboración propia

Diseño de la zona local

a) Resistencia al aplastamiento

En el diseño de las zonas locales, la normativa en el **Art. 5.8.4.4.2** nos brinda las siguientes formulas:

Fuerza de aplastamiento admisible:

$$P_r \geq \phi \cdot f_n \cdot A_b$$

Siendo f_n el menor valor entre:

$$f_n = 0,7 \cdot f'_{ci} \cdot \sqrt{\frac{A}{A_g}} \quad ; \quad f_n = 2,25 \cdot f'_{ci}$$

Las áreas de superficie de apoyo de H° se indican el figura **C5.8.4.4.2-1** de la normativa.

Datos:

$a =$	0,24	m	Alto de la placa de anclaje
$b =$	0,24	m	Ancho de la placa de anclaje
$b_{inf} =$	0,65	m	Ancho de la ala inferior
$s_{plc} =$	0,40	m	Separación entre placas de anclaje
$\phi_{vaina} =$	0,065	m	Diámetro de vaina
$\phi =$	0,8		Factor de resistencia (compresión en zonas de anclaje)
$A =$	0,260	m ²	Máxima área de la porción de superficie de apoyo que es similar al área cargada concéntrica con la misma.

$A_g = 0,058$	m^2	Área bruta de la placa de apoyo
$A_b = 0,054$	m^2	Área neta efectiva de la placa de apoyo calculada como el área menor el área de los orificios de la placa de apoyo
$f_{ci}' = 24,50$	MPa	Resistencia del hormigón en el momento de aplicar la fuerza en el tendón

Entonces:

$$f_{n1} = 0,7 \cdot f_{ci}' \cdot \sqrt{\frac{A}{A_g}} = 36,44 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{n2} = 2,25 \cdot f_{ci}' = 55,13 \text{ MPa}$$

Se elige el menor:

$$f_n = 36,44 \text{ MPa}$$

Por lo tanto la fuerza de aplastamiento es:

$$P_r = 1582,28 \text{ kN}$$

b) Verificación al aplastamiento en los anclajes

En el **Art. 3.4.3.2** de la normativa indica, que la fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postesado se deberá tomar como 1.2 veces la fuerza de tesado.

La fuerza de tesado en el gato es:

$$P_{pj} = 4890,62 \text{ kN}$$

Asumiendo que el tesado de los tendones se lo realizará en dos tiempos, el cual para el primer tiempo será el 50% de la fuerza de tesado total.

Entonces:

$$P_{pj(50\%)} = 2445,31 \text{ kN}$$

Fuerza mayorada:

$$P_{pjU} = 1,2 \cdot P_{pj(50\%)} = 2934,37 \text{ kN}$$

Fuerza en cada tendón mayorada:

$$P_U = \frac{P_{pjU}}{N^{\circ}_{vainas}} \rightarrow P_U = 978,12 \text{ kN}$$

Condición:

$$P_r > P_U$$

$$1582,28 \text{ kN} > 978,12 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

Se adopta $\emptyset 12$ como armadura de confinamiento en espiral para la zona local.

Diseño de la zona general

Se aplicará el método de análisis de tensiones y diseño aproximado.

a) Tensiones de compresión

En el **Art. 5.8.4.5.2** de la normativa nos brinda las siguientes formulas:

$$f_{ca} = \frac{0,6 \cdot P_U \cdot K}{A_b \cdot \left(1 + l_c \cdot \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t}\right)\right)}$$

Para lo cual, si:

$$a \leq s < 2 \cdot a_{eff}$$

Entonces:

$$K = 1 + \left(2 - \frac{s_{plc}}{a_{eff}}\right) \cdot \left(0,3 + \frac{n}{15}\right)$$

Donde:

f_{ca} = tensión de compresión

K = factor de corrección para anclajes poco separados

a_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la mayor dimensión de la sección transversal

b_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la menor dimensión de la sección transversal

P_U = fuerza mayorada en el tendón

t = espesor del elemento (ancho del ala inferior)

s_{plc} = separación entre centros de los anclajes

n = número de anclajes en una fila

l_c = extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local, no se debe tomar mayor que el mayor valor entre: $1,15a_{eff}$ o $1,15b_{eff}$

A_b = Área de apoyo efectiva

Datos:

$$P_U = 978,12 \text{ kN}$$

$$A_b = 0,054 \text{ m}^2$$

$$a \leq s < 2 \cdot a_{eff}$$

$$a_{eff} = 0,24 \text{ m}$$

$$l_c = 0,276 \text{ m}$$

$$0,30 \leq 0,40 < 0,48 \quad \text{Cumple!}$$

$$b_{eff} = 0,24 \text{ m}$$

$$t = 0,65 \text{ m}$$

Entonces:

$$s_{plc} = 0,40 \text{ m}$$

$$n = 3$$

$$K = 1,17$$

$$f_{ca} = 7,31 \text{ MPa}$$

b) Verificación de la tensión de compresión

En el **Art. 5.9.5.6.5a** indica, que la tensión de compresión mayorada del hormigón de la zona general no debe ser mayor que $0,7\phi f_{ci}'$

Entonces:

$$f_{ca} < 0,7 \cdot \phi \cdot f_{ci}'$$

$$7,31 \text{ MPa} < 13,72 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

c) Fuerzas de desgarramiento por tracción

En el diseño de la zona general, la normativa en el **Art. 5.8.4.5.3** nos brinda las siguientes formulas:

$$T_{burst} = 0,25 \cdot \sum P_U \cdot \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0,5 \cdot \left| \sum (P_U \cdot \text{sen} \alpha) \right|$$

La ubicación de la fuerza de desgarramiento se puede tomar como:

$$d_{burst} = 0,5 \cdot (h - 2 \cdot e) + 5 \cdot e \cdot \text{sen} \alpha$$

Datos:

$e =$	0,030	m	Excentricidad del dispositivo de anclaje con respecto al baricentro de la sección transversal, siempre positiva
$h =$	1,60	m	Altura de la sección
$\alpha =$	0,0853	rad	Angulo de inclinación del anclaje resultante

Entonces:

$$d_{burst} = 0,78 \text{ m}$$

Fuerza de desgarramiento:

Descripción	Angulo α (Rad)	P_U	$P_U \cdot \text{sen} \alpha$
Tendón 1	0,1221	978,12	119,13
Tendón 2	0,0853	978,12	83,33
Tendón 3	0,0482	978,12	47,13
Σ		2934,37	249,59

$$T_{burst} = 748,35 \text{ kN}$$

d) Armadura de desgarramiento por tracción

En el **Art. 5.9.5.6.5b**, nos menciona los siguientes lineamientos para la disposición de la armadura de desgarramiento:

Distancia de distribución de la armadura:

$$d_{burst} = 0,78 \text{ m} \qquad d_1 = 2,5 \cdot d_{burst} = 1,96 \text{ m}$$

$$h = 1,60 \text{ m} \qquad d_2 = 1,5 \cdot h = 2,40 \text{ m}$$

Se elige el menor valor:

$$d = 1,96 \text{ m}$$

La armadura distribuida en la longitud (h) ensanchada es:

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\phi = 0,9 \text{ Tracción}$$

$$A_s = \frac{T_{burst}}{\phi \cdot f_y} \rightarrow A_s = 19,80 \text{ cm}^2$$

Distribuyendo la armadura por metro, se tiene:

$$L_{bloque} = 1,60 \text{ m} \quad A_{s1} = \frac{A_s}{L_{bloque}} \rightarrow A_{s1} = 12,37 \text{ cm}^2$$

Disponiendo:

$$\begin{array}{lll} \emptyset = & 10 & \text{mm} \\ A_{\emptyset} & 1,571 & \text{cm}^2 \text{ Para dos ramas} \\ s = & 10 & \text{cm} \end{array} \quad A = A_{\emptyset} \cdot \frac{1 \text{ metro}}{s} = 15,71 \text{ cm}^2$$

Condición:

$$A > A_{s1} \\ 15,71 \text{ cm}^2 > 12,37 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!}$$

Usar: $\emptyset 10 \text{ c}/10 \text{ cm}$

e) Fuerzas de descantillado

En el **Art. 5.9.5.6.5b** de la normativa indica, que 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% de la fuerza total del tendón mayorada (P_U).

Por lo que se elige = 2%

$$P_{pjU} = 2934,37 \text{ kN} \quad P_{desc} = 0,02 \cdot P_{pjU} = 58,69 \text{ kN}$$

f) Armadura de descantillado

La armadura distribuida en la longitud (h) ensanchada es:

$$\begin{array}{ll} f_y = 420 \text{ MPa} \\ \phi = 0,9 \text{ Tracción} \end{array} \quad A_s = \frac{P_{desc}}{\phi \cdot f_y} \rightarrow A_s = 1,55 \text{ cm}^2$$

Disponiendo:

$$\begin{array}{lll} \emptyset = & 12 & \text{mm} \\ A_{\emptyset} & 2,26 & \text{cm}^2 \text{ Para dos ramas} \end{array} \quad A = A_{\emptyset} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Condición:

$$A > A_s \rightarrow 2,26 > 1,55 \quad \text{Cumple!}$$

Por lo tanto:

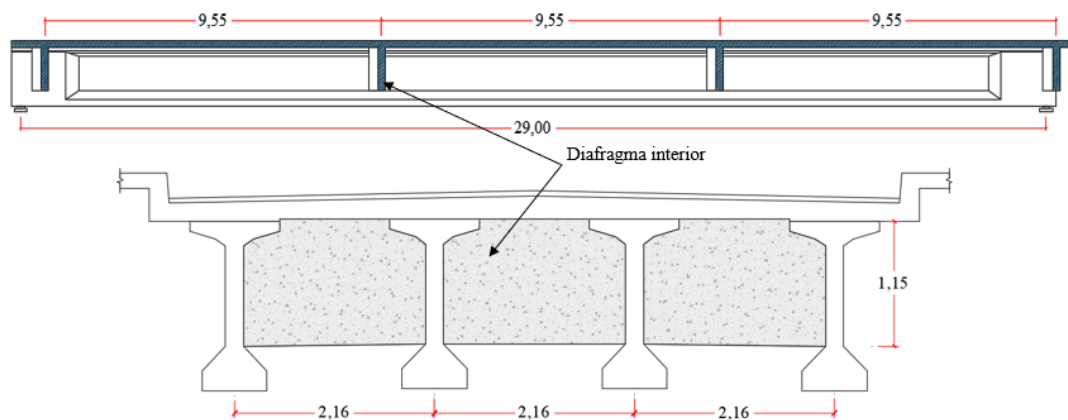
Usar: $2\emptyset 12$

3.4.2.8 Diseño de la viga diafragma

Los diafragmas de un puente son elementos transversales que ayudan a distribuir las cargas y proporcionar rigidez a la estructura.

En este caso al ser un puente esviado los diafragmas se analizarán en la dirección del esviaje.

Figura 3.33 Ubicación de los diafragmas



Fuente: Elaboración propia

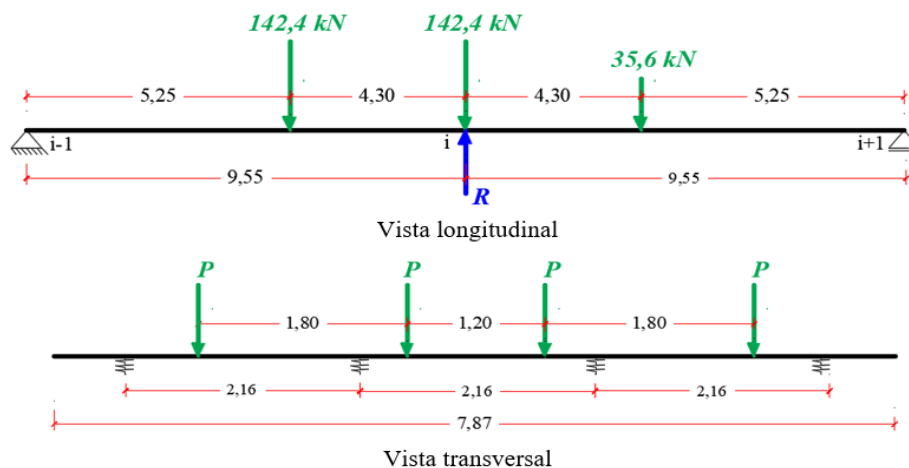
1. Método de Bielas y tirantes

Este método se basa en representar las fuerzas internas como bielas y tirantes, que modelan la transmisión de fuerzas a través de la estructura.

a) Cargas

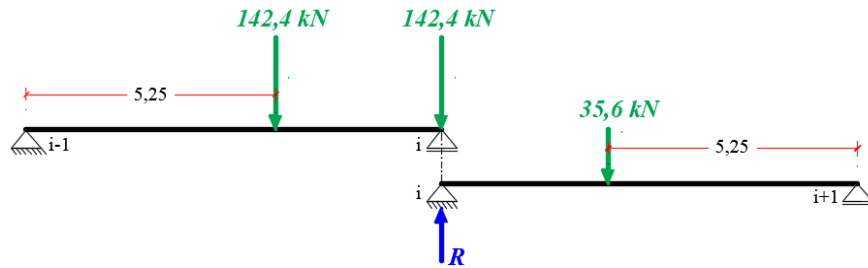
Para evaluar las cargas que actúan sobre el diafragma i , se consideran rotulas en los diafragmas $i-1$, i , $i+1$. De esta manera y con la distribución de cargas mostrada en la siguiente figura, se determina la reacción R sobre el diafragma en cuestión.

Figura 3.34 Ubicación de la carga del camión de diseño en el diafragma



Fuente: Elaboración propia

Entonces:



$$R = \frac{142,40 \cdot 5,25}{9,55} + 142,40 + \frac{35,60 \cdot 5,25}{9,55} \rightarrow R = 240,25 \text{ kN}$$

$$P = R/2 = 120,13 \text{ kN}$$

Peso propio del diafragma:

Separación transversal entre vigas en la dirección del esviaje $\rightarrow s = 2,16 \text{ m}$

Base del diafragma $\rightarrow b = 0,25 \text{ m}$

Altura del diafragma $\rightarrow h = 1,15 \text{ m}$

$$P_{DC} = (\gamma_{H^\circ A^\circ} \cdot b \cdot h \cdot s)/2 = 7,31 \text{ kN}$$

Combinación de cargas:

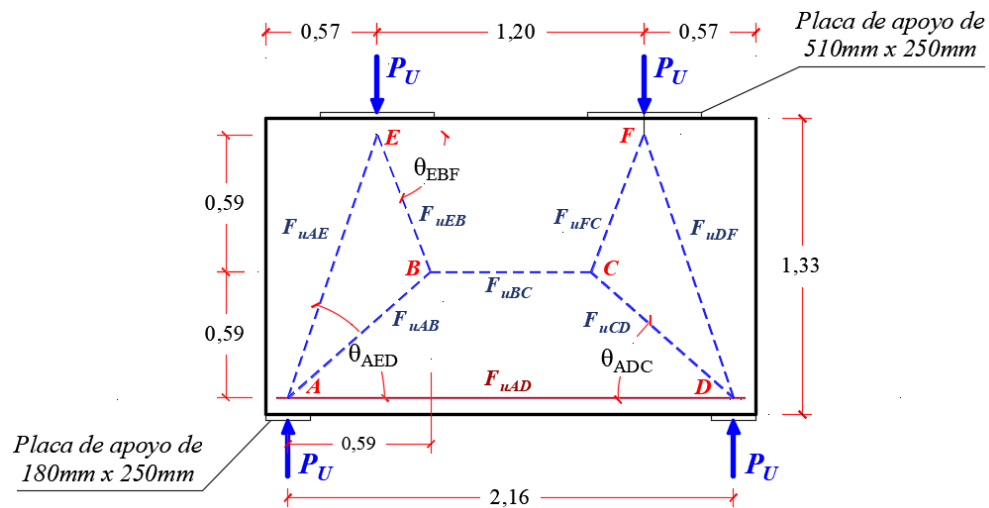
Resistencia I

$$P_U = \eta \cdot [1,25 \cdot P_{DC} + 1,75 \cdot (1,33 \cdot P)]$$

$$P_U = 288,74 \text{ kN}$$

b) Análisis estructural

Figura 3.35 Modelo de bielas y tirantes propuesto



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al modelo de bielas y tirantes de la figura anterior, se tiene lo siguiente:

$$\theta_{AED} = 67,865^\circ \quad ; \quad \theta_{EBF} = 79,439^\circ \quad ; \quad \theta_{ADC} = 45^\circ$$

Fuerzas internas en el modelo:

$$F_{uEB} = - \frac{P_U}{\left(\frac{\cos\theta_{EBF}}{\cos\theta_{AED}} \cdot \text{sen}\theta_{AED} + \text{sen}\theta_{EBF} \right)} \rightarrow F_{uEB} = -201,40 \text{ kN}$$

$$F_{uAE} = F_{uEB} \cdot \frac{\cos\theta_{EBF}}{\cos\theta_{AED}} \rightarrow F_{uAE} = -97,97 \text{ kN}$$

$$F_{uAB} = F_{uEB} \cdot \frac{\text{sen}\theta_{EBF}}{\text{sen}\theta_{ADC}} \rightarrow F_{uAB} = -280,00 \text{ kN}$$

$$F_{uAD} = F_{uAE} \cdot \cos\theta_{AED} + F_{uAB} \cdot \cos\theta_{ADC} \rightarrow F_{uAD} = 234,91 \text{ kN}$$

2. Cálculo del área de acero del tirante

En el **Art. 5.6.6.1** de la normativa indica, que en los elementos traccionados en su totalidad, la fuerza será resistida por el acero.

Dicha condición es la siguiente:

$$P_U \leq P_r$$

$$P_r = \phi \cdot P_n$$

$$P_U = \phi \cdot f_y \cdot A_{st}$$

Donde:

A_{st} = Área de acero de refuerzo requerido en el tirante

$\phi = 0,9$ (Tracción en H°A°)

a) Área de acero de refuerzo en el tirante T_U

$$T_U = F_{uAD} = 234,91 \text{ kN} \quad A_{st} = \frac{T_U}{\phi \cdot f_y} \rightarrow A_{st} = 6,21 \text{ cm}^2$$

Disponiendo:

$$\begin{aligned} N^\circ_{barras} &= 4 \\ \phi &= 16 \text{ mm} \end{aligned} \quad A_s = N^\circ_{barras} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 8,04 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$A_s > A_{st}$$

$$8,04 \text{ cm}^2 > 6,21 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!}$$

Usar: 4Ø16

3. Verificación de aplastamiento en los puntos de carga y apoyo

En el **Art. 5.6.5** de la normativa indica, que la resistencia al aplastamiento mayorada se deberá tomar como:

$$P_U \leq P_r$$
$$P_r = \phi \cdot P_n = \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c) \cdot A_1 \cdot m$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal al aplastamiento

A_1 = Área debajo del dispositivo de apoyo

m = Factor de modificación

$\phi = 0,7$ (Bielas y tirantes)

a) Para el punto de carga

$$A_1 = 510 \times 250 = 127500 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 2340 \times 250 = 585000 \text{ mm}^2 \rightarrow m = (585/127,5)^{0,5} = 2,14 \rightarrow m = 2$$

Entonces:

$$P_r = \phi \cdot P_n = 3034,50 \text{ kN}$$

$$P_U \leq P_r$$

$$288,74 \text{ kN} < 3793,13 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

b) Para el apoyo

$$A_1 = 180 \times 250 = 45000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 2340 \times 250 = 585000 \text{ mm}^2 \rightarrow m = (585/45)^{0,5} = 3,61 \rightarrow m = 2$$

$$P_r = \phi \cdot P_n = 1338,75 \text{ kN}$$

$$P_U \leq P_r$$

$$288,74 \text{ kN} < 1338,75 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

4. Diseño de las zonas nodales y verificación de los anclajes

Nudo A

$$L_b = 180 \text{ mm}$$

$$h_a = 75 + 6 \cdot (12) = 147 \text{ mm (AASHTO)} ; \quad h_{a \min} = 75 \cdot (2) = 150 \text{ mm (ACI)}$$

Se adopta: $h_a = 150 \text{ mm}$

$$\text{Para } \theta = 67,865^\circ$$

$$L_b \sin \theta + h_a \cos \theta = 223,65 \text{ mm (ancho de biela en el apoyo inferior)}$$

$$\text{Para } \theta = 45^\circ$$

$$L_b \sin \theta + h_a \cos \theta = 233,65 \text{ mm (ancho de biela en el apoyo inferior)}$$

Nudo E

$$L_b = 510 \text{ mm} \quad ; \quad h_a = 0 \text{ mm}$$

$$\text{Para } \theta = 67,865^\circ$$

$$L_b \sin \theta + h_a \cos \theta = 472,65 \text{ mm} \quad (\text{ancho de biela en el apoyo superior})$$

$$\text{Para } \theta = 79,439^\circ$$

$$L_b \sin \theta + h_a \cos \theta = 501,36 \text{ mm} \quad (\text{ancho de biela en el apoyo superior})$$

Nudo B

$$L_b = 180 \text{ mm} \quad ; \quad h_a = 0 \text{ mm}$$

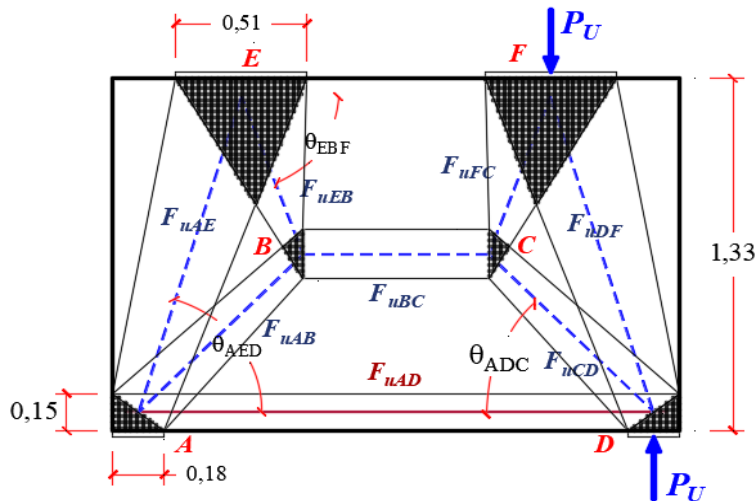
$$\text{Para } \theta = 79,439^\circ$$

$$L_b \sin \theta + h_a \cos \theta = 176,95 \text{ mm}$$

$$\text{Para } \theta = 45^\circ$$

$$L_b \sin \theta + h_a \cos \theta = 127,28 \text{ mm}$$

Figura 3.36 Dimensionamiento de nudos y bielas del modelo



Fuente: Elaboración propia

a) Verificación de nudos

$$F_u \leq \phi \cdot F_r$$

$$\phi \cdot F_r = \phi \cdot f_{cu} \cdot A$$

Esfuerzo de compresión límite en la cara del nudo:

En el **Art. 5.8.2.5.3** de la normativa indica, que la tensión de compresión limitante f_{cu} , se deberá tomar como:

$$f_{cu} = m \cdot v \cdot f'_c$$

v = factor de eficiencia del hormigón **(Tabla 5.8.2.5.3a-1)**

$\phi = 0,7$ (compresión para modelos de bielas y tirantes)

Tabla 3.14 Verificación del esfuerzo de compresión en nudos

Nudo	Tipo	Fuerza	F_u (kN)	v	A (mm ²)	$\phi \cdot F_r$ (kN)	Verifica
A = D	CCT	P_U	288,74	0,7	36000	882,00	Si
		F_{uAE}	-97,97	0,7	44650,58	1093,94	Si
		F_{uAB}	-280,00	0,7	46669,05	1143,39	Si
B = C	CCC	F_{uEB}	-201,40	0,85	35390,17	1052,86	Si
		F_{uAB}	-280,00	0,85	25455,84	757,31	Si
		F_{uBC}	234,91	0,85	36000	1071,00	Si
E = F	CC	F_{uAE}	-97,97	0,85	94482,13	2810,84	Si
		F_{uEB}	-201,40	0,85	100272,15	2983,10	Si

Fuente: Elaboración propia

5. Armadura para limitar la fisuración

En el **Art. 5.8.2.6** de la normativa indica, que se deberá proveer de una malla ortogonal de barras de armaduras próximas a cada cara.

La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que 30 cm.

La relación entre el área de armadura y el área bruta de hormigón deberá ser:

$$\frac{A_H}{b_{diaf} \cdot s_v} \geq 0,003$$

Donde:

A_H = Área total de refuerzo en sentido horizontal o vertical

b_{diaf} = Base de la viga

s_v = Separación vertical u horizontal

Disponiendo:

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

$$A_H = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Verificando:

$$s_v = 20 \text{ cm}$$

$$b_{diaf} = 0,25 \text{ m}$$

$$\frac{2_{caras} \cdot A_H}{b_{diaf} \cdot s_v} \geq 0,003$$

$$0,0031 \geq 0,003 \text{ Cumple!}$$

La armadura se distribuye en cada dirección (horizontal y verticalmente).

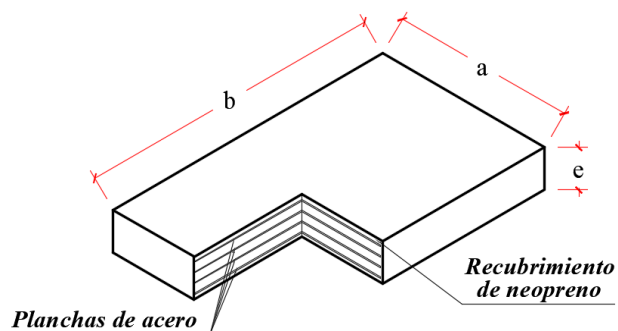
Usar: $\phi 10$ c/20 cm

3.4.3 Diseño de la infraestructura

3.4.3.1 Diseño de los aparatos de apoyo

1. Apoyo de Neopreno compuesto

Figura 3.37 Geometría del aparato de apoyo de neopreno compuesto



Fuente: Elaboración propia

Análisis de solicitaciones

a) Reacciones en el apoyo

Para el estado límite de Servicio I:

$$R_T = R_{DC} + R_{DW} + R_{PL} + R_{LL+IM}$$

Tabla 3.15 Reacciones en la viga por ambos métodos

Descripción	Cálculo manual		Cálculo en CSI Bridge	
	Viga ext.	Viga int.	Viga ext.	Viga int.
DC (Acc. Del tablero, losa, vigas y diafragmas)	382,90	342,37	404,44	340,96
DW	24,65	32,62	30,32	29,46
PL	41,76	0,00	37,87	14,64
LL+IM	376,59	393,21	396,43	320,18
R_T (kN)	825,90	768,20	869,06	705,24

Fuente: Elaboración propia

Para un mayor margen de seguridad, se toma la reacción más crítica para uniformizar el diseño, el cual corresponde a la reacción de la viga exterior calculado en CSI Bridge:

$$R_T = 869,06 \text{ kN}$$

b) Acciones horizontales

Fuerza de frenado (BR)

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

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

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 **Art. 3.6.1.1.2.**

En este caso se aplicará para dos carriles cargados, entonces:

$$y_{BR} = 1,00$$

$$BR_1 = y_{BR} \cdot (0,25 \cdot 325) \cdot N_{carriles} = 162,5 \text{ kN}$$

$$BR_2 = y_{BR} \cdot [0,05 \cdot (325 + 9,3L) \cdot N_{carriles}] = 59,47 \text{ kN}$$

Se elige el mayor:

$$BR = 162,5 \text{ kN}$$

$$H = \frac{BR}{N^{\circ} \text{aparato de apoyos}} = \frac{162,5}{8}$$

$$H = 20,31 \text{ kN}$$

Área en planta del aparato de apoyo

Área requerida

$$A_{req} = \frac{R_T}{\sigma_s}$$

La normativa AASHTO LRFD 2020 especifica que el esfuerzo en compresión promedio por carga total para el estado límite de Servicio aplicable para apoyos elastoméricos reforzados con acero deber ser:

$$\sigma_s \leq 1,25 \text{ ksi} = 8,62 \text{ MPa} \quad (14.7.6.3.2-8)$$

Entonces:

$$A_{req} = 100819,00 \text{ mm}^2$$

Área real

$$a = \sqrt{A} = 317,50 \text{ mm}$$

Se adopta una sección rectangular con:

$$a = 300 \text{ mm} \quad ; \quad b = 400 \text{ mm}$$

Entonces:

$$A = 120000 \text{ mm}^2 > A_{req} \quad \text{ok!}$$

Máxima deformación por corte en el dispositivo

En el **Art. 14.7.6.3.4** establece que la máxima deformación por corte del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura.

a) Por temperatura

$$\Delta_{temp} = L \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

La temperatura en la zona del proyecto ubicada en Pinos Sud, tiene una variación de temperatura aproximada de 5°C a 27°C

$$\Delta T = 22 \text{ } ^\circ\text{C} \quad \text{Variación de temperatura}$$

$$\alpha = 1,08 \times 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C} \quad \text{Coeficiente de expansión térmica (Art. 5.4.2.2)}$$

$$L = 29000 \text{ mm} \quad \text{Longitud de viga}$$

Entonces:

$$\Delta_{temp} = 6,89 \text{ mm}$$

b) Por contracción

$$\Delta_{sh} = L \cdot \varepsilon_{sh}$$

$$\alpha = 0,0002 \text{ mm/mm} \quad \text{Coeficiente de contracción (Art. 5.4.2.3.1)}$$

Entonces:

$$\Delta_{sh} = 5,80 \text{ mm}$$

c) Por fuerza de frenado

$$\Delta_{BR} = \mu \cdot h_{rt}$$

Distorsión:

$$\mu = \frac{H}{a \cdot b \cdot G}$$

$$G = 0,9 \text{ MPa} \quad \text{Modulo de cortante del neopreno (Dureza 60) (Tabla 14.7.6.2-1)}$$

Entonces:

$$\mu = 0,188$$

Máximo desplazamiento horizontal de la superestructura en el estado límite de Servicio I:

$$\Delta_s = \gamma \cdot (\Delta_{temp} + \Delta_{sh}) + \Delta_{BR}$$

$$\gamma = 1,2 \quad \text{Factor de carga para temperatura uniforme y contracción}$$

Espesor requerido de elastómero

$$h_{rt} \geq 2 \cdot \Delta_s \quad (14.7.6.3.4-1)$$

Se tiene:

$$h_{rt} = 2 \cdot [\gamma \cdot (\Delta_{temp} + \Delta_{sh}) + \mu \cdot h_{rt}]$$

Resolviendo:

$$h_{rt} = 48,82 \text{ mm}$$

Factor de forma mínimo en una capa interior de neopreno

Siendo:

$G = 0,9 \text{ MPa}$ Modulo de cortante del neopreno (Dureza 60) **(Tabla 14.7.6.2-1)**

$$\sigma_s = \frac{R_T}{A} = 7,24 \text{ MPa}$$

Con: $\sigma_s \leq 1,25 \cdot G \cdot S_i$ **(14.7.6.3.2-7)**

Entonces:

$$S_{i.min} = \frac{\sigma_s}{1,25 \cdot G} = 6,44$$

Grosor de una capa interior de elastómero

$$S_i \geq \frac{a \cdot b}{2 \cdot h_{ri} \cdot (a + b)} \rightarrow h_{ri} \leq \frac{a \cdot b}{2 \cdot S_i \cdot (a + b)} \quad \textbf{(Ec. 14.7.5.1-1)}$$

Entonces:

$$h_{ri} \leq 13,31 \text{ mm}$$

Grosor de capa interior adoptado:

$$h_{ri} = 12,00 \text{ mm}$$

Con el grosor de capa interior adoptado, el factor de forma para una capa interior es:

$$S_i = \frac{a \cdot b}{2 \cdot h_{ri} \cdot (a + b)} = 7,14 \geq S_{i.min} = 6,44 \quad \textbf{Cumple!}$$

Grosor de las capas exteriores

$$h_{re} \leq 0,7 \cdot h_{ri} \quad \textbf{(14.7.6.1)}$$

Entonces:

$$h_{re} \leq 8,40 \text{ mm}$$

Grosor de capa exterior adoptado:

$$h_{re} = 8,00 \text{ mm}$$

Con el grosor de capa exterior adoptado, el factor de forma para una capa exterior es:

$$S_e = \frac{a \cdot b}{2 \cdot h_{re} \cdot (a + b)} = 10,71$$

Numero de capas interiores

Siendo:

$$h_{rt} = n \cdot h_{ri} + 2 \cdot h_{re}$$

$$n = 2,74 \approx 3$$

Se verifica:

$$\frac{S_i^2}{n} < 22 \quad \text{Para dispositivos rectangulares con } n \geq 3 \quad (\text{Art. 14.7.6.1})$$

$$12,76 < 22 \quad \text{ok!}$$

Espesor total del elastómero

$$h_{rt} = n \cdot h_{ri} + 2 \cdot h_{re}$$

$$h_{rt} = 52 \text{ mm}$$

Espesor de las placas de refuerzo

En el **Art. 14.7.5.3.5** indica que se debe adoptar el espesor mayor del estado límite de Servicio y Fatiga.

En el estado límite de Servicio:

$$h_s \geq \frac{3 \cdot h_{ri} \cdot \sigma_s}{F_y} \quad (\text{Ec. 14.7.5.3.5-1})$$

$F_y = 250 \text{ MPa}$ Esfuerzo de fluencia de las placas de refuerzo (A-36)

$$h_s \geq 1,04 \text{ mm}$$

En el estado límite de Fatiga:

$$h_s \geq \frac{2 \cdot h_{ri} \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (\text{Ec. 14.7.5.3.5-2})$$

Donde:

ΔF_{TH} = Umbral de fatiga de amplitud constante para la Categoría A, **Tabla (6.6.1.2.3-1)**

$$\Delta F_{TH} = 165,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL+IM}}{A} = 3,30 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo promedio de compresión debido a la carga viva}$$

Entonces:

$$h_s \geq 0,48 \text{ mm}$$

El valor máximo es:

$$h_s = 0,91 \text{ mm}$$

Se adopta un valor mayor al mínimo recomendado por la normativa:

$$h_s = 2 \text{ mm} > 0,0625'' = 1,56 \text{ mm} \quad \text{ok!}$$

Altura total del dispositivo de elastómero reforzado

$$e = h_{rt} + (n + 1) \cdot h_s$$

$$e = 60 \text{ mm}$$

Verificaciones

a) Estabilidad del dispositivo

En el **Art. 14.7.6.3.6** indica que para asegurar la estabilidad, el espesor total (e) de la almohadilla no debe exceder el menor entre $a/3$ y $b/3$

$$\frac{a}{3} = 100 \text{ mm} \quad ; \quad \frac{b}{3} = 133,33 \text{ mm}$$

$$e = 60 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \text{Cumple!}$$

b) Esfuerzo de compresión por carga de servicio

Para apoyos de elastómero reforzados:

$$\sigma_s \leq 1,25 \cdot G \cdot S_i \quad (14.7.6.3.2-7)$$

$$7,24 \text{ MPa} \leq 8,04 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

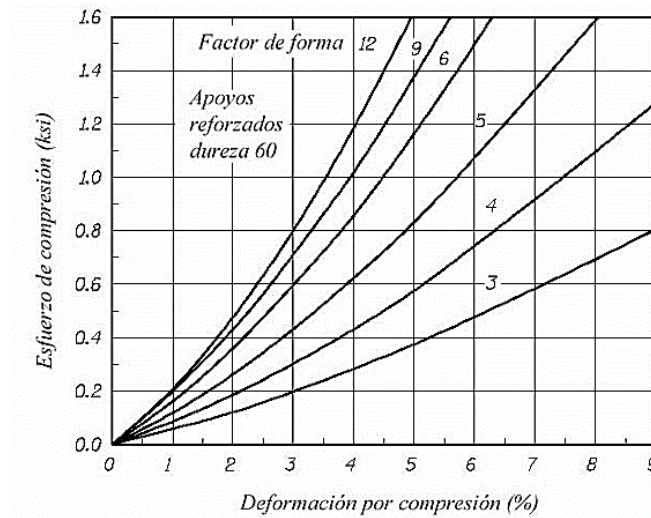
$$\sigma_s \leq 8,6 \text{ MPa} \quad (14.7.6.3.2-8)$$

$$7,24 \text{ MPa} \leq 8,6 \text{ MPa} \quad \text{Cumple!}$$

c) Deformaciones por compresión en el aparato de apoyo

Se estima las deformaciones con ayuda de la siguiente figura:

Figura 3.38 Curvas esfuerzo-deformación



Fuente: AASHTO LRFD 2020

Esfuerzo en el aparato de apoyo debido a cargas muertas:

$$\sigma_D = \frac{P_{DC+DW}}{A}$$

$$P_{DC+DW} = 434,76 \text{ kN} \quad \text{Fuerza sobre el aparato de apoyo debido a cargas muertas}$$

Entonces:

$$\sigma_D = 3,62 \text{ MPa} = 0,53 \text{ ksi}$$

Esfuerzo en compresión promedio por carga total:

$$\sigma_s = 7,24 \text{ MPa} = 1,05 \text{ ksi}$$

Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60 utilizando la figura 3.38:

Capa	Carga	S	σ (ksi)	ε (%)
Interior	Muerta	7,14	0,53	2,40
	Total	7,14	1,05	4,25
Exterior	Muerta	10,71	0,53	2,20
	Total	10,71	1,05	3,90

Deflexión por compresión inicial del dispositivo (14.7.5.3.6-1)

$$\delta = n \cdot h_{ri} \cdot \varepsilon_{int} + 2 \cdot h_{re} \cdot \varepsilon_{ext}$$

$$\delta = 2,15 \text{ mm}$$

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta (14.7.5.3.6-2)

$$\delta_{DC} = \delta = n \cdot h_{ri} \cdot \varepsilon_{D.int} + 2 \cdot h_{re} \cdot \varepsilon_{D.ext}$$

$$\delta_{DC} = 1,22 \text{ mm}$$

Deflexión por compresión debido a la carga viva

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC}$$

$$\delta_{LL} = 0,94 \text{ mm}$$

Deflexión por creep (14.7.5.3.6-3)

$$\delta_{creep} = a_{cr} \cdot \delta_{DC}$$

$a_{cr} = 0,35$ Deflexión por fluencia, para Dureza 60 (Tabla 14.7.6.2-1)

$$\delta_{creep} = 0,43 \text{ mm}$$

Deflexión debido al creep y la carga viva (Art. 14.7.5.3.6)

En el Art. 14.7.5.3.6 indica que es importante limitar las deflexiones instantáneas de carga viva para asegurar que las juntas y los sellos del tablero no se dañen. Se sugiere una deflexión máxima relativa de carga viva de 1/8" a través de una junta.

$$\delta_{creep+LL} = \delta_{creep} + \delta_{LL}$$

$$\delta_{creep+LL} = 1,36 \text{ mm} \leq \delta_{max} = 1/8" = 3,18 \text{ mm} \text{ Cumple!}$$

Deflexión por compresión inicial de una capa interior de elastómero

En el **Art. 14.7.6.3.3** indica que la deflexión de compresión bajo carga viva instantánea y carga muerta inicial del PEP o una capa interna de un apoyo elastomérico reforzado con acero en el estado límite de servicio sin impacto no debe exceder $0.09 \cdot h_{ri}$.

$$\delta_i = \varepsilon_{D.int} \cdot h_{ri} < 0,09 \cdot h_{ri}$$

$$\delta_i = 0,29 \text{ mm} \leq 1,08 \text{ mm} \quad \text{Cumple!}$$

Anclaje del dispositivo de apoyo

En el **Art. 14.8.3.1**, indica que los apoyos elastoméricos pueden dejarse sin anclajes si se dispone de fricción adecuada. Puede suponerse un coeficiente de fricción de diseño de 0.2 entre el elastómero y concreto o acero limpios.

a) Fuerza cortante generada en el apoyo debido al desplazamiento

$$H_{bu} = G \cdot A \cdot \frac{\Delta_u}{h_{rt}} \quad (\text{Ec. 14.6.3.1-2})$$

Donde:

G = Máximo valor de módulo de cortante del elastómero

Δ_u = Deformación de cortante, obtenida de las combinaciones de carga de resistencia

Siendo:

$$G = 0,20 \text{ ksi} = 1,38 \text{ MPa} \quad (\text{Tabla 14.7.6.2-1})$$

$$\Delta_u = \Delta_s = \gamma \cdot (\Delta_{temp} + \Delta_{sh}) + \mu \cdot h_{rt} \rightarrow \Delta_u = 24,41 \text{ mm}$$

Entonces:

$$H_{bu} = 77,74 \text{ kN}$$

b) Fuerza de fricción:

Con $\mu=0.2$ (**Art. 14.8.3.1**) y la carga permanente mínima en servicio $P_{DC} = 395,67 \text{ kN}$, la fuerza de fricción que se desarrolla es:

$$F_f = \mu \cdot P_{DC} = 79,13 \text{ kN}$$

Como: $H_{bu} = 77,74 \text{ kN} < F_f$ No se requieren anclajes en el dispositivo de apoyo

Resumen:

3 capas interiores de neopreno = $3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$

2 capas exteriores de neopreno = $2 \times 8 \text{ mm} = 16 \text{ mm}$

4 planchas de refuerzo = $4 \times 2 \text{ mm} = 8 \text{ mm}$

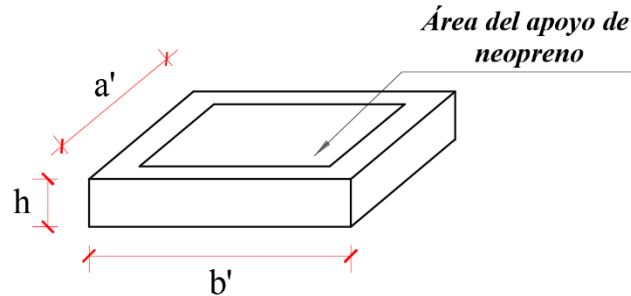
Espesor total = **60 mm**

Se usa: Neopreno compuesto de: $300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 60 \text{ mm}$

2. Dado de apoyo

Geometría del dado

Figura 3.39 Geometría del dado de apoyo



Fuente: Elaboración propia

La geometría del dado está en función del área en planta del apoyo neopreno, es recomendable que la superficie del dado sea igual o mayor que la del neopreno

a) Dimensiones del dado

Longitud del dado en el eje transversal $\rightarrow a' = 45 \text{ cm}$

Longitud del dado en el eje longitudinal $\rightarrow b' = 55 \text{ cm}$

Altura del dado $\rightarrow h = 10 \text{ cm}$

Solicitud de diseño

Combinación de cargas

Correspondiente a las reacciones de la viga exterior calculado en CSI Bridge:

$\eta = 1 \rightarrow$ puente convencional Resistencia I

$$R_U = \eta \cdot [1,25 \cdot R_{DC} + 1,5 \cdot R_{DW} + 1,75 \cdot (R_{PL} + R_{LL+IM})]$$

$$R_U = 1311,06 \text{ kN}$$

Diseño de la armadura

a) Armadura paralela al tráfico

Longitud del neopreno (paralelo al tráfico) $\rightarrow a = 30 \text{ cm}$

Resistencia característica del acero $\rightarrow f_y = 420 \text{ MPa}$

$$A_{st} = 0,25 \cdot \frac{R_U}{f_y} \cdot \left(\frac{a' - a}{a'} \right) \rightarrow A_{st} = 2,60 \text{ cm}^2$$

Disponiendo:

$$\begin{aligned} \phi &= 10 \text{ mm} \\ N^{\circ}_{barras} &= 5 \end{aligned}$$

$$A_s = N^{\circ}_{barras} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Verificación:

$$A_s > A_{st} \rightarrow 3,93 \text{ cm}^2 > 2,60 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!}$$

Usar: 5 Ø 10

b) Armadura perpendicular al tráfico

Longitud del neopreno (perpendicular al tráfico) $\rightarrow b = 40 \text{ cm}$

Resistencia característica del acero $\rightarrow f_y = 420 \text{ MPa}$

$$A_{sa} = 0,25 \cdot \frac{R_U}{f_y} \cdot \left(\frac{b' - b}{b'} \right) \rightarrow A_{sa} = 2,13 \text{ cm}^2$$

Disponiendo:

$$\begin{array}{ll} \phi = 10 \text{ mm} & A_s = N^{\circ}_{barras} \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 3,14 \text{ cm}^2 \\ N^{\circ}_{barras} = 4 & \end{array}$$

Verificación:

$$A_s > A_{sa} \rightarrow 3,14 \text{ cm}^2 > 2,13 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!}$$

Usar: 4 Ø 10

Resistencia al aplastamiento

En el **Art. 5.6.5**, nos indica el procedimiento para verificar la resistencia del hormigón al aplastamiento.

$$\phi \cdot R_n \geq R_U \quad ; \quad R_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot m \quad ; \quad m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Donde:

$\phi = 0.7$ Factor de resistencia (para apoyo sobre hormigón)

R_n = resistencia nominal de aplastamiento

A_1 = área en planta del dado de apoyo

A_2 = área en planta debajo del dado de apoyo

m = factor de modificación

Entonces:

$$A_1 = A_2 = a' \cdot b' = 0,25 \text{ m}^2 \rightarrow m = 1$$

$$R_n = 5259,38 \text{ kN}$$

Verificación:

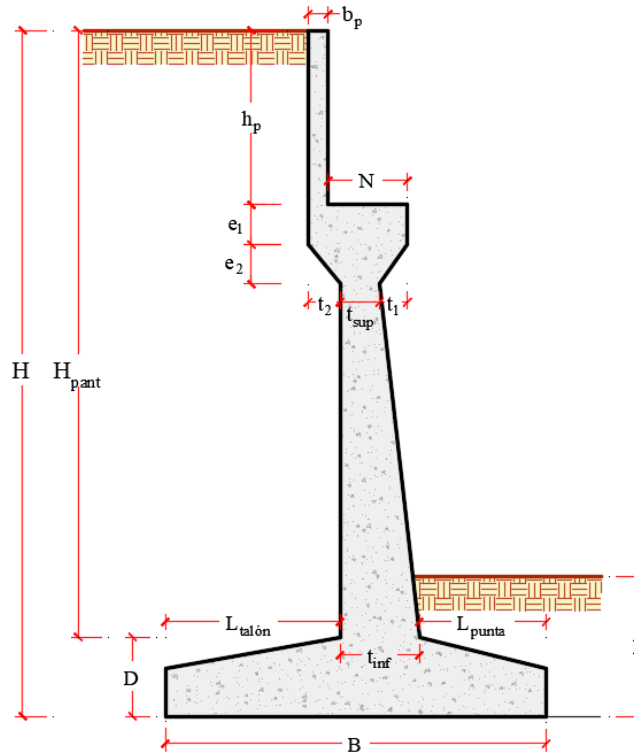
$$\phi \cdot R_n \geq R_U$$

$$3681,56 \text{ kN} \geq 1311,06 \text{ kN} \quad \text{Cumple!}$$

3.4.3.2 Diseño del estribo

1. Predimensionamiento

Figura 3.40 Dimensiones del estribo en voladizo



Fuente: Elaboración propia

Del texto “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones” de Braja M. Das, pág. 378 Séptima edición, se tienen las siguientes recomendaciones:

Altura del estribo $\rightarrow H = 8,30 \text{ m}$ (Dato)

Ancho de la zapata $\rightarrow B = 1/2 \cdot H - 2/3 \cdot H = 4,13 \text{ m} - 5,50 \text{ m}$

Altura de la zapata $\rightarrow D = 0,1 \cdot H = 0,83 \text{ m}$

Longitud de punta $\rightarrow L_{punta} = 0,1 \cdot H = 0,83 \text{ m}$

Ancho superior de la pantalla $\rightarrow t_{sup \text{ min}} = 0,30 \text{ m}$

Ancho inferior de la pantalla $\rightarrow t_{inf} = 0,1 \cdot H = 0,83 \text{ m}$

Longitud mínima de cajuela: **(Art. 4.7.4.4-1)**

Con: $L = 29.000 \text{ mm}$; $H' = 0$ (para puentes de un solo tramo) ; $S = 28^\circ$

$N_{min} = (200 + 0,0017 \cdot L + 0,0067 \cdot H') \cdot (1 + 0,000125 \cdot S^2) \rightarrow N_{min} = 0,27 \text{ m}$

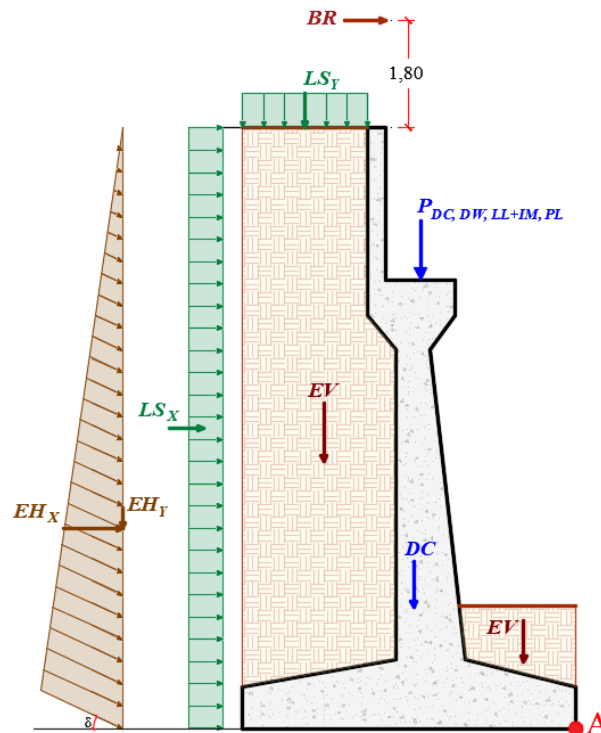
Tabla 3.16 Dimensiones finales del estribo

Dimensión		Valores (m)	Observación
Altura del estribo	$H =$	8,25	Dato
Altura del suelo desde la puntera	$h =$	2,80	Dato
Ancho de la zapata	$B =$	4,80	Criterio
Altura de la zapata	$D =$	1,00	Criterio
Altura de la pantalla	$H_{pant} =$	7,25	Calculado
Ancho superior de la pantalla	$t_{sup} =$	0,50	Criterio
Ancho inferior de la pantalla	$t_{inf} =$	0,90	Criterio
Longitud de punta	$L_{punta} =$	1,60	Criterio
Longitud de talón	$L_{talon} =$	2,30	Calculado
Altura de cabezal	$e_1 =$	0,50	Asumido
Altura de la corona	$e_2 =$	0,50	Asumido
Ancho de la corona der.	$t_1 =$	0,30	Asumido
Ancho de la corona izq.	$t_2 =$	0,40	Asumido
Altura del espaldar	$h_p =$	1,94	Dato
Espesor del espaldar	$b_p =$	0,25	Asumido
Longitud de cajuela	$N =$	0,95	Criterio

Fuente: Elaboración propia

2. Análisis de cargas

Figura 3.41 Cargas actuantes en el estribo



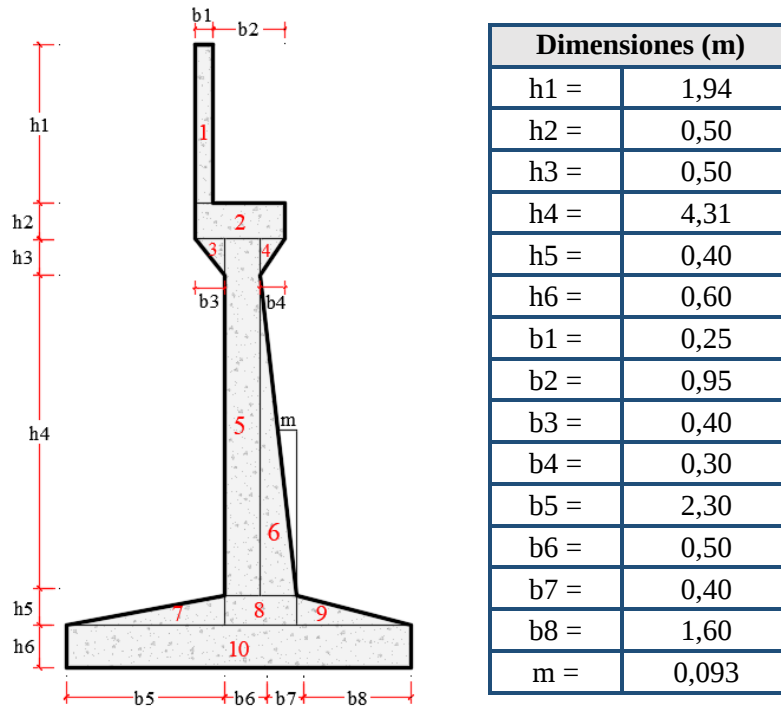
Fuente: Elaboración propia

Cargas Verticales (considerando franjas de 1 m de longitud de estribo)

a) Cargas de peso propio (DC)

Peso propio del estribo de H°A°:

Figura 3.42 Discretización del área del estribo



Fuente: Elaboración propia

Peso específico del hormigón armado $\rightarrow \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 23,54 \text{ kN/m}^3$

Elemento	Área (m ²)	DC _i (kN/m)	x _i (m)	DC _i · x _i (kN·m/m)
1	0,49	11,41	2,78	31,68
2	0,60	14,12	2,30	32,48
3	0,10	2,35	2,63	6,20
4	0,08	1,77	1,90	3,35
5	2,41	56,60	2,25	127,36
6	0,86	20,29	1,87	37,87
7	0,46	10,83	3,27	35,37
8	0,36	8,47	2,05	17,37
9	0,32	7,53	1,07	8,03
10	2,88	67,78	2,40	162,68
Σ	8,55	201,16		462,39

$$DC = 201,16 \text{ kN/m}$$

$$X_A = \frac{\sum DC_i \cdot x_i}{DC} \rightarrow X_A = 2,30 \text{ m}$$

Peso propio de la superestructura:

Reacción total DC de la superestructura:

$$R_{DC} = 1490,80 \text{ kN}$$

Longitud de cajuela $\rightarrow l = 9,40 \text{ m}$

$$P_{DC} = \frac{R_{DC}}{l} \rightarrow P_{DC} = 158,60 \text{ kN/m}$$

$$X_A = 2,14 \text{ m}$$

b) Carga DW

Peso de la capa de rodadura:

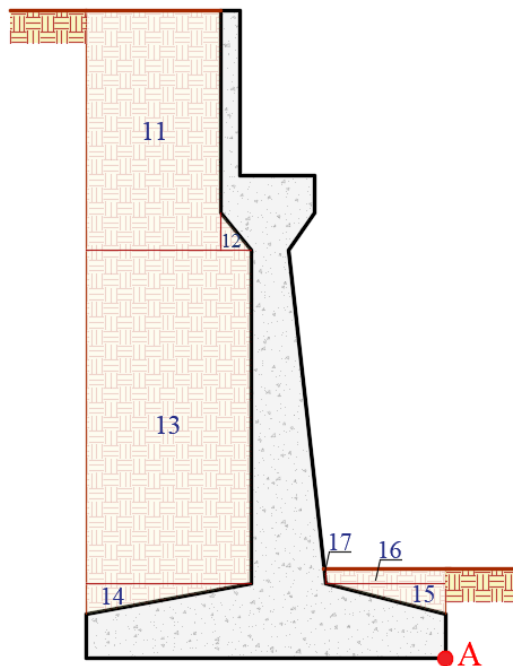
Reacción DW de la superestructura $\rightarrow R_{DW} = 119,56 \text{ kN}$

$$P_{DW} = \frac{R_{DW}}{l} \rightarrow P_{DW} = 12,72 \text{ kN/m}$$

$$X_A = 2,14 \text{ m}$$

c) Carga EV (peso del suelo)

Figura 3.43 Discretización del área del suelo de relleno



Fuente: Elaboración propia

Peso específico del suelo $\rightarrow \gamma_s = 20,70 \text{ kN/m}^3$

Elemento	Área (m ²)	EV_i (kN/m)	x_i (m)	$EV_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
11	5,586	115,63	3,85	445,18
12	0,100	2,07	2,63	5,45
13	9,913	205,20	3,65	748,98
14	0,460	9,52	4,03	38,41
15	0,320	6,62	0,53	3,53
16	2,880	59,62	0,80	47,69
17	0,150	3,11	1,77	5,50
Σ	19,41	401,77		1294,73

$$EV = 401,77 \text{ kN/m}$$

$$X_A = \frac{\Sigma EV_i \cdot x_i}{EV} \rightarrow X_A = 3,22 \text{ m}$$

d) Carga LL+IM

Carga viva e impacto:

Reacción LL+IM de la superestructura $\rightarrow R_{LL+IM} = 1538,24 \text{ kN}$

$$P_{LL+IM} = \frac{R_{LL+IM}}{l} \rightarrow P_{LL+IM} = 163,64 \text{ kN/m}$$

$$X_A = 2,14 \text{ m}$$

e) Carga LSy (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C:

Para cargas vehiculares actuando sobre el terreno, se agrega una porción equivalente de suelo. En la **tabla 3.11.6.4-1** de la normativa indica que para alturas de estribos mayores a 6 m, la altura de sobrecarga viva será:

$$h' = 0,60 \text{ m}$$

Terreno equivalente extendido desde el talón del estribo $\rightarrow b' = 1,90 \text{ m}$

$$LS_y = \gamma_s \cdot b' \cdot h' \rightarrow LS_y = 178,85 \text{ kN/m}$$

$$X_A = 3,80 \text{ m}$$

f) Carga EHy (presión lateral del terreno)

Cálculo del coeficiente ka

El coeficiente de empuje lateral activo (k_a) se puede tomar como:

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

Donde:

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

$\theta = 90^\circ$ Angulo entre el respaldo de muro y la horizontal

$\phi'_f = 37^\circ$ Angulo efectivo de fricción interna

$\beta = 0^\circ$ Angulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

$\delta = 2/3 \cdot \phi'_f = 24,67^\circ$ Angulo de fricción entre el muro y el terreno

Entonces:

$$\Gamma = 3,1099 \rightarrow k_a = 0,2257$$

Presión lateral del terreno en dirección vertical

$$EH_y = \frac{1}{2} \cdot H \cdot (k_a \cdot H \cdot \gamma_s) \cdot \text{sen}(\delta) \rightarrow EH_y = 66,35 \text{ kN/m}$$

$$X_A = 4,80 \text{ m}$$

Tabla 3.17 Resumen de cargas verticales en el estribo

Carga	Tipo	V (kN/m)	Xa (m)	Mv (Kn*m/m)
DC	DC	201,16	2,30	462,39
PDC	DC	158,60	2,14	339,87
PDW	DW	12,72	2,14	27,26
EV	EV	401,77	3,22	1294,73
PLL+IM	LL+IM	163,64	2,14	350,68
LSy	LS	23,60	3,85	90,85
EHy	EH	66,35	4,80	318,48
Σ		1027,84		2884,26

Fuente: Elaboración propia

Cargas Horizontales (considerando franjas de 1 m de longitud de estribo)

a) Carga LSx (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$LS_x = H \cdot (k_a \cdot \gamma_s \cdot h')$$

Donde:

$$h' = 0,60 \text{ m}$$

$$k_a = 0,2257$$

$$H = 8,25 \text{ m}$$

Entonces:

$$LS_x = 138,94 \text{ kN} \quad ; \quad Y_a = 4,71 \text{ m}$$

b) Carga EHx (presión lateral del terreno)

$$EH_x = \frac{1}{2} \cdot H \cdot (k_a \cdot H \cdot \gamma_s) \cdot \cos(\delta)$$

Donde:

$$\delta = 24,67^\circ$$

$$k_a = 0,2257$$

$$\gamma_s = 20,70 \text{ kN/m}^3$$

Entonces:

$$EH_x = 144,48 \text{ kN/m} \quad ; \quad Y_a = 2,75 \text{ m}$$

c) Cargas BR (frenado)

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

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

En este caso se aplicará para dos carriles cargados, entonces: $y_{BR} = 1,00$

$$BR_1 = y_{BR} \cdot (0,25 \cdot 325) \cdot N_{carriles} = 162,5 \text{ kN}$$

$$BR_2 = y_{BR} \cdot [0,05 \cdot (325 + 9,3L) \cdot N_{carriles}] = 59,47 \text{ kN}$$

Se elige el mayor, por lo tanto la fuerza de frenado para un metro de profundidad:

$$BR = \frac{BR_1}{l} = 17,29 \text{ kN/m}$$

La fuerza de frenado actúa a una altura de 1,8 m por encima de la capa de rodadura:

$$y_a = 10,05 \text{ m}$$

Tabla 3.18 Resumen de cargas horizontales en el estribo

Carga	Tipo	H (kN/m)	Ya (m)	M _H (Kn*m/m)
LSx	LS	22,84	4,08	93,09
EHx	EH	141,00	2,72	383,04
BR	BR	16,41	9,95	163,32
Σ		180,26		639,46

Fuente: Elaboración propia

3. Verificación de la Estabilidad del Estribo

Caso I – Estribo con puente

a) Estados limites aplicables y combinaciones de carga

Se toma en cuenta el estado límite de Resistencia I y el de Servicio I con un factor modificador de carga igual a 1.

Para el chequeo de estabilidad al **vuelco y deslizamiento** observando en el gráfico las cargas actuantes, se usará los factores γ máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (LSx, EH, y BR) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LL+IM, LSy) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. En este caso será denominado **Resistencia Ia**.

Para el chequeo de presiones en la base, se usará los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar la presión sobre el terreno. A este caso lo denominaremos **Resistencia Ib**.

Factores de carga utilizados

Estado Limite	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{BR}
Resistencia Ia	0,90	0,65	1,00	-	-	1,75	1,50	1,75
Resistencia Ib	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,75	1,50	1,75
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

b) Cargas mayoradas

Cargas verticales (Vu)

Tipo	DC		DW	EV	EH	LL+IM	LS	Σ
Carga	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	EH _y	P _{LL+IM}	LS _y	Vu
V (kN)	201,16	158,60	12,72	401,77	66,35	163,64	23,60	1027,84
γ	0,9	0,9	0,65	1	1,5	0	0	
Resist. Ia	181,04	142,74	8,27	401,77	99,53	0,00	0,00	833,35
γ	1,25	1,25	1,5	1,35	1,5	1,75	1,75	
Resist. Ib	251,45	198,24	19,08	542,39	99,53	286,37	41,30	1438,36
γ	1	1	1	1	1	1	1	
Servicio I	201,16	158,60	12,72	401,77	66,35	163,64	23,60	1027,84

Momento estabilizador por cargas verticales (Mvu)

Tipo	DC		DW	EV	EH	LL+IM	LS	Σ
Carga	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	EH _y	P _{LL+IM}	LS _y	M _{VU}
M _v (kN·m)	462,39	339,87	27,26	1294,73	318,48	350,68	90,85	2884,26
γ	0,9	0,9	0,65	1	1,5	0	0	
Resist. Ia	416,15	305,88	17,72	1294,73	477,73	0,00	0,00	2512,21
γ	1,25	1,25	1,5	1,35	1,5	1,75	1,75	
Resist. Ib	577,98	424,84	40,89	1747,89	477,73	613,69	158,99	4042,01
γ	1	1	1	1	1	1	1	
Servicio I	462,39	339,87	27,26	1294,73	318,48	350,68	90,85	2884,26

Cargas Horizontales (Hu)

Tipo	LS	EH	BR	Σ
Carga	LS _x	EH _x	BR	Hu (kN)
H (kN)	23,13	144,48	17,29	184,89
γ	1,75	1,5	1,75	
Resist. Ia	40,47	216,72	30,25	287,44
γ	1,75	1,5	1,75	
Resist. Ib	40,47	216,72	30,25	287,44
γ	1	1	1	
Servicio I	23,13	144,48	17,29	184,89

Momentos de vuelco por cargas horizontales (Mhu)

Tipo	LS	EH	BR	Σ
Carga	LS _x	EH _x	BR	M _{HU}
M _H (kN·m)	95,39	397,32	173,74	666,44
γ	1,75	1,5	1,75	
Resist. Ia	166,93	595,97	304,04	1066,95
γ	1,75	1,5	1,75	
Resist. Ib	166,93	595,97	304,04	1066,95
γ	1	1	1	
Servicio I	95,39	397,32	173,74	666,44

c) Chequeo de la estabilidad y seguridad

Vuelco alrededor del punto A

Cálculo de la excentricidad máxima

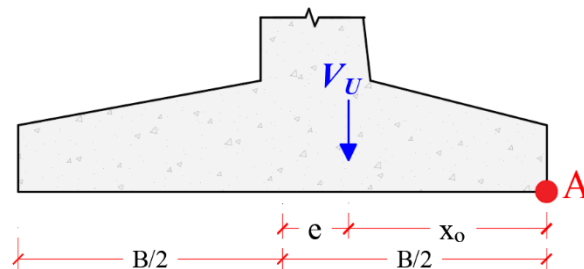
Estado límite de resistencia (**Art. 11.6.3.3**)

En las fundaciones en suelo, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los nueve décimos centrales ($e \leq 0.45B$).

En este caso un estribo está apoyado sobre suelo rocoso, de modo conservador para ambos estribos, la excentricidad se mantendrá dentro de los dos tercios centrales.

Figura 3.44 Excentricidad en la base del cimiento



Fuente: Elaboración propia

Base de la zapata $\rightarrow B = 4,80 \text{ m}$

$$e_{max} = \frac{B}{3} = 1,60 \text{ m}$$

$$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} \quad ; \quad e = \frac{B}{2} - x_o$$

Estado	V_U (kN/m)	M_{VU} (kN·m/m)	M_{HU} (kN·m/m)	x_o (m)	e (m)	e_{max} (m)	Condición
Resist. Ia	833,35	2512,21	1066,95	1,73	0,67	1,60	Cumple!
Resist. Ib	1438,36	4042,01	1066,95	2,07	0,33	1,60	Cumple!
Servicio I	1027,84	2884,26	666,44	2,16	0,24	1,60	Cumple!

Seguridad al vuelco

$$C_{SV} = \frac{M_{VU}}{M_{HU}} \geq 2$$

Estado	M_{VU} (kN·m/m)	M_{HU} (kN·m/m)	C_{SV}	$C_{SV.min}$	Condición
Resist. Ia	2512,21	1066,95	2,35	2,00	Cumple!
Resist. Ib	4042,01	1066,95	3,79	2,00	Cumple!
Servicio I	2884,26	666,44	4,33	2,00	Cumple!

Deslizamiento en la base del estribo

Resistencia factorada al deslizamiento (Art. 10.6.3.4)

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{ep} \cdot R_{ep} \geq H_U$$

Donde:

$$R_\tau = C \cdot V_U \cdot \tan(\phi'_f)$$

$C = 1,0$ Para concreto vaciado directamente al suelo

$\phi'_f = 37^\circ$ Angulo efectivo de fricción interna

$\varphi_\tau = 0,80$ (Tabla 10.5.5.2.2-1)

Como la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones:

$\varphi_{ep} = 0$ Para el estado límite de Resistencia

Entonces:

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau$$

Estado	V_U (kN/m)	R_R (kN/m)	H_U (kN/m)	Condición
Resist. Ia	833,35	502,38	287,44	Cumple!
Resist. Ib	1438,36	867,11	287,44	Cumple!
Servicio I	1027,84	619,63	184,89	Cumple!

Seguridad al deslizamiento

$$C_{SD} = \frac{\mu \cdot V_U}{H_U} \geq 1,5$$

Estado	$\mu \cdot V_U$ (kN/m)	H_U (kN/m)	C_{SD}	$C_{SD.min}$	Condición
Resist. Ia	627,97	287,44	2,18	1,50	Cumple!
Resist. Ib	1083,88	287,44	3,77	1,50	Cumple!
Servicio I	774,53	184,89	4,19	1,50	Cumple!

Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Debe cumplir que:

$$q_R \geq q$$

Para el estado límite de Resistencia:

$$q_R = \varphi_b \cdot q_n = \varphi_b \cdot (FS \cdot q_{adm}) \quad (\text{Art. 10.6.3.1.1})$$

Donde:

$\varphi_b = 0,45$ Factor de resistencia para capacidad de carga (**Tabla 10.5.5.2.2-1**)

$FS = 3$

$q_{adm} = 0,45 \text{ MPa}$

Para el estado límite de Servicio I:

$$q_R = q_{adm}$$

Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular (**Art. 11.6.3.2**)

$$q_{max} = \frac{V_U}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad ; \quad q_{min} = \frac{V_U}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Estado	V_U (kN/m)	e (m)	q_{max} (MPa)	q_{min} (MPa)	q_R (MPa)	Condición
Resist. Ia	833,35	0,67	0,318	0,029	0,608	Cumple!
Resist. Ib	1438,36	0,33	0,424	0,175	0,608	Cumple!
Servicio I	1027,84	0,24	0,279	0,149	0,450	Cumple!

Caso II – Estribo sin puente

a) Cargas mayoradas

Cargas verticales (V_u)

Tipo	DC	EV	EH	LS	Σ
Carga	DC	EV	EHy	LSy	V_u
V (kN)	201,16	401,77	66,35	90,85	760,14
γ	0,9	1	1,5	0	
Resist. Ia	181,04	401,77	99,53	0,00	682,34
γ	1,25	1,35	1,5	1,75	
Resist. Ib	251,45	542,39	99,53	158,99	1052,36
γ	1	1	1	1	
Servicio I	201,16	401,77	66,35	90,85	760,14

Momento estabilizador por cargas verticales (Mvu)

Tipo	DC	EV	EH	LS	Σ
Carga	DC	EV	EHy	LSy	M _{VU}
Mv (kN·m)	462,39	1294,73	318,48	90,85	2166,46
γ	0,9	1	1,5	0	
Resist. Ia	416,15	1294,73	477,73	0,00	2188,61
γ	1,25	1,35	1,5	1,75	
Resist. Ib	577,98	1747,89	477,73	158,99	2962,59
γ	1	1	1	1	
Servicio I	462,39	1294,73	318,48	90,85	2166,46

Cargas Horizontales (Hu)

Tipo	LS	EH	Σ
Carga	LSx	EHx	Hu
H (kN)	23,13	144,48	167,60
γ	1,75	1,5	
Resist. Ia	40,47	216,72	257,19
γ	1,75	1,5	
Resist. Ib	40,47	216,72	257,19
γ	1	1	
Servicio I	23,13	144,48	167,60

Momentos de vuelco por cargas horizontales (Mhu)

Tipo	LS	EH	Σ
Carga	LSx	EHx	M _{HU}
M _H (kN)	95,39	397,32	492,71
γ	1,75	1,5	
Resist. Ia	166,93	595,97	762,91
γ	1,75	1,5	
Resist. Ib	166,93	595,97	762,91
γ	1	1	
Servicio I	95,39	397,32	492,71

b) Chequeo de la estabilidad y seguridad

Vuelco alrededor del punto A

Cálculo de la excentricidad máxima

Estado límite de resistencia (**Art. 11.6.3.3**)

Se debe mantener la resultante dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$)

Base de la zapata $\rightarrow B = 4,80 \text{ m}$

$$e_{max} = \frac{B}{3} = 1,60 \text{ m}$$

$$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} ; \quad e = \frac{B}{2} - x_o$$

Estado	V_U (kN/m)	M_{VU} (kN·m/m)	M_{HU} (kN·m/m)	x_o (m)	e (m)	e_{max} (m)	Condición
Resist. Ia	682,34	2188,61	762,91	2,09	0,31	1,60	Cumple!
Resist. Ib	1052,36	2962,59	762,91	2,09	0,31	1,60	Cumple!
Servicio I	760,14	2166,46	492,71	2,20	0,20	1,60	Cumple!

Seguridad al vuelco

$$C_{SV} = \frac{M_{VU}}{M_{HU}} \geq 2$$

Estado	M_{VU} (kN·m/m)	M_{HU} (kN·m/m)	C_{SV}	$C_{SV.min}$	Condición
Resist. Ia	2188,61	762,91	2,87	2,00	Cumple!
Resist. Ib	2962,59	762,91	3,88	2,00	Cumple!
Servicio I	2166,46	492,71	4,40	2,00	Cumple!

Deslizamiento en la base del estribo

Resistencia factorada al deslizamiento (**Art. 10.6.3.4**)

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau \geq H_U$$

Donde:

$$R_\tau = C \cdot V_U \cdot \tan(\phi'_f)$$

$C = 1,0$ Para concreto vaciado directamente al suelo

$\phi'_f = 36^\circ$ Angulo efectivo de fricción interna

$\varphi_\tau = 0,80$ (**Tabla 10.5.5.2.2-1**)

Estado	V_U (kN/m)	R_R (kN/m)	H_U (kN/m)	Condición
Resist. Ia	682,34	411,35	257,19	Cumple!
Resist. Ib	1052,36	634,41	257,19	Cumple!
Servicio I	760,14	458,24	167,60	Cumple!

Seguridad al deslizamiento

$$C_{SD} = \frac{\mu \cdot V_U}{H_U} \geq 1,5$$

Estado	$\mu \cdot V_U$ (kN/m)	H_U (kN/m)	C_{SD}	$C_{SD.min}$	Condición
Resist. Ia	514,18	257,19	2,00	1,50	Cumple!
Resist. Ib	793,01	257,19	3,08	1,50	Cumple!
Servicio I	572,80	167,60	3,42	1,50	Cumple!

Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

Debe cumplir que:

$$q_R \geq q$$

Para el estado límite de Resistencia:

$$q_R = \phi_b \cdot (FS \cdot \sigma_{adm})$$

Donde:

$\phi_b = 0,45$ Factor de resistencia para capacidad de carga (**Tabla 10.5.5-1**)

$FS = 3$

$q_{adm} = 0,45$ MPa

Para el estado límite de Servicio I $\rightarrow q_R = q_{adm}$

Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular (**Art. 11.6.3.2**)

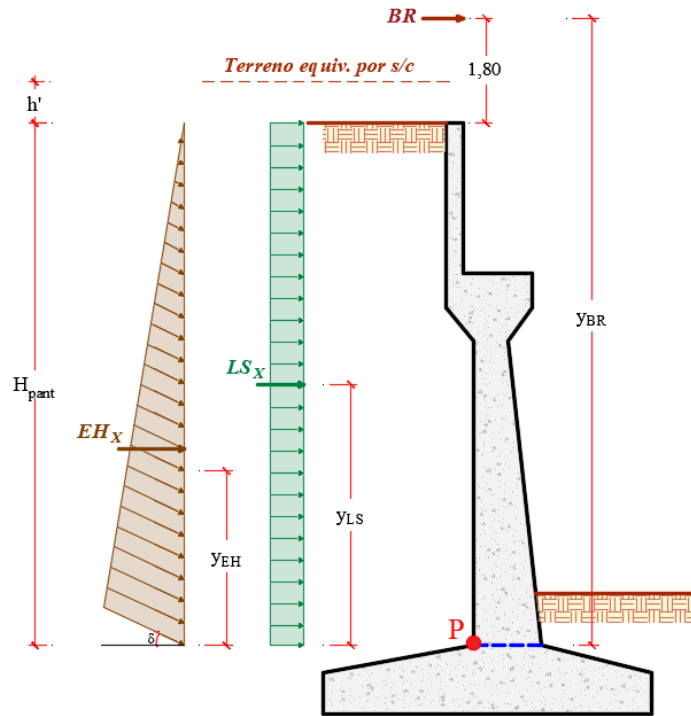
$$q_{max} = \frac{V_U}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad ; \quad q_{min} = \frac{V_U}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

Estado	V_U (kN/m)	e (m)	q_{max} (MPa)	q_{min} (MPa)	q_R (MPa)	Condición
Resist. Ia	682,34	0,31	0,197	0,087	0,608	Cumple!
Resist. Ib	1052,36	0,31	0,304	0,134	0,608	Cumple!
Servicio I	760,14	0,20	0,198	0,119	0,450	Cumple!

4. Diseño de la Pantalla

Análisis de cargas

Figura 3.45 Cargas consideradas para el diseño de la pantalla



Fuente: Elaboración propia

Donde:

$$LS_x = H_{pant} \cdot (k_a \cdot \gamma_s \cdot h') \quad ; \quad EH_x = \frac{1}{2} \cdot H_{pant} \cdot (k_a \cdot H_{pant} \cdot \gamma_s) \cdot \cos(\delta)$$

Las cargas y los momentos en la base de la pantalla se resume en la siguiente tabla:

Carga	H (kN)	Brazo (m)	M (kN·m)
LS_x	20,32	3,63	73,67
EH_x	111,58	2,42	269,64
BR	17,29	9,05	156,45

Solicitaciones de diseño

Estado Limite de Resistencia I, con un valor de $\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1$

a) Momento de diseño

$$M_U = \eta \cdot (1,75 \cdot M_{LS} + 1,5 \cdot M_{EH} + 1,75 \cdot M_{BR}) \rightarrow M_U = 807,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Cortante de diseño

$$V_U = \eta \cdot (1,75 \cdot V_{LS} + 1,5 \cdot V_{EH} + 1,75 \cdot V_{BR}) \rightarrow V_U = 233,18 \text{ kN}$$

Diseño a Flexión

Datos:

$M_U =$	807,17	kN·m
$f'_c =$	25	MPa
$f_y =$	420	MPa
$b =$	1,00	m
$h =$	0,90	m
$r =$	50	mm
$\phi =$	25	mm
$\phi =$	0,9	flexión
$\beta =$	0,85	

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,84 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$
$$a = 5,20 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 6,12 \text{ cm}$$

a) Armadura principal

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 26,31 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r$$

$$M_{min1} = 510,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 1073,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 510,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El M_u es mayor, por lo tanto rige el diseño para el A_s necesario

Armadura máxima

Las actuales disposiciones de la AASHTO LRFD eliminan este limite

Disposición de armadura necesaria

$\phi =$	25	mm
$A_\phi =$	4,909	cm ²
$A_{s_{nec}} =$	26,31	cm ²

Numero de barras:

$$N^\circ \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_\phi} = 5,36 \approx 6$$

$$A_{s_{real}} = N^\circ \text{ barras} \cdot A_\phi = 29,45 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ}barras} = 15 \text{ cm}$$

Verificación

Momento nominal:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow M_n = 1003,82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$807,17 \text{ kN} \cdot \text{m} < 903,44 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Usar: Ø 25 c/15 cm

b) Armadura secundaria

Armadura por temperatura (Art. 5.10.6)

La armadura mínima por temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular a la armadura principal de la pantalla y también en ambos sentidos de la cara exterior de la pantalla.

Tomando un espesor promedio de la pantalla: $\frac{1}{2}(0,90 + 0,50) = 0,70 \text{ m}$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$A_{stemp} = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)} = 3,71 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se verifica:

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{stemp} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Cumple!}$$

a) Disposición de armadura secundaria

$$\emptyset = 12 \text{ mm}$$

$$A_{\emptyset} = 1,131 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras:

$$S_{barras} = \frac{A_{\emptyset}}{A_{stemp}} = 0,31 \approx 30 \text{ cm}$$

Usar: Ø 12 c/30 cm

4.4. Revisión de fisuración por distribución de armadura

Acero principal

a) Momento actuante

Usando la sección agrietada y una franja de 0,15 m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $\eta = 1$:

$$M_S = \eta \cdot [1 \cdot M_{DC} + 1 \cdot M_{DW} + 1 \cdot (M_{LL+IM} + M_{PL})] \cdot 0,15$$

$$M_S = 74,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Ubicación del eje neutro

Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad del hormigón: $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 23500 \text{ MPa}$

Relación modular:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8,51$$

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\emptyset}{2} \rightarrow d_c = 6,25 \text{ cm}$$

Área de acero transformada:

$$A_{st} = n \cdot A_s = 41,78 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar “y”

Donde: $d = h - d_c = 83,75 \text{ cm}$; $b = 15 \text{ cm}$ Espaciamiento del acero

$$b \cdot y \cdot \left(\frac{y}{2}\right) = A_{st} \cdot (d - y)$$

$$y = 19 \text{ cm}$$

c) Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo j_d entre las cargas es:

$$j_d = d - \frac{y}{3} = 77,42 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_S}{j_d \cdot A_s} = 197,26 \text{ MPa} \leq 0,6 \cdot f_y = 252 \text{ MPa}$$

d) Separación máxima de la armadura

$$s_{max} = \frac{125.00 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c \quad (\text{Ec. 5.6.7-1})$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7 \cdot (h - d_c)} = 1,11 \quad (\text{Ec. 5.6.7-2})$$

Para condición de exposición severa, con $\rightarrow \gamma_e = 0,75$

Haciendo la conversión de:

$$f_{ss} = 197,26 \text{ MPa} = 2011,54 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando en la ecuación 5.6.7-1, se tiene:

$$s_{max} = \frac{125.00 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c = 29,62 \text{ cm}$$

Entonces:

$$s_{max} > b$$

$$29,62 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Revisión por corte

Datos:

$V_U =$	233,18	kN	<u>Peralte de corte efectivo (Art. 5.7.2.8)</u>
$f'_c =$	25	MPa	
$f_y =$	420	MPa	$d_v = d - \frac{a}{2} = 0,81 \text{ m}$
$b =$	1,00	m	
$h =$	0,90	m	No menor que el mayor valor de: $\begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,75 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,65 \text{ m} \end{cases}$
$d =$	0,84	m	
$a =$	5,20	cm	Entonces:
$\phi =$	0,9	Corte	$d_v = 0,81 \text{ m}$

a) Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\text{Ec. 5.7.3.3-2} \quad V_n = 0,25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v$$

$$V_n = 5071,85 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

$$\text{Ec. 5.7.3.3-1} \quad V_n = V_c + V_s$$

$$\text{Ec. 5.7.3.3-3} \quad V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v$$

Donde: $\beta = 2$ (Art. 5.7.3.4.1)

$$V_c = 673,54 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3**, plantea la siguiente ecuación:

$$V_U > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

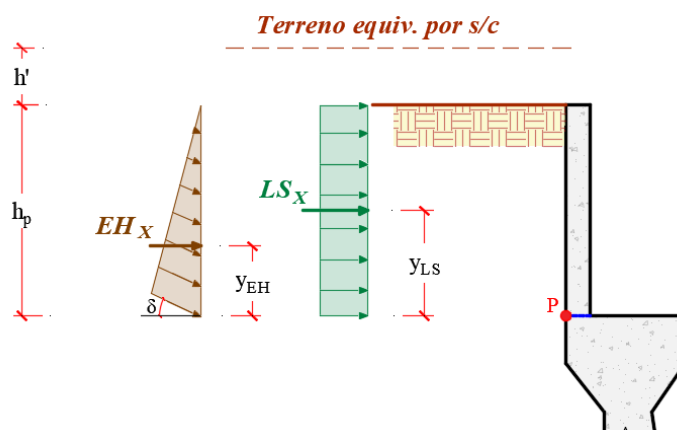
$$233,18 \text{ kN} > 303,09 \text{ kN}$$

No cumple, por lo tanto no necesita estribos

5. Diseño del Espaldar

Análisis de cargas

Figura 3.46 Cargas consideradas para el diseño del espaldar



Fuente: Elaboración propia

Las cargas y los momentos en la base del espaldar se resume en la siguiente tabla:

Carga	H (kN)	Brazo (m)	M (kN·m)
LS_x	6,44	0,97	6,25
EH_x	8,15	0,85	5,27

Solicitaciones de diseño

Estado Limite de Resistencia I, con un valor de $\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1$

a) Momento de diseño

$$M_U = \eta \cdot (1,75 \cdot M_{LS} + 1,5 \cdot M_{EH})$$

$$M_U = 18,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Cortante de diseño

$$V_U = \eta \cdot (1,75 \cdot V_{LS} + 1,5 \cdot V_{EH}) \rightarrow V_U = 23,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Diseño a Flexión

$$M_U = 18,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$r = 50 \text{ mm}$$

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

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 0,20 \text{ m}$$

$$\phi = 0,9 \text{ flexión}$$

$$\beta = 0,85$$

a) Armadura principal

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \rightarrow a = 0,51 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 0,60 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 2,59 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 39,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 25,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 25,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin con lo cual se tiene:

$$a = 0,68 \text{ cm} ; A_{s_{nec}} = 3,46 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

Las actuales disposiciones de la AASHTO LRFD eliminan este limite

Disposición de armadura necesaria

$\emptyset = 10 \text{ mm}$	Numero de barras:
$A_{\emptyset} = 0,785 \text{ cm}^2$	
$A_{s_{nec}} = 3,46 \text{ cm}^2$	$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 4,40 \approx 5$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ} \text{ barras}} = 20 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: $\emptyset 10 \text{ c}/20 \text{ cm}$

b) Armadura secundaria

Se dispone armadura por contracción y temperatura (**Art. 5.10.6**)

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$A_{s_{temp}} = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)}$$

$$A_{s_{temp}} = 1,80 \text{ cm}^2/m$$

Se verifica:

$$2,33 \text{ cm}^2/m \leq A_{s_{temp}} \leq 12,70 \text{ cm}^2/m \quad \text{No cumple}$$

Por lo tanto se usa $2,33 \text{ cm}^2/m$

Disposición de armadura secundaria

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

$$A_{\phi} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras:

$$S_{barras} = \frac{A_{\phi}}{A_{s_{temp}}} = 0,34 \approx 30 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 10 \text{ c}/30 \text{ cm}$

Revisión por corte

Datos:

$$V_U = 23,50 \text{ kN}$$

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

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 0,20 \text{ m}$$

$$a = 0,68 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,9 \quad \text{Corte}$$

Peralte de corte efectivo (**Art. 5.7.2.8**)

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 0,19 \text{ m}$$

No menor que el mayor valor de: $\begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,18 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,18 \text{ m} \end{cases}$

Entonces:

$$d_v = 0,19 \text{ m}$$

a) Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\text{Ec. 5.7.3.3-2} \quad V_n = 0,25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v$$

$$V_n = 1197,39 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

$$\text{Ec. 5.7.3.3-1} \quad V_n = V_c + V_s$$

Ec. 5.7.3.3-3

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.7.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 159,01 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3**, plantea la siguiente ecuación:

$$V_U > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$23,50 \text{ kN} > 71,56 \text{ kN}$$

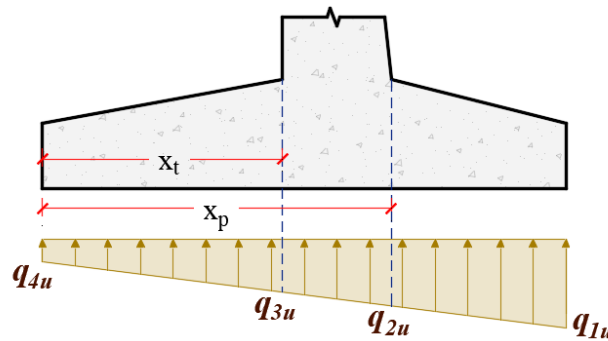
No cumple, por lo tanto no necesita estribos

6. Diseño de la fundación

Esfuerzos sobre el suelo

Para obtener el caso critico de esfuerzo sobre el suelo, se analizará los estados de Resistencia Ia y Resistencia Ib.

Figura 3.47 Esfuerzos del suelo en la base del estribo



Fuente: Elaboración propia

$$q_{1u} = \frac{\sum V_U}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \quad ; \quad q_{4u} = \frac{\sum V_U}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right)$$

Donde:

$B = 4,80 \text{ m}$ Base de la zapata

$x_t = 2,30 \text{ m}$ Distancia a la sección crítica del talón

$x_p = 3,20 \text{ m}$ Distancia a la sección crítica de la punta

Esfuerzos sobre el suelo:

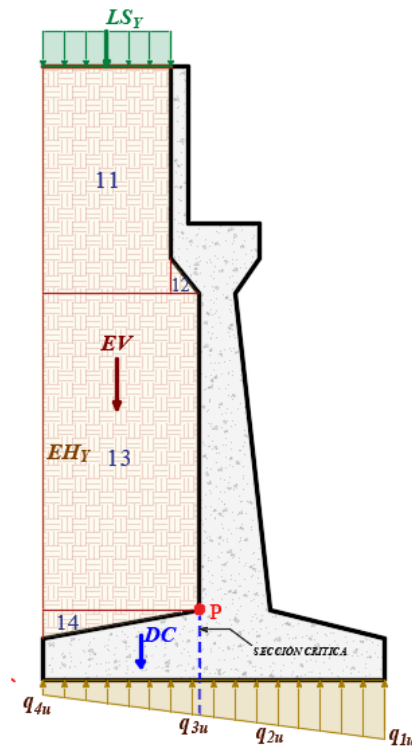
Estado	$\sum V_u$ (kN)	e (m)	q_{4u} (kN/m)	q_{3u} (kN/m)	q_{2u} (kN/m)	q_{1u} (kN/m)
Resist. Ia	833,35	0,67	29,14	167,59	221,77	318,09
Resist. Ib	1438,36	0,33	175,44	294,48	341,07	423,88

Los esfuerzos del estado de Resistencia Ib son mayores, por lo tanto se trabajara con esos esfuerzos como los criticos.

Armadura en la parte superior

Análisis de cargas

Figura 3.48 Cargas actuantes en el talón del estribo



Fuente: Elaboración propia

a) Peso propio DC

$$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 23,54 \text{ kN/m}^3 \quad DC = 43,31 \text{ kN} \quad ; \quad x_p = 1,05 \text{ m}$$

$$A = 1,84 \text{ m}^2 \quad M_{DC} = 45,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Carga LSy (sobrecarga por carga viva en el terreno)

$$h' = 0,60 \text{ m} \quad ; \quad b' = 1,90 \text{ m} \quad LS_y = \gamma_s \cdot h' \cdot b'$$

$$LS_y = 23,60 \text{ kN} \quad ; \quad x_p = 1,35 \text{ m}$$

$$M_{LS_y} = 31,86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

c) Carga EV (peso del suelo)

Peso específico del suelo $\rightarrow \gamma_s = 20,70 \text{ kN/m}^3$

Elemento	Área (m ²)	EV _i (kN/m)	x _i (m)	EV _i · x _i (kN·m/m)
11	5,586	115,63	1,35	156,10
12	0,100	2,07	0,27	0,55
13	9,913	205,20	1,15	235,98
14	0,460	9,52	1,53	14,60
Σ	16,06	332,42		407,23

$$EV = 332,42 \text{ kN} \quad ; \quad x_p = 1,23 \text{ m}$$

$$M_{EV} = 407,23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Diseño a Flexión

a) Momento de diseño

Momento en la cara vertical de la pantalla para el estado límite de Resistencia Ib, con

$\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo:

$$M_U = \eta \cdot (1,25 \cdot M_{DC} + 1,35 \cdot M_{EV} + 1,75 \cdot M_{LS})$$

$$M_U = 662,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Armadura principal

Datos:

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

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 1,00 \text{ m}$$

$$r = 75 \text{ mm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,9 \text{ flexión}$$

$$\beta = 0,85$$

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,92 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 3,87 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 4,55 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 19,57 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r$$

$$M_{min1} = 630,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 881,23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 630,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El M_u es mayor, por tanto rige el diseño para el A_s necesario

Armadura máxima

Las actuales disposiciones de la AASHTO LRFD eliminan este limite

Disposición de armadura necesaria

$\emptyset =$	20	mm	Numero de barras:
$A_{\emptyset} =$	3,142	cm ²	
$A_{s_{nec}} =$	19,57	cm ²	$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 6,23 \approx 7$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 21,99 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ} \text{ barras}} = 15 \text{ cm}$$

Verificación

Momento nominal:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow M_n = 827,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_U \leq \phi M_n$$

$$662,58 \text{ kN} \cdot \text{m} < 744,53 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Usar: Ø20 c/15 cm

c) Armadura secundaria

Se dispone armadura por contracción y temperatura (**Art. 5.10.6**)

Tomando un espesor promedio de la punta: $\frac{1}{2}(1,00 + 0,60) = 0,80 \text{ m}$

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 80 \text{ cm} \end{aligned} \quad A_{s_{temp}} = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se verifica:

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Disposición de armadura secundaria

$$\begin{aligned} \emptyset &= 12 \text{ mm} \\ A_{\emptyset} &= 1,131 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \text{Separación entre barras:} \\ S_{barras} = \frac{A_{\emptyset}}{A_{s_{temp}}} = 0,28 \approx 25 \text{ cm} \end{array}$$

Usar: $\emptyset 12 \text{ c}/25 \text{ cm}$

Revisión por corte

a) Cortante de diseño

Cortante en el talón para el estado límite de Resistencia Ib, con $\eta = \eta_D, \eta_R, \eta_I = 1$

$$V_{Ut} = \eta \cdot (1,25 \cdot V_{DC} + 1,35 \cdot V_{EV} + 1,75 \cdot V_{LS})$$

$$V_{Ut} = 544,20 \text{ kN}$$

Altura de corte efectiva (d_v):

$$\begin{aligned} f'_c &= 25 \text{ MPa} \\ f_y &= 420 \text{ MPa} \\ b &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 1,00 \text{ m} \\ d &= 0,92 \text{ m} \\ a &= 3,87 \text{ cm} \\ \phi &= 0,90 \text{ corte} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} d_v = d - \frac{a}{2} = 0,90 \text{ m} \\ \text{No menor que el mayor valor de } \begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,82 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,72 \text{ m} \end{cases} \\ \text{Entonces:} \\ d_v = 0,90 \text{ m} \end{array}$$

Se toma el cortante producido por la reacción del suelo a una distancia d_v de la cara de la pantalla.

$$q_{dv} = 248,12 \text{ kN}$$

$$V_{st} = \frac{1}{2} \cdot (q_{dv} + q_{4u}) \cdot (x_t - d_v) = 297,41 \text{ kN}$$

Entonces:

$$V_U = V_{Ut} - V_{st} \rightarrow V_U = 246,78 \text{ kN}$$

b) Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\begin{aligned}\text{Ec. 5.7.3.3-2} \quad V_n &= 0,25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v \\ V_n &= 5597,87 \text{ kN}\end{aligned}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

$$\text{Ec. 5.7.3.3-1} \quad V_n = V_c + V_s$$

$$\text{Ec. 5.7.3.3-3} \quad V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v$$

De acuerdo al **Art. 5.7.3.4.1**, de la norma, se puede adoptar el siguiente valor para β

$$\beta = 2$$

$$V_c = 743,40 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3**, plantea la siguiente ecuación:

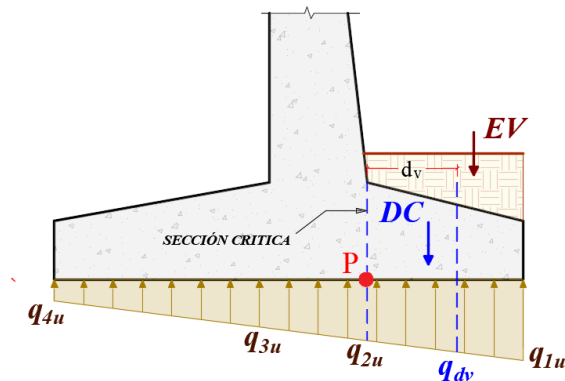
$$\begin{aligned}V_U &> 0,5 \cdot \phi \cdot V_c \\ 246,78 \text{ kN} &> 334,53 \text{ kN}\end{aligned}$$

No cumple, por lo tanto no necesita estribos

Acero en la parte inferior

Análisis de cargas

Figura 3.49 Cargas actuantes en la punta del estribo



Fuente: Elaboración propia

a) Peso propio DC

$$\begin{aligned}\gamma_{H^\circ A^\circ} &= 23,54 \text{ kN/m}^3 & DC &= 30,13 \text{ kN} & ; & x_p = 0,73 \text{ m} \\ A &= 1,28 \text{ m}^2 & M_{DC} &= 22,09 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

b) Carga EV (peso del suelo)

Peso específico del suelo $\rightarrow \gamma_s = 20,70 \text{ kN/m}^3$

Elemento	Área (m ²)	EV _i (kN/m)	x _i (m)	EV _i · x _i (kN·m/m)
15	0,320	6,62	1,07	7,07
16	2,880	59,62	0,80	47,69
Σ	3,20	66,24		54,76

$$EV = 66,24 \text{ kN} \quad ; \quad x_p = 0,83 \text{ m}$$

$$M_{DC} = 54,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Diseño a Flexión

a) Momento de diseño

Despreciando del lado conservador el peso del suelo (EV) y de la punta de la zapata (DC), el momento actuante en la sección crítica por flexión es:

$$M_U = \frac{L_{punta}^2}{6} \cdot (q_{2u} + 2 \cdot q_{1u}) = 507,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

b) Armadura principal

Datos:

$f'_c =$	25	MPa
$f_y =$	420	MPa
$b =$	1,00	m
$h =$	1,00	m
$r =$	75	mm
$\phi =$	20	mm
$\phi =$	0,9	flexión
$\beta =$	0,85	

Canto útil

$$d = h - r - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,92 \text{ m}$$

Altura de compresión

$$a = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_U}{\phi \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right)$$

$$a = 2,95 \text{ cm}$$

Altura al eje neutro

$$c = \frac{a}{\beta} \rightarrow c = 3,47 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \rightarrow A_{s_{nec}} = 14,91 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima (Art. 5.6.3.3)

Momento mínimo 1

$$M_{min1} = 1,2 \cdot M_{cr} = 1,2 \cdot S_c \cdot f_r \rightarrow M_{min1} = 630,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento mínimo 2

$$M_{min2} = 1,33 \cdot M_U \rightarrow M_{min2} = 674,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se elige el menor valor:

$$M_{min} = 630,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El Mmin es mayor que el Mu, por lo tanto se recalcula la armadura nec. con el Mmin, con lo cual se tiene:

$$a = 3,67 \text{ cm} \quad ; \quad A_{s_{nec}} = 18,59 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

Las actuales disposiciones de la AASHTO LRFD eliminan este limite

Disposición de armadura necesaria

$\emptyset =$	20	mm	Numero de barras:
$A_{\emptyset} =$	3,142	cm ²	
$A_{s_{nec}} =$	18,59	cm ²	$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{A_{s_{nec}}}{A_{\emptyset}} = 5,92 \approx 6$

$$A_{s_{real}} = N^{\circ} \text{ barras} \cdot A_{\emptyset} = 18,85 \text{ cm}^2$$

Separación entre barras

$$S_{barras} = \frac{b}{N^{\circ} \text{ barras}} = 15 \text{ cm}$$

Como se dispone armadura con el Mmin, no es necesario hacer la verificación a flexión

Usar: Ø 20 c/15 cm

c) Armadura secundaria

Se dispone armadura por contracción y temperatura (**Art. 5.10.6**)

Tomando un espesor promedio del talón: $\frac{1}{2}(1,00 + 0,60) = 0,80 \text{ m}$

b =	100	cm	$A_{s_{temp}} = \frac{0,18 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h)} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$
h =	80	cm	

Se verifica:

$$2,33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12,70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Cumple!}$$

Disposición de armadura secundaria

$\emptyset =$	12	mm	Separación entre barras:
$A_{\emptyset} =$	1,131	cm ²	

$$S_{barras} = \frac{A_{\emptyset}}{A_{s_{temp}}} = 0,28 \approx 25 \text{ cm}$$

Usar: Ø 12 c/25 cm

Revisión por corte

a) Cortante de diseño

Despreciando del lado conservador el peso del suelo (EV) y de la punta de la zapata (DC).

Altura de corte efectiva (d_v):

$f'_c =$	25	MPa	
$f_y =$	420	MPa	$d_v = d - \frac{a}{2} = 0,90 \text{ m}$
$b =$	1,00	m	
$h =$	1,00	m	No menor que el mayor valor de $\begin{cases} 0,9 \cdot d = 0,82 \text{ m} \\ 0,72 \cdot h = 0,72 \text{ m} \end{cases}$
$d =$	0,92	m	
$a =$	3,67	cm	Entonces:
$\phi =$	0,9	corte	$d_v = 0,90 \text{ m}$

Se toma el cortante producido por la reacción del suelo a una distancia d_v de la cara de la pantalla.

$$q_{dv} = 387,47 \text{ kN/m}$$

$$V_U = \frac{1}{2} \cdot (q_{dv} + q_{4u}) \cdot (x_t - d_v) \rightarrow V_U = 285,34 \text{ kN}$$

b) Resistencia nominal al corte

Se deberá determinar como el menor valor entre:

Resistencia nominal al corte por aplastamiento del H°

$$\text{Ec. 5.7.3.3-2} \quad V_n = 0,25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_v \rightarrow V_n = 5603,94 \text{ kN}$$

Resistencia nominal al corte por tracción del H° y del acero

$$\text{Ec. 5.7.3.3-1} \quad V_n = V_c + V_s$$

$$\text{Ec. 5.7.3.3-3} \quad V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d_v$$

Donde: $\beta = 2$ (**Art. 5.7.3.4.1**)

$$V_c = 744,20 \text{ kN}$$

Para verificar que el elemento necesita estribos, la norma en el **Art. 5.7.2.3** plantea la siguiente ecuación:

$$V_U > 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$285,34 \text{ kN} > 334,89 \text{ kN}$$

No cumple, por lo tanto no necesita estribos

3.5 Planos

Los planos generales y de detalles estructurales a nivel constructivos del puente se encuentran en el **Anexo F**, en los cuales se especifican las dimensiones y la disposición de las armaduras de cada uno de los elementos estructurales con su respectiva escala.

3.6 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas para la ejecución del presente proyecto se encuentran detalladas en el **Anexo G**, definiendo las normativas a ser empleadas, describiendo las exigencias y los procedimientos constructivos para el desarrollo de cada actividad.

3.7 Cálculos métricos

Los cálculos métricos se encuentran detallados en el **Anexo H**. En esta planilla da a conocer la cantidad de cada actividad que se debe ejecutar en función a la unidad de medida asignada.

3.8 Análisis de precios unitarios

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

El análisis de precio unitario se detalla en una planilla, donde además se consideran los incrementos debido a los impuestos y otros, como ser: El incremento por cargas sociales que se considera del 55% del subtotal de la mano de obra; impuestos IVA. mano de obra, considerado con un valor igual a 14,94% de la suma del sub total de la mano de obra más las cargas sociales; incremento debido al uso de herramientas menores, considerado igual al 5% del sub total de mano de obran, cargas sociales e impuestos IVA, mano de obra; incremento debido a gastos generales considerado igual al 10% de la suma del subtotal de materiales, mano de obra y equipo; incremento debido a la utilidad considerado igual al 7% de la suma del subtotal de materiales, mano de obra, equipo, y gastos generales; incremento debido a impuestos considerado igual al 3,09 % de la suma del subtotal de materiales, mano de obra, equipo, gastos generales y utilidad.

3.9 Presupuesto general

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

El presupuesto general requerido para la ejecución del proyecto es de **3.506.701,17 Bs.** (Tres millones quinientos seis mil setecientos un 17/100 bolivianos).

3.10 Cronograma de ejecución

El tiempo de ejecución fue calculado con la ayuda del programa MS Project, estableciendo como días laborales de lunes a sábado en un horario turno mañana de 8:00 a 12:00 y turno tarde de 14:00 a 18:00, en el cual se determinó el tiempo para la ejecución de la obra que es de 260 días laborales. Ver **Anexo K**.

CAPÍTULO IV

APORTE ACADÉMICO

IV. APOORTE ACADÉMICO

4.1 Marco Conceptual del aporte académico

En el diseño y construcción de infraestructuras de puentes, los estribos representan un elemento fundamental, ya que cumplen la función de transmitir las cargas del tablero hacia el suelo de cimentación y a la vez, contener los terraplenes de acceso.

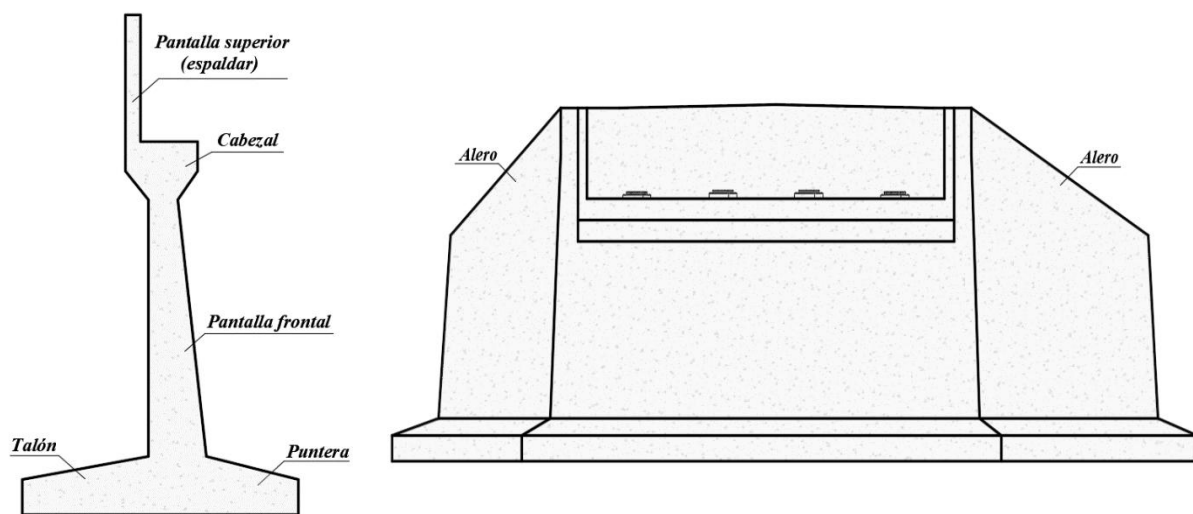
La selección del tipo de estribo no solo depende de criterios estructurales y geotécnicos, sino también de factores técnicos, económicos, constructivos y de mantenimiento a lo largo de la vida útil de la obra.

Entre las tipologías de estribo más empleadas para puentes cortos y medianos en nuestra región se encuentran el estribo cerrado y el estribo abierto, por tal motivo el objetivo del presente aporte académico es la evaluación comparativa, técnica y económica entre ambas alternativas de estribo ya que permite evaluar no solo su capacidad y respuesta ante las acciones de las cargas, sino también aspectos constructivos, mantenimiento y de impacto en el presupuesto del proyecto.

4.2 Estribo cerrado

El estribo cerrado es uno de los tipos más comunes de estribos utilizados en puentes. Consiste en un muro frontal continuo que constituye la estructura principal del estribo con elementos laterales (aleros), en la Figura 4.1 se puede ver el esquema de su sección transversal y vista frontal.

Figura 4.1 Sección transversal y vista frontal del estribo cerrado



Fuente: Elaboración propia

El muro frontal se encarga de recibir la carga del tablero a través de los apoyos, los cuales permiten que el tablero se mueva de forma independiente a los movimientos ocasionados por las tierras circundantes. Además, el estribo cerrado se apoya en el terreno natural, en lugar de hacerlo sobre el terraplén, lo que ayuda a reducir los asentos a largo plazo.

4.2.1 Características

- Actúa como un muro de contención que recibe: cargas verticales del tablero del puente y cargas horizontales del empuje del terreno.
- Las cargas se transmiten hacia la fundación y posteriormente al suelo.
- Su estructura maciza y rígida está diseñada para soportar empujes del terreno.
- Los aleros ayudan a distribuir las cargas.
- Tiene alta rigidez debido a su forma de muro continuo, lo que limita deformaciones y desplazamientos laterales.
- Absorbe las vibraciones y cargas dinámicas originadas por el tráfico y el viento.

Figura 4.2 Puente con estribo cerrado en el Municipio de Laja



Fuente: Infodiez.com

El cierre lateral del estribo depende de si hay posibilidad de derrame del terraplén de los accesos por delante de él. En el caso poco frecuente de estribos cerrados donde se pueda producir derrame, se soluciona colocando una pequeña aleta triangular perpendicular al muro

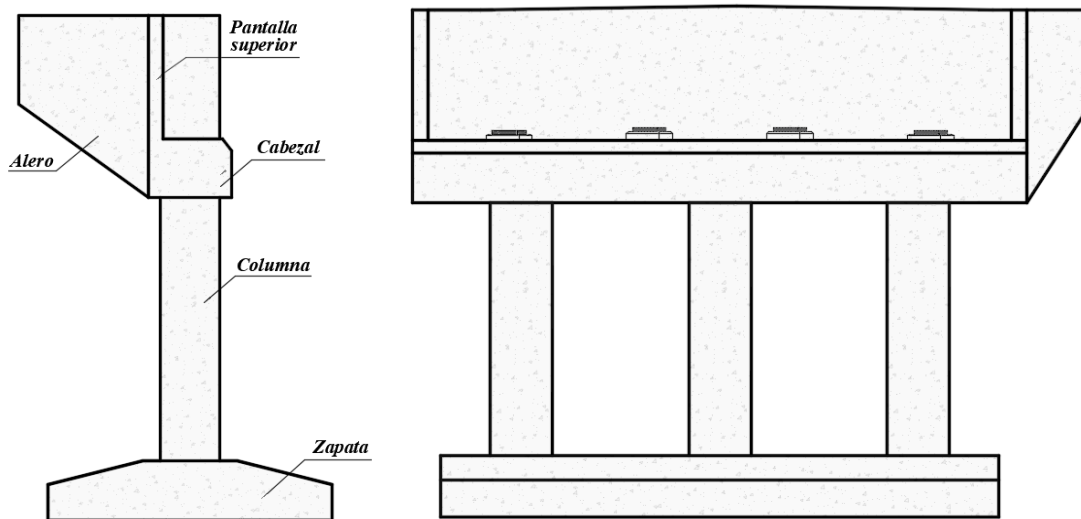
frontal del estribo. La altura y longitud de los aleros dependerán de la altura del nivel de crecida máxima del cauce fluvial y la inclinación del terraplén.

En el caso de estribos de gran altura, existen dos opciones de alternativas en lugar de mantener un espesor constante, que suele ser significativo y solo necesario en los últimos metros inferiores, donde el cortante y el momento flector son más altos. La primera opción es establecer un espesor variable. La segunda opción es utilizar un muro frontal nervado con rigidizadores verticales. En este caso, el muro frontal transmite el empuje de las tierras a través de la flexión horizontal a los nervios, y estos, a su vez, lo transmiten verticalmente a la cimentación.

4.3 Estribo abierto

El estribo abierto también conocido como estribo tipo pórtico, se compone de un dintel o viga cabezal que sirve de apoyo para el tablero del puente. Este dintel descansa sobre pantallas o columnas que transfieren las cargas a la cimentación.

Figura 4.3 Vista lateral y frontal del estribo abierto



Fuente: Elaboración propia

Estos estribos están compuestos por cuatro elementos principales (ver Figura 4.3): una viga cabezal que alberga los neoprenos y sirve como soporte y protección del tablero contra las tierras del terraplén, un murete de guarda o pantalla sobre la viga para evitar la entrada de tierra en la zona de apoyo, con una aleta o alero en cada extremo para mayor protección, columnas que sustentan la viga cabezal o cargadero y permiten el paso del terraplén frente a

ellas y una zapata combinada que distribuye las cargas provenientes de las columnas hacia el terreno de cimentación.

4.3.1 Características

- Actúa como un pórtico, donde el tablero transmite las cargas a la viga cabezal y que luego se distribuye a las columnas y estas transmiten las cargas a la zapata y de allí al terreno.
- Es una estructura más flexible que el estribo cerrado, lo que le permite absorber mejor asentamientos diferenciales sin fisurarse.
- Tiene menor rigidez global frente a empujes o movimientos laterales
- Al no tener muro macizo, no resiste grandes empujes de tierra, su rigidez lateral depende de la conexión entre la viga cabezal y las columnas.
- Las columnas trabajan principalmente a compresión vertical.

Una característica importante del estribo abierto es que permite el vertido de tierra sobre él, lo cual ayuda a reducir el empuje horizontal ejercido por el terraplén.

Sin embargo, este tipo de estribo no es el más apropiado para su uso en cauces fluviales debido a que la presencia de agua puede provocar la erosión del talud, con lo cual se usaran gaviones en las aberturas para evitar el vertido del terraplén hacia el cauce fluvial como en el estribo que se ve en la siguiente imagen:

Figura 4.4 Puente “Amanecer B” Entre Ríos - Cochabamba



Fuente: Ministerio de Desarrollo Rural y Tierras

En esta solución, las columnas y los gaviones desempeñan un papel crucial al reemplazar en gran medida el muro frontal del estribo cerrado, lo que resulta en un ahorro significativo de hormigón.

La cantidad de columnas a utilizar así como su diámetro y altura, dependerán del ancho total del tablero y la altura del estribo. Incluso es posible contar con estribos abiertos que requieran solamente dos pantallas o columnas para tableros de aproximadamente 20 m de ancho, aunque en casos de tableros más anchos podrían ser necesarios diafragmas adicionales.

4.4 Comparación técnica

a) Capacidad estructural

Análisis de cargas

Estribo cerrado

Al ser el comportamiento como un muro de contención continuo, las cargas actuantes se distribuyen a lo largo de toda la longitud del estribo, por lo cual las cargas se determinó por metro lineal de estribo.

Estribo abierto

Al ser el comportamiento como un pórtico, las cargas se transmiten directamente a las columnas a través de la viga cabezal, con lo cual no se analiza las cargas por metro ya que cada columna recibe una parte total de la carga, por lo tanto el análisis se hizo considerando la estructura completa, con cargas aplicadas en su magnitud total.

Estabilidad y seguridad

Verificación al vuelco

Tabla 4.1 Verificación de la excentricidad

Estado	Estribo cerrado			Estribo abierto		
	e (m)	e_{max} (m)	Condición	e (m)	e_{max} (m)	Condición
Caso I – Estribo con puente						
Resist. Ia	0,67	1,60	Cumple!	0,47	1,60	Cumple!
Resist. Ib	0,33	1,60	Cumple!	0,16	1,60	Cumple!
Servicio I	0,24	1,60	Cumple!	0,08	1,60	Cumple!
Caso II – Estribo sin puente						
Resist. Ia	0,31	1,60	Cumple!	0,03	1,60	Cumple!

Resist. Ib	0,31	1,60	Cumple!	0,12	1,60	Cumple!
Servicio I	0,20	1,60	Cumple!	0,02	1,60	Cumple!

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.2 Verificación de la seguridad al vuelco

Estado	Estribo cerrado			Estribo abierto		
	C_{SV}	$C_{SV.min}$	Condición	C_{SV}	$C_{SV.min}$	Condición
Caso I – Estribo con puente						
Resist. Ia	2,35	2,00	Cumple!	2,81	2,00	Cumple!
Resist. Ib	3,79	2,00	Cumple!	4,77	2,00	Cumple!
Servicio I	4,33	2,00	Cumple!	5,55	2,00	Cumple!
Caso II – Estribo sin puente						
Resist. Ia	2,87	2,00	Cumple!	3,90	2,00	Cumple!
Resist. Ib	3,88	2,00	Cumple!	5,41	2,00	Cumple!
Servicio I	4,40	2,00	Cumple!	6,21	2,00	Cumple!

Fuente: Elaboración propia

Se tiene una mayor seguridad al vuelco en el estribo abierto que en el estribo cerrado en ambos casos ya que en el estribo cerrado recibe menos empuje lateral del terraplén con lo cual disminuye las cargas horizontales frente a las verticales.

Las excentricidades en el estribo abierto del caso II salen muy bajas cercanas a 0, lo que significa que hay un buen equilibrio entre las cargas actuantes en el estribo.

Verificación al deslizamiento

Tabla 4.3 Verificación de la Resistencia factorada al deslizamiento

Estado	Estribo cerrado			Estribo abierto		
	R_R (kN/m)	H_U (kN/m)	Condición	R_R (kN)	H_U (kN)	Condición
Caso I - Estribo con puente						
Resist. Ia	502,38	287,44	Cumple!	4078,26	1723,75	Cumple!
Resist. Ib	867,11	287,44	Cumple!	7337,48	1723,75	Cumple!
Servicio I	619,63	184,89	Cumple!	5236,14	1097,75	Cumple!

Caso II - Estribo sin puente						
Resist. Ia	411,35	257,19	Cumple!	3222,57	1439,38	Cumple!
Resist. Ib	634,41	257,19	Cumple!	5100,21	1439,38	Cumple!
Servicio I	458,24	167,60	Cumple!	3690,63	935,25	Cumple!

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.4 Verificación de la seguridad al deslizamiento

Estado	Estribo cerrado			Estribo abierto		
	C_{SD}	$C_{SD.min}$	Condición	C_{SD}	$C_{SD.min}$	Condición
Caso I – Estribo con puente						
Resist. Ia	2,18	1,50	Cumple!	2,96	1,50	Cumple!
Resist. Ib	3,77	1,50	Cumple!	5,32	1,50	Cumple!
Servicio I	4,19	1,50	Cumple!	5,96	1,50	Cumple!
Caso II – Estribo sin puente						
Resist. Ia	2,00	1,50	Cumple!	2,80	1,50	Cumple!
Resist. Ib	3,08	1,50	Cumple!	4,43	1,50	Cumple!
Servicio I	3,42	1,50	Cumple!	4,93	1,50	Cumple!

Fuente: Elaboración propia

Se tiene una mayor seguridad al deslizamiento en el estribo abierto que en el estribo cerrado en ambos casos, ya que también se ve influenciado a la disminución de la carga horizontal que actúa en el estribo abierto.

Presiones actuantes en la base del estribo

Tabla 4.5 Verificación de la capacidad portante

Estado	Estribo cerrado				Estribo abierto			
	q_{max} (MPa)	q_{min} (MPa)	q_R (MPa)	Cond.	q_{max} (MPa)	q_{min} (MPa)	q_R (MPa)	Cond.
Caso I – Estribo con puente								
Resist. Ia	0,318	0,029	0,608	Cumple!	0,242	0,064	0,608	Cumple!
Resist. Ib	0,424	0,175	0,608	Cumple!	0,331	0,221	0,608	Cumple!
Servicio I	0,279	0,149	0,450	Cumple!	0,215	0,178	0,450	Cumple!

Caso II – Estribo sin puente								
Resist. Ia	0,197	0,087	0,608	Cumple!	0,125	0,117	0,608	Cumple!
Resist. Ib	0,304	0,134	0,608	Cumple!	0,221	0,162	0,608	Cumple!
Servicio I	0,198	0,119	0,450	Cumple!	0,141	0,136	0,450	Cumple!

Fuente: Elaboración propia

El estribo abierto transmite menores presiones al suelo en ambos casos, ya que el estribo cerrado se comporta como un muro rígido, concentra las cargas en una área más pequeña, lo que provoca mayores presiones, en cambio el estribo abierto reparte las cargas por medio de las columnas, con mayor flexibilidad haciendo que las presiones se distribuyan mejor y resulten menores.

b) Otros criterios técnicos

Tabla 4.6 Aspectos técnicos del estribo cerrado y abierto

Criterio	Estribo cerrado	Estribo abierto
Rigidez estructural	Alta rigidez, poca deformación	Menor rigidez, más flexible a asientos diferenciales
Cimentación	Zapata corrida	Zapata combinada
Protección hidráulica	Los aleros protegen el relleno y accesos, menos exposición a erosión directa	Mayor exposición a socavación, requiere gaviones o enrocado
Comportamiento sísmico	Mayor masa, produce fuerzas sísmicas más altas, pero estable por rigidez	Menor masa, produce fuerzas sísmicas más bajas, pero mayor desplazamiento
Velocidad de construcción	Más lenta, requiere mayor volumen de hormigón y encofrado	Más rápida, menor volumen de hormigón y encofrado
Mantenimiento	Bajo, ya que es una estructura robusta y cerrada	Requiere inspección de estabilidad de terraplenes y control de socavación

Fuente: Elaboración propia

El detalle del análisis y la memoria de cálculo del diseño estructural del estribo abierto se encuentra en el **Anexo L**.

4.5 Comparación económica

Tabla 4.7 Cantidades y precios del estribo cerrado y abierto

Ítem	Descripción	Unid.	Precio Unitario	Estribo cerrado		Estribo abierto	
				Cantidad	Precio total	Cantidad	Precio total
6	Excavación con entibado y agotamiento	m ³	110,78	1.177,69	130.459,20	1.141,19	126.415,90
7	Relleno y compactado	m ³	85,12	353,30	30.071,85	168,49	14.341,37
8	Hormigón simple tipo A f _c =25MPa	m ³	3.578,45	363,91	1.302.245,24	148,81	532.523,02
9	Hormigón simple tipo E f _c = 110 Kg/cm ³	m ³	1.492,55	21,64	32.298,86	8,83	13.182,23
10	Acero estructural f _y = 420 MPa	Kg	20,60	18.616,34	383.461,76	10.417,17	214.574,13
11	Apoyo de neopreno compuesto	dm ³	407,43	57,60	23.467,99	57,60	23.467,99
12	Relleno estructural para gaviones	m ³	51,81			234,54	12.151,18
13	Colchoneta reno prov. y construcción	m ³	767,98			73,79	56.667,81
14	Gaviones prov. y construcción	m ³	590,83			412,18	243.528,09
SUBTOTAL INFRAESTRUCTURA					1.902.004,90		1.236.851,73

Fuente: Elaboración propia

a) Cantidad de materiales

❖ Cantidad de m³ de excavación:

Para el estribo cerrado se tiene 36,50 m³ más de volumen de excavación que en el estribo abierto, con lo cual la cantidad de excavación para el estribo abierto es un 3,10 % menos que la cantidad de excavación para el estribo cerrado.

La diferencia es pequeña ya que en la excavación para el estribo abierto se incluye la

excavación para los gaviones y la colchoneta, los cuales forman parte de la infraestructura para la protección hidráulica y proteger los accesos del puente.

❖ Cantidad de m³ de Relleno y compactado

Para el estribo cerrado se tiene 184,81 m³ más de volumen de relleno y compactado que en el estribo abierto, con lo cual la cantidad de relleno y compactado para el estribo abierto es un 52,30% menos que la cantidad de relleno y compactado para el estribo cerrado.

❖ Cantidad de m³ de hormigón simple tipo A $f_c=25$ MPa y tipo E $f_c=100$ Kg/cm²

Para el estribo cerrado se tiene 215,10 m³ más de volumen de hormigón que en el estribo abierto, con lo cual la cantidad de hormigón para el estribo abierto es un 59,11% menos que la cantidad de hormigón para el estribo cerrado.

Esto es común ya que se nota a simple vista en la geometría de ambos estribos el volumen de la estructura.

Para el hormigón tipo E $f_c=100$ Kg/cm² se tiene un porcentaje de relación entre cantidades similar a lo anterior, ya que la cantidad de hormigón depende del área de fundación de los estribos.

❖ Cantidad de Kg de acero estructural $f_y=420$ Mpa

La cantidad de acero depende en mayor medida de la geometría y en la magnitud de las cargas que actúan en los estribos, ya que a la hora del diseño estructural inciden para determinar la disposición de acero en cada elemento de los estribos.

Para el estribo cerrado se tiene 8.199,17 Kg más de acero que en el estribo abierto, con lo cual la cantidad de acero para el estribo abierto es un 44,04% menos que la cantidad de acero para el estribo cerrado.

b) Costo

❖ Comparación del costo de los estribos

Se tiene una diferencia notoria en el costo de las alternativas de estribo, donde se tiene una diferencia de 665.153,17 Bs., en el cual el costo del estribo abierto representa el 65,14% del costo del estribo cerrado, es decir que el costo del estribo abierto es un 34,86% menos que el costo del estribo cerrado y esto está relacionado directamente con la cantidad de materiales como se vio anteriormente.

❖ Comparación del costo total del proyecto con ambas alternativas de estribo

Costo del proyecto con estribos cerrados: **3.506.701,17 Bs.**

Costo del proyecto con estribos abiertos: **2.840.948,71 Bs.**

Se tiene una diferencia de 665.752,46 Bs., en el cual el costo del proyecto con estribo abierto representa el 81,01% del costo del proyecto con estribo cerrado, es decir que el costo del proyecto con estribo abierto es un 18,99% menos que el costo del proyecto con estribo cerrado

Los cálculos y el presupuesto general del estribo abierto se encuentran en el **Anexo L.**

4.6. Consideraciones para la elección del tipo de estribo

Estribo cerrado

- Cuando el terreno tenga una mediana o buena capacidad portante a una profundidad adecuada y no tan profunda para el uso de cimentación superficial.
- Cuando exista una gran altura de relleno detrás del estribo, ya que se necesita confinar y contener el terraplén.
- Si la zona de los accesos tiene suficiente espacio para trabajar el terraplén con taludes estables.
- Si la zona de emplazamiento está expuesta a altas precipitaciones o riesgo de erosión, porque el estribo cerrado protege el terraplén.
- Cuando se busca menor mantenimiento a largo plazo.
- Cuando el proyecto exija mayor durabilidad y rigidez estructural, por ejemplo en vías principales o carreteras de alto tránsito.

Estribo abierto

- Cuando el relleno detrás del estribo no sea muy alto, lo que reduce los empujes de tierra.
- Si el proyecto busca optimizar costos y rapidez de construcción.
- En puentes donde los empujes no son determinantes.
- Si la zona de emplazamiento tiene bajo riesgo de erosión o socavación.
- Si los accesos tienen poco espacio lateral y no es posible conformar taludes amplios de transición en el terraplén.

4.7 Conclusiones y recomendaciones del aporte académico

4.7.1 Conclusiones

- En cuanto al comportamiento estructural, el estribo cerrado mayor rigidez y capacidad de contención del terraplén, lo que lo hace más adecuado en zonas con suelos con alta presión lateral de tierras, en cambio el estribo abierto tiene mayor flexibilidad y un comportamiento más favorable ante asentamientos diferenciales.
- El estribo abierto requiere menos cantidad de hormigón y acero por lo tanto su construcción se ejecuta en menor tiempo, así también tiene una mayor facilidad constructiva en zonas con accesibilidad limitada, en cambio el estribo cerrado con aleros demanda más cantidad de materiales y encofrado, lo que hace prolongar el tiempo de obra.
- Económicamente, el proyecto con la alternativa de estivos abiertos presenta un ahorro significativo de más de 665 mil Bs., sin embargo la elección no debe basarse solo en el precio, ya que se debe considerar las características del lugar de emplazamiento para la elección de la alternativa de estribo.
- El estribo cerrado tiende a ser más duradero y menos vulnerable a daños visibles, pero es más costoso y complicado de reparar si se presentan fallas internas.

4.7.2 Recomendaciones

- Un diseño inadecuado de los estribos, o una mala caracterización del suelo, puede llevar a problemas estructurales, como asentamientos diferenciales o deslizamientos de terreno, por lo cual es importante tener un buen estudio de suelos y geotécnico 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.
- Se debe analizar la disponibilidad local de materiales y mano de obra, ya que esto puede incidir en la elección económica hacia una u otra alternativa de estribo.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Mediante el análisis de alternativas propuesto, se ha seleccionado el diseño de un puente de vigas postensadas como la mejor alternativa para el diseño y construcción, el puente tiene una longitud de 29,97 m que consta de un solo tramo con 4 vigas postensadas simplemente apoyadas en sus extremos.
- La elección para que el puente sea esviado se debe fundamentalmente a las condiciones del lugar del emplazamiento, en donde influyo el trazado del camino y el diseño geométrico de los accesos al puente.
- La ingeniería básica del proyecto fue fundamental para el trazo en planta y elevación de todos los componentes de la estructura.
- El análisis y diseño estructural del puente vehicular se realizó siguiendo las especificaciones de la normativa AASHTO LRFD 2020, validando con ello las secciones asignadas en el pre-dimensionamiento, los factores y combinaciones de carga para cada elementos del puente, tomando parámetros y verificaciones para la determinación de la armadura en los elementos del puente.
- En cuanto a las solicitaciones en la losa del tablero y en las vigas del puente, se hizo tanto de forma manual aplicando las correcciones y factores que indica la normativa para puentes esviados y mediante el software CSI Bridge para verificar las discrepancia entre resultados, ya que en puentes esviados se tiene un comportamiento estructural más complejo.
- La elección de cuatro vigas para el puente se debió fundamentalmente a que el puente es esviado, ya que en la normativa específica correcciones a los factores de distribución para puentes esviados que tenga 4 vigas como mínimo, así también al tener 4 vigas se tiene un mejor comportamiento estructural del puente ya que se mejora la distribución de cargas longitudinales y transversales, reduce la torsión y al tener menos separación entre vigas, mejora el comportamiento frente a fisuraciones y deflexiones.
- El diseño con vigas AASHTO y la recomendación de luces de aplicación sólo es de carácter orientativo. En el presente proyecto se verificó con la sección AASHTO tipo V, recomendada para la luz de cálculo del puente de 29 m, sin embargo se debió ajustar las

dimensiones de la viga (para aumentar y obtener la inercia necesaria) hasta que las inecuaciones de esfuerzos admisibles permitieran abrir un conjunto solución para la determinación de la fuerza de pretensado.

- Con la finalidad de garantizar la funcionalidad del puente para los vehículos y los peatones y de acuerdo a las recomendaciones de la normativa, se verifica la deflexión máxima de la superestructura en el estado límite de servicio I, presentando una deflexión de 17 mm, menor a la máxima permitida de $L/1000$ (29 mm).
- En el diseño de los estribos, se debe realizar un buen pre-dimensionamiento recomendado por la bibliografía, dimensiones que no se alejarán demasiado de la estructura adecuada para cumplir todas las verificaciones de la estabilidad del estribo. En este caso se hizo el uso de estribos cerrados tipo en voladizo con aleros.
- El presupuesto general requerido para la ejecución del proyecto es de 3.506.701,17 Bs, equivalente a 117.007,05 Bs. por metro.

5.2 Recomendaciones

- Tomando en cuenta que la norma AASHTO LRFD 2020 tiene origen norteamericano algunas de sus exigencias y recomendaciones no se acomodan muy bien en nuestro medio, es por esta razón que algunas veces en ciertos detalles se ve la necesidad de tomar en cuenta otros criterios.
- En el presente proyecto se tiene un suelo con fragmentos de roca, grava y arena (A-1-a), el estudio de suelos realizado por medio de la aplicación del ensayo in situ “S.P.T.”, en este caso no se lo realizó a la profundidad deseada, debido a la complejidad de la excavación del suelo en el lugar, con lo cual se recomienda contemplar un estudio geotécnico más profundo en el momento de la construcción para verificar la capacidad portante del suelo en la profundidad de fundación.
- Para el diseño de puentes en donde se tenga ángulos de esviaje altos, es recomendable usar programas como el CSI BRIDGE para su modelamiento y análisis estructural ya que el comportamiento estructural cambia de manera significativa respecto a un puente recto, ya que la distribución de la carga en estos puentes no es simétrica, lo que genera mayores momentos de torsión y esfuerzos desiguales en las vigas.

- Es muy importante realizar visitas al lugar del proyecto para tener una buena observación de las características del lugar y generar mayores alternativas de diseño estructural de cualquier estructura, además de consultar a la gente del lugar de los antecedentes o incidencias que se tenga para el proyecto.
- Debido a los cambios en los precios de los materiales, se recomienda una posterior revisión y actualización de precios antes de su ejecución.
- Se recomienda que la construcción de la viga completa en una pista, sea a orillas del margen izquierdo del río, para que una vez adquirida la resistencia de diseño, pueda ser lanzada hasta su posición final por medio de grúas.