

RESUMEN

Este proyecto tiene como objetivo mejorar la infraestructura vial en Yesera Norte en la provincia de Cercado mediante el diseño estructural de un puente pretensado. Se realiza un análisis detallado de las condiciones geotécnicas y de tráfico locales para fundamentar las decisiones de diseño.

El diseño de la sección transversal se adapta a las necesidades específicas, considerando la carga vehicular proyectada y las restricciones locales. Se emplea concreto pretensado para mejorar la resistencia y durabilidad, y se implementa un diseño de tendones estratégico para optimizar la distribución de fuerzas.

El análisis estructural, respaldado por simulaciones y software especializado, verifica la capacidad del puente para soportar las condiciones de carga previstas. La documentación detallada incluye planos y especificaciones, asegurando la adherencia a los códigos y normativas pertinentes.

El proyecto busca no solo mejorar la conectividad, sino también contribuir al desarrollo sostenible de la provincia. Se destaca la importancia de la supervisión y control continuos durante la fase de construcción para garantizar la calidad y la ejecución exitosa del proyecto.

Este diseño estructural de puente pretensado aspira a ser una solución eficiente y sostenible para las necesidades de transporte en Cercado, Tarija, Bolivia, mejorando la vida de la comunidad y fomentando el desarrollo local.

CAPITULO I

1. DIAGNOSTICO

1.1. PROBLEMA

Los caminos vecinales, para muchas comunidades son de vital importancia, ya que viene a constituirse en el medio más importante para el desarrollo e integración de las mismas. Con la existencia de caminos vecinales los productores podrán comercializar su producción excedentaria a los diferentes mercados de abasto, y de esta manera, incrementar sus ingresos económicos por la venta de sus productos. Sin embargo, esta posibilidad se ve frustrada ya que actualmente las Comunidad de Yesera Norte no cuentan con una infraestructura caminera transitable en toda época del año con conexión a los principales mercados de comercialización; ya que la infraestructura existente es una senda en pésimas condiciones y en estado intransitable, además de tener que a travesar la quebrada Saluco en el (Cruce Hoyadas y San Lorencito) que en épocas de crecidas conllevan caudales importantes. Por lo que las familias se ven obligadas a trasladarse caminando o en caballo hasta la Comunidad de Yesera Norte, para luego tomar un medio automotor para transportarse.

1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La región de Yesera Norte, ubicada en el departamento de Tarija, Bolivia, se enfrenta a un desafío crítico en términos de conectividad y desarrollo económico debido a la ausencia de un puente adecuado que cruce la quebrada Saluco. Esta carencia de una infraestructura vial esencial ha limitado gravemente el acceso a esta zona y ha obstaculizado su crecimiento y potencial económico.

La situación actual revela una serie de problemas, entre los que se incluyen:

- **Limitada Conectividad:** La falta de un puente adecuado ha generado una desconexión significativa entre Yesera Norte y otras áreas circundantes, lo que ha dificultado el acceso de los residentes a servicios básicos, oportunidades laborales y educación.
- **Aislamiento Económico:** El aislamiento geográfico ha llevado a un subdesarrollo económico en Yesera Norte, impidiendo el pleno aprovechamiento de sus recursos naturales y el florecimiento de la actividad comercial.

- **Riesgos para la Seguridad Vial:** Las rutas actuales utilizadas para cruzar la quebrada Saluco a final de Yesera Norte carecen de las medidas de seguridad necesarias, lo que ha resultado en accidentes viales y pérdidas humanas.
- **Vulnerabilidad Ambiental:** La falta de un puente adecuado también ha dado lugar a una mayor degradación ambiental debido a la falta de control del tráfico y la erosión de los caminos improvisados utilizados para cruzar el río.

Ante esta problemática, se hace necesario abordar de manera integral el diseño estructural de un puente que garantice la conectividad, la seguridad y la durabilidad en el contexto geográfico y climático particular de Yesera Norte, Tarija, Bolivia.

1.1.2. FORMULACION DEL PROBLEMA.

¿Hace falta un diseño estructural de un puente en Yesera Norte en la quebrada Saluco que permita el tráfico permanente de vehículos y peatones?

La construcción de un puente Vehicular es de sentida necesidad lo cual conlleva una fuerte inversión económica la cual obviamente no podrá ser pagada por los comunarios por lo cual se tendrá que buscar un financiamiento de parte del estado.

Mediante el diseño estructural de un puente se pretende encarar el problema ofreciendo a los comunarios una vía sin interrupción en todas las épocas del año permitiendo un mejor desarrollo tanto productivamente como intelectualmente por parte de la niñez y adolescencia.

1.1.3. SISTEMATIZACION DEL PROBLEMA.

De las tres alternativas posibles, se puede observar evidentemente mediante una visita a las comunidades adyacentes a la zona de estudio que el desvió del cauce natural del río ocasiona un gran impacto ambiental en la trayectoria del río y sus alrededores por lo cual se la descarta como solución del problema, también la construcción del puente peatonal solo resuelve el tráfico peatonal y deja un vacío al tráfico vehicular; Por lo cual es necesaria la construcción de un puente vehicular ya que de esta manera se soluciona todo el tráfico tanto peatonal como vehicular.

Lo cual ya se definió en la primera etapa de la presente materia llegando a la siguiente solución: “la alternativa más viable es el diseño estructural de un puente de losa de hormigón armado y viga de hormigón pretensado “.

Esquema De La Súper Estructura E Infraestructura Considerada

Cuadro N°1

SUPERESTRUCTURA SIMPLEMENTE APOYADA	Losa de H°A° 7.30 m
	Vigas rectangulares de H°P° 30 m
	Estructura simplemente apoyada
INFRAESTRUCTURA SUPERFICIAL	Zapata de fundación de H°A°
	Estribos
	Sin pila central

Fuente: Elaboración propia.

1.2. OBJETIVOS.

1.2.1. GENERAL.

Realizar el diseño estructural del puente pretensado en la comunidad de Yesera Norte, Tarija, Bolivia, (Cruce Hoyadas y San Lorencito) que cumpla con la norma AASHTO LRFD, los estándares de seguridad, durabilidad y eficiencia del transporte.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.

- Inspeccionar el terreno donde se realizará el emplazamiento del puente.
- Realizar el estudio hidrológico de toda la cuenca de aporte a la quebrada Saluco de Yesera Norte
- Realizar el estudio y diseño teórico a detalle de hormigón armado y pretensado para la superestructura e infraestructura del puente vehicular.
- Analizar el levantamiento topográfico del terreno
- Analizar el estudio de suelos identificando las propiedades físicas-mecánicas del terreno.
- Realizar el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales del puente.
- Determinar el esquema estructural en base al diseño arquitectónico
- Determinar los costos y plazos de ejecución del proyecto.

1.3. JUSTIFICACIÓN.

La región de Yesera Norte, ubicada en el departamento de Tarija, Bolivia, se enfrenta a desafíos significativos en términos de conectividad y desarrollo económico debido a la falta de una infraestructura vial adecuada. La necesidad de un puente que cruce de la quebrada Saluco se ha vuelto crítica, ya que la infraestructura actual es insuficiente para satisfacer las demandas de transporte de la comunidad local y promover su crecimiento económico. En este contexto, la presente investigación tiene una justificación clara y relevante por las siguientes razones:

- Mejora de la Calidad de Vida
- Fomento del Desarrollo Económico:
- Reducción de Riesgos para la Seguridad Vial
- Mitigación del Impacto Ambiental
- Cumplimiento de Estándares de Calidad
- Contribución al Conocimiento Técnico
- Potencial Impacto Social y Económico a Largo Plazo

1.3.1. ACADEMICA.

La razón por la cual se realiza la presente propuesta de proyecto es para profundizar y articular todos los conocimientos adquiridos en la formación académica, en el diseño estructural de un puente. Razón que argumenta el deseo de verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al objeto del objeto del proyecto

1.3.2. TECNICA.

Esta propuesta se justifica técnica y profesionalmente debido a la complejidad del diseño estructural de puentes en Yesera Norte, que requiere un enfoque especializado en ingeniería civil. La aplicación de principios y metodologías técnicas avanzadas permitirá abordar los desafíos geográficos y climáticos específicos de la zona, asegurando la seguridad, durabilidad y eficiencia del puente. Además, el desarrollo de este proyecto contribuirá al crecimiento de habilidades técnicas y conocimientos especializados en el campo de la ingeniería estructural.

1.3.3. SOCIAL.

Esta propuesta tiene una justificación social sólida al abordar la construcción de un puente en Yesera Norte, Tarija, Bolivia. La infraestructura vial adecuada mejorará la calidad de vida de la comunidad al proporcionar un acceso más seguro y eficiente a servicios esenciales, como

atención médica y educación, así como oportunidades económicas. Además, promoverá la cohesión social al reducir el aislamiento geográfico, fomentando la interacción y el intercambio cultural entre comunidades. Este proyecto busca contribuir positivamente al desarrollo y el bienestar de la sociedad en la región.

1.4. MARCO TEORICO DE REFERENCIAS.

Para el desarrollo del presente proyecto se acopia la toda la información necesaria para realizar la propuesta de proyecto elaborando el siguiente marco referencial:

1.4.1. TEORICO.

Para el logro del objetivo general de la propuesta “diseño estructural de un puente vehicular simplemente apoyado de hormigón armado” se debe tener conocimiento de la siguiente información: Estudio topográficos, suelos, hidrológicos, se debe idealizar y definir la infraestructura y superestructura estudios complementarios.

1.4.2. CONCEPTUAL.

En la propuesta del proyecto se deja claramente establecido lo siguiente:

- El Pretensado: Puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de cargas de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general. Aunque los principios y técnicas del pretensado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del hormigón estructural.
- Pretensar: Generar un sistema de momentos flectores iguales y de sentido contrario a las que producen las acciones.
- Superestructura: Está constituida por todos los elementos estructurales o constructivos, que forman parte de la obra que permite el tránsito sobre la misma para salvar el obstáculo.
- Puentes de viga: Es un puente cuyos vanos son soportados fundamentalmente por 25 elementos horizontales que se apoyan en sus extremos sobre soportes o pilares.
- Vigas longitudinales o principales: Son los elementos de mayor relevancia portante en la superestructura de los puentes viga. Transmiten las cargas del tablero a los apoyos. Estas vigas presentan varias alternativas de diseño ya que pueden presentarse vigas placa (recomendadas para luces parciales de 20 a 30 metros).

- Vigas transversales o de arriostramiento: unen transversalmente a las vigas principales, distribuyendo las cargas y dándole rigidez al conjunto.
- Sistema de tablero: Es el conjunto de elementos que conforman la sección transversal ya sea elemento resistente (Losa), o accesorios (bordillo, capa de rodadura, acera, barandado).
- Capa de rodadura o Desgaste: se agrega a la losa de calzada para protegerla del desgaste producido por el tránsito y para protegerla de la infiltración de agua y otros líquidos. Pueden ser de épocas, de hormigón simple o armado.
- Bordillo: Sección de losa con armadura adicional. Viga inmersa en la losa que sirve como barrera de seguridad (cordón).
- Tablero: Estructura que soporta en forma directa las cargas del tránsito y la carpeta de rodamiento, transmitiéndolas a las vigas de tablero (en los puentes viga).
- Barandas: Accesorio para seguridad peatonal que consta de postes y pasamanos.
- Calzada: es la zona de tránsito vehicular.
- Infraestructura: Está formada por todas las estructuras que dan apoyo a la superestructura, transmitiendo las cargas al suelo. Dentro de la infraestructura consideraremos incluidas a las fundaciones. Los apoyos intermedios se denominan pilas, en tanto que los extremos se denominan estribos y sirven como
- Estribos: Apoyos de fundación extremos de los puentes que sirven a este como apoyo de la superestructura de este con los terraplenes del mismo.
- Estribo cerrado: Protege mejor las cabeceras de los terraplenes de acceso a los puentes y son especialmente recomendables en cruces con cursos de agua.

1.4.3. ESPACIAL.

El puente que se plantea diseñar estructuralmente en la propuesta de proyecto, se localiza en la comunidad de Yesera Norte a aproximadamente donde termina actualmente el asfalto de la carretera.

Ubicación:

Latitud: 21°21'45.18"S

Longitud: 64°32'59.08"O

Figura 1.1. Ubicación



Fuente: (Google Earth Pro)

1.4.4. TEMPORAL.

En el diseño final del puente vehicular simplemente apoyado de hormigón pretensado se considera mínimamente 50 años de horizonte – vida útil del proyecto.

1.5. ALCANZE DE LA PROPUESTA.

Con la información primaria y secundaria se describirá hasta donde se pretende llegar en el proyecto:

- Se estudian los antecedentes y la problemática que llevan a plantear el diseño estructural del puente vehicular, en función de los cuales se plantean el objetivo general del proyecto, los objetivos específicos y la ubicación.
- Se extraen los datos necesarios de la ingeniería básica para la realización del proyecto, del estudio topográfico, estudio geotécnico y el estudio hidrológico. Los que darán las características principales de la estructura.
- A partir de las características de la estructura se analizará que tipo de estructura se adecua al proyecto, mediante un análisis de alternativa se selecciona la alternativa más adecuada y factible para su estudio y diseño. En base criterios principalmente técnicos y económicos.
- Se realiza el análisis estructural de la alternativa seleccionada, se analiza las cargas actuantes en la estructura que deben ser tomadas en cuenta para realizar el análisis estructural y el posterior dimensionamiento de acuerdo a una normativa base.

- Se selecciona una solución estructural más conveniente y la forma de resolverla, haciendo uso de herramientas informáticas como paquetes estructurales que permita obtener las solicitaciones en la estructura para las cuales se dimensiona.
- Se realiza diseño o dimensionamiento de la estructura del puente que corresponden a la solución o alternativa elegida, tomando como herramientas de diseño las normas correspondientes.
- Se dimensiona de manera detallada cada uno de los elementos constituyentes de la estructura estudiada, de manera que queden plasmados en planos que contengan todos los detalles necesarios para su ejecución.
- Se realizará un análisis completo de costo del proyecto. De la manera más aproximadas posible. Se estima el costo final del puente vehicular que representa a la alternativa elegida o solución óptima a la problemática planteada.
- Se formulan las conclusiones a las que se llega con la realización del diseño estructural del puente Vehicular. Se plantean además una serie de recomendaciones para la realización del proyecto o ejecución del mismo.

1.5.1. ANALISI DE ALTERNATIVAS.

Después de hacer un análisis de la situación actual del proyecto, haber analizado las diferentes alternativas técnicas en el perfil del proyecto en un común acuerdo con la Sub Gobernación de Tarija se define la mejor alternativa para la zona y se pretende realizar el diseño estructural de la siguiente manera:

- El puente será un puente de vigas de H°P° con armaduras postesas, por ser la mejor alternativa para vigas comprendidas entre esta luz y que además al pretensar abarcamos grandes luces sin necesidad de estar colocando pilas intermedias en la longitud del puente.
- Se diseñará siguiendo la normativa americana de especificaciones y diseño de puentes AASHTO LRFD
- El tablero, aceras, bordillos, postes, pasamanos serán de H°A°.
- Los estribos serán cerrados de H°A° y seleccionados después de un análisis del estudio de suelos de la zona.
- Se tomará la altura de capa de rodadura de acuerdo a la norma.

Las vigas serán prefabricadas con armaduras postesas eligiéndose la mejor alternativa de la normativa AASHTO.

1.5.2. RESULTADOS A LOGRAR

Los resultados que se pretenden son:

- Estudio hidrológico e hidráulico del lugar.
- Diseño y cálculo estructural del puente vehicular definido.
- Planos Estructurales del puente a detalle.
- Precios unitarios y presupuesto general.

1.5.3. APORTE ACADEMICO

"Estribo con contra fuerte"

CAPITULO II

2. MARCO TEORICO

2.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

El estudio topográfico comprende un plano de ubicación, planimetría con curvas de nivel cada metro si el terreno es accidentado o menos juntas se el terreno es poco escabroso.

Asimismo, son necesarias las secciones transversales en el eje propuesto, así como las situadas 100 m aguas arriba y aguas abajo.

Lo anterior debe ir complementado con el perfil longitudinal de la vía.

Se debe realizar el levantamiento topográfico del proyecto, el cual debe mostrar de:

- Plano general de localización que contenga el eje del proyecto y sus respectivos accesos se deberán representar a escala 1:500
- El plano de planta y perfil detallados, a la misma escala y en su proyección (1:100 a 1:200) abarcando una zona que permita cubrir la información completa.

2.2. ESTUDIO DE SUELO

2.2.1. CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

La clasificación de suelos es un proceso fundamental que permite identificar y agrupar los suelos según sus propiedades físicas y su comportamiento mecánico. Esta clasificación facilita la toma de decisiones en el diseño y construcción de obras civiles, ya que permite predecir cómo se comportará el suelo bajo distintas condiciones de carga y humedad.

Los suelos que presentan propiedades similares se agrupan en categorías y subcategorías según su comportamiento desde el punto de vista ingenieril. Los sistemas de clasificación permiten describir, de manera clara y resumida, las características generales de los suelos, cuya diversidad es prácticamente infinita si se intentara detallar cada caso. En la actualidad, los ingenieros geotécnicos emplean principalmente dos sistemas de clasificación basados en la distribución del tamaño de las partículas y en la plasticidad del suelo: el sistema AASHTO y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

2.2.2. CAPACIDAD PORTANTE.

La capacidad portante en cimentaciones se refiere a la máxima presión que el suelo puede soportar de forma segura sin fallar, cuando se construye una cimentación sobre él. Este valor es clave para evitar asentamientos excesivos o fallas estructurales.

En el contexto de las cimentaciones, la capacidad portante se refiere a la aptitud del suelo para resistir las cargas que se transmiten desde la estructura. Técnicamente, se define como la presión media máxima que puede existir entre la base de la cimentación y el terreno sin que se produzcan fallas por cortante en el suelo ni asentamientos diferenciales significativos.

Para evaluar esta capacidad, uno de los métodos más empleados es el ensayo de penetración estándar, conocido como SPT (Standard Penetration Test).

Este ensayo es una prueba de penetración dinámica utilizada para caracterizar el terreno en estudios de reconocimiento geotécnico. Es, de hecho, uno de los procedimientos más comunes durante la ejecución de sondeos.

La prueba se lleva a cabo en el fondo de la perforación y consiste en registrar el número de golpes necesarios para hincar una cuchara cilíndrica hueca de gran resistencia a una profundidad determinada. Este muestreador tiene un diámetro exterior de 51 mm y un diámetro interior de 35 mm, lo que genera una relación de áreas superior al 100%, permitiendo extraer una muestra del terreno (aunque alterada).

Tanto el peso de la masa utilizada como la altura de caída están estandarizados: 63,5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente. Esta estandarización permite comparar los resultados entre distintos estudios y terrenos.

2.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO HIDRÁULICO

El estudio hidrológico-hidráulico es una etapa fundamental en el diseño de puentes, ya que permite comprender el comportamiento del cauce o cuerpo de agua que atraviesa el puente y garantiza que la estructura pueda soportar eventos hidrometeorológicos extremos sin comprometer su estabilidad ni seguridad.

Para el desarrollo del presente estudio, se llevará a cabo una recopilación de información pluviométrica proporcionada por el SENAMHI, así como la recolección de cartas geográficas correspondientes a la zona de análisis y su respectiva área de aporte. Finalmente, se procederá

a la determinación del tirante hidráulico, utilizando la sección transversal obtenida a partir del estudio topográfico, en la cual se evaluarán los siguientes parámetros:

2.3.1. PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA

La precipitación máxima diaria se refiere a la cantidad de lluvia más alta que ocurre en un solo día dentro de un periodo específico, generalmente un mes. Esta precipitación es relevante en estudios hidrológicos, ya que tiene un impacto significativo en el escurrimiento superficial de la cuenca.

- Independencia de otras precipitaciones: La precipitación máxima diaria es un evento aislado, es decir, no depende de otras precipitaciones registradas en el mismo mes.
- Impacto en el escurrimiento: Este tipo de precipitación es crucial porque, en la mayoría de los casos, se produce cuando el suelo ya está saturado debido a lluvias previas. Esto provoca que la capacidad de absorción del terreno sea baja, aumentando el escurrimiento hacia ríos y arroyos.

2.3.2. PRECIPITACIONES MÁXIMAS DE CORTA DURACIÓN.

Las precipitaciones máximas de corta duración son eventos de lluvia intensa que ocurren en un corto período de tiempo, generalmente desde minutos hasta algunas horas. Estas precipitaciones pueden generar un alto volumen de escurrimiento, ya que el terreno no tiene tiempo suficiente para absorber el agua antes de que se produzca el escurrimiento superficial.

- Alta intensidad: Las precipitaciones máximas de corta duración suelen tener una intensidad elevada, ya que la lluvia se concentra en un período breve, lo que genera grandes cantidades de agua en poco tiempo.
- Duración breve: A diferencia de las lluvias prolongadas, que duran varias horas o incluso días, las precipitaciones máximas de corta duración se limitan a intervalos de 30 minutos a 2 horas, aunque en algunos casos pueden ser aún más cortas.
- Efectos en la cuenca: Estas precipitaciones tienen un impacto significativo en la hidrología local, ya que el suelo puede no ser capaz de absorber toda el agua en tan poco tiempo, lo que incrementa el riesgo de inundaciones urbanas o escurrimientos repentinos en ríos y arroyos.
- Medición: Se mide en milímetros por hora (mm/h) o en milímetros por minuto (mm/min), dependiendo de la duración del evento, y se utiliza para diseñar sistemas de drenaje y evaluar el riesgo de inundaciones.

Como se tiene varias estaciones se procede a calcular los parámetros estadísticos ponderados:

2.3.2.1. MODA PONDERADA.

La moda ponderada es un parámetro estadístico que nos permite determinar la precipitación diaria más reiterativa, pero en función a los datos que la serie está proporcionando por lo cual resulta de la relación entre la suma de los productos de la moda de cada serie con la cantidad de datos de cada serie entre la suma total de los datos de todas las series matemáticamente se expresa de la siguiente manera:

$$Ed = \frac{E_1 * n_1 + E_2 * n_2 + E_n n_n}{n_1 + n_2 + + n_n} \quad (2.1)$$

Dónde:

Ed: Moda ponderada (mm).

Ei: Moda de cada serie (mm).

n: Número de datos de la serie.

2.3.2.2. CARACTERÍSTICA PONDERADA.

Ponderada es un parámetro estadístico que nos permite determinar la influencia de cada serie en función a la cantidad de datos, matemáticamente se expresa de la siguiente manera.

$$Kd = \frac{K_1 * n_1 + K_2 * n_2 + + K_n * n_n}{n_1 + n_2 + + n_n} \quad (2.2)$$

Dónde:

Kd: Característica ponderada (mm).

Ki: Característica de cada serie (mm).

n: Número de datos de la serie.

Con los parámetros calculados y aplicando la expresión modificada de Gumbell se determina la precipitación máxima diaria para un determinado periodo de retorno:

$$h_{dT} = E_D * (1 + K_d * \log T) \quad (2.3)$$

Dónde:

h_{dT} : Altura de precipitación máxima diaria (mm).

T : Periodo de retorno (años).

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

$$h_{tT} = E_d * \left(\frac{t_i}{t_d} \right)^\beta \quad (2.4)$$

La expresión anterior es válida para valores de t mayor e iguales a 2 horas.

La duración de la lluvia diaria es menor a las 24 horas y al no disponerse de datos pluviográficos se adopta la equivalencia del tiempo de lluvia diaria a un tiempo de 2 en el presente proyecto ya que el área de la cuenca es 2,468 Km².

Se adopta también el exponente de coeficiente angular de $\beta = 0,2$ que nos da la pendiente de la recta de los valores modales mayores a 2 horas.

Finalmente se obtiene la ecuación que nos permite determinar la precipitación máxima correspondiente a cualquier duración t .

$$h_{tT} = E_d * \left(\frac{t_i}{t_d} \right)^\beta * (1 + K_d \log T) \quad (2.5)$$

Dónde:

h_{tT} : Precipitación máxima correspondiente a la duración t horas.

E_d : Valor modal de la precipitación máxima diaria.

t_i : Tiempo en horas.

t_d : Equivalencia de lluvia diaria para cuencas mayores 20 Km² es 12 horas.

β : Coeficiente angular que varía de 0,2 a 0,3 por seguridad se adopta 0,2 ya que maximiza la precipitación.

2.3.3. ESTUDIO DE CRECIDAS.

La estimación de crecidas en la cuenca de la quebrada Saluco se realiza mediante el uso de métodos semiempíricos y empíricos, aplicando el modelo de precipitación-escorrentía, en el cual se asume que la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración, expresado en horas. Para este cálculo, se toman en cuenta las precipitaciones máximas previamente determinadas.

2.3.3.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una gota de agua, situada en el punto más alejado en alcanzar el punto de desagüe de la cuenca. Constituye una de los parámetros más importantes en los modelos de precipitación – escorrentía, pues la duración de la tormenta de diseño se define en base al mismo.

Existen numerosas expresiones para determinar el tiempo de concentración, algunas expresiones que se utilizaron para determinar el tiempo de concentración se ha propuesto las siguientes formulas empíricas que se muestran a continuación:

Fórmula de giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1,5 * L}{25,3 * \sqrt{J * L}} \quad (2.6)$$

Fórmula californiana

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0,77} \quad (2.7)$$

Fórmula ventura y Heras

$$T_c = 0,05 * \sqrt{\frac{A}{J}} \quad (2.8)$$

Fórmula Temez

$$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (2.9)$$

Fórmula kirpich

$$T_c = 0,0195 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (2.10)$$

Dónde:

T_c : Tiempo de concentración (hr).

L : Longitud del cauce principal (Km).

J : Pendiente media (m/m).

H : Desnivel (m).

A : Área de la cuenca (Km²).

2.3.3.2. MÉTODO RACIONAL.

Esta técnica es la más usual en nuestro medio, debido a su aparente simplicidad, la forma más conocida de la fórmula racional es la siguiente:

$$Q_p = \frac{C * I * A}{3,6} \quad (2.11)$$

Dónde:

Q_p : Caudal máximo (m^3/s)

C : Coeficiente de escorrentía (0,3 valor asumido).

I : Intensidad de lluvia, para un tiempo de duración igual al tiempo de concentración (mm/h).

A : Área de la cuenca (Km^2).

2.3.3.3. HIDROGRAMA SINTÉTICO SCS O TRIANGULAR.

SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en $m^3/s \cdot cm$. El volumen generado por la separación de la lluvia neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo base, t_b , puede aproximarse a:

$$t_b = 2,67 * T_p \quad (2.12)$$

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_r = 0,6 * T_c \quad (2.13)$$

Dónde:

t_r : Tiempo de retardo.

El tiempo de ocurrencia del pico, T_p , puede expresarse como:

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 * T_c \quad (2.14)$$

Dónde:

D : Duración de la lluvia en horas.

Para determinar el caudal máximo generado por una precipitación efectiva se tiene:

$$Q_p = 0,5556 * \frac{h_{pe} * A}{t_b} \quad (2.15)$$

2.3.3.4. CAUDAL MÁXIMO (ECUACIONES EMPÍRICAS)

También se ha tomado en cuenta algunas fórmulas empíricas, para determinar de otra manera el caudal máximo y entre estas ecuaciones empíricas se tienen las siguientes;

Fórmula de Chov $Q = 107,57 * A^{0,5}$ (2.16)

Fórmula Scimeni $Q = \left(\frac{600}{A+10} + 1\right) * A$ (2.17)

Fórmula de Pagliand $Q = \left(\frac{2900}{A+90}\right) * A$ (2.18)

Fórmula de Forti $Q = 3,25 * \left(\frac{500}{A+125} + 0,5\right) * A$ (2.19)

Fórmula de Fanning $Q = 2,5 * A^{\frac{5}{6}}$ (2.20)

Fórmula de Dickens $Q = 6,9 * A^{\frac{3}{4}}$ (2.21)

Fórmula de Ganguillet $Q = \frac{25A}{5 + A^{0,5}}$ (2.22)

Fórmula de Kuichling $Q = A * \left(\frac{1246}{A+440} + 0,22\right)$ (2.23)

Fórmula Gonzales Guijarro.
 $Q = 17 * A^{2/3}$ (2.24)

Fórmula de Valentini.
 $Q = 27 * \sqrt{A}$ (2.25)

Dónde:

Q : Caudal máximo (m³/s)

A : Área de la cuenca (Km²).

2.3.4. CAUDAL DE DISEÑO.

El caudal de diseño es el volumen de agua que se espera que fluya por el cauce en un periodo de tiempo específico (normalmente en segundos), durante un evento hidrometeorológico de cierta magnitud y frecuencia. Este parámetro es crítico para garantizar que la estructura del

puente tenga la capacidad hidráulica adecuada para permitir el paso del agua sin poner en riesgo la estabilidad de la infraestructura ni provocar desbordamientos.

Después de analizar los anteriores métodos, se procede a la estimación del caudal de diseño el cual será establecido con cuidado con el mejor de los criterios basados en las visitas de campo al río.

2.3.5. TIRANTE DE CIRCULACIÓN.

La determinación del tirante de circulación de la quebrada Saluco se lo realiza mediante la ecuación de Manning, con los datos de caudal de diseño determinado en el estudio hidrológico, la sección del río obtenido del Estudio Topográfico.

$$Q = \frac{1}{n} * A * S^{1/2} * R^{\frac{2}{3}} \quad (2.26)$$

Dónde:

Q_d : Caudal de diseño (m³/s).

n: Coeficiente de rugosidad de Manning (0,03).

S: Pendiente del río (m/m).

R: Radio hidráulico (m).

La determinación del tirante se lo realiza mediante una curva de descarga de la sección del río don se ubicará el puente, ya que la sección es irregular y no se puede establecer una función matemática entre el tirante y el área y perímetro mojado.

2.3.6. MÉTODO DE SOCAVACIÓN

2.3.6.1. LACEY.

El método de Lacey nos determina directamente la socavación máxima para el caudal de diseño.

D_s = Profundidad de Socavación por debajo de la Superficie de agua a la Máxima Crecida.

$$D_s = 1,35 \left(\frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.27)$$

D_{sa} = Profundidad de Socavación ajustada medida desde la Superficie del agua a la máxima crecida, en m.

$$D_{sa} = K_{sa} * D_s \quad (2.28)$$

d_{sa} = Profundidad de Socavación por debajo del río, en m.

$$d_{sa} = D_{sa} - Y_{\max} \quad (2.29)$$

Datos:

Qmax: Caudal de diseño (m³/s).

Ymax: Tirante de crecida (m)

S: Pendiente del río (m/m)

2.3.6.2. BLENCH.

El método de Blench es una técnica utilizada en la ingeniería civil, especialmente en el análisis y diseño de estructuras sometidas a procesos de socavación, como las que se encuentran en puentes o canales. La socavación es el proceso por el cual el agua arrastra material del lecho de un río o canal debido al flujo de agua, lo que puede debilitar los cimientos de las estructuras.

En términos generales, el método establece una relación empírica basada en la observación experimental y la teoría del flujo de fluido. Se puede expresar de manera simplificada de la siguiente forma:

$$V_c = \kappa \left(\frac{\rho_f}{\rho_s} \right)^{1/2} D_p^{1/2} \left(\frac{g}{\nu} \right)^{1/2} \quad (2.30)$$

Donde:

V_c es la velocidad crítica de socavación.

κ es un factor de corrección (depende de las condiciones locales y materiales).

ρ_f es la densidad del fluido (agua).

ρ_s es la densidad del material en el lecho.

D_p es el diámetro de la partícula del material del lecho.

g es la aceleración debida a la gravedad.

ν es la viscosidad cinemática del fluido.

2.4. IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

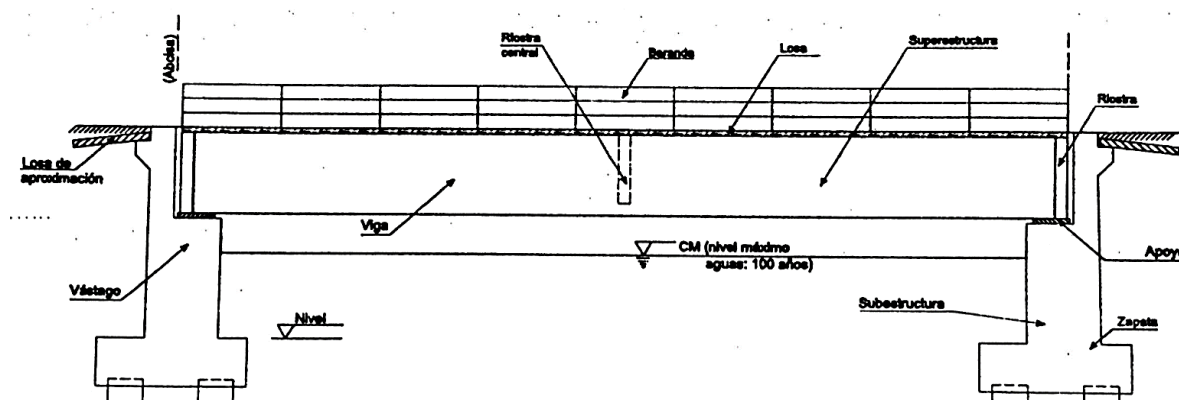
2.4.1. DEFINICIÓN

La AASHTO LRFD define a un puente como cualquier estructura que tiene una abertura no menor a 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

2.4.2. PARTES DE LA ESTRUCTURA.

Los puentes fundamentalmente se conforman por dos partes constructivas, los cuales constan en: la superestructura y la infraestructura o también llamada subestructura.

FIGURA 2.1 Componentes de un puente, vista longitudinal



Fuente: Google

2.4.2.1. SUPERESTRUCTURA.

La superestructura es la parte del puente en donde actúa la carga móvil, se encuentra conformada por el tablero el cual soporta directamente las cargas, la estructura portante y los accesorios del tablero que transmiten las cargas del mismo hacia los apoyos (Aguilera Chinchay, 2019). A continuación, se procederá a explicar brevemente cada uno de las partes antes mencionadas:

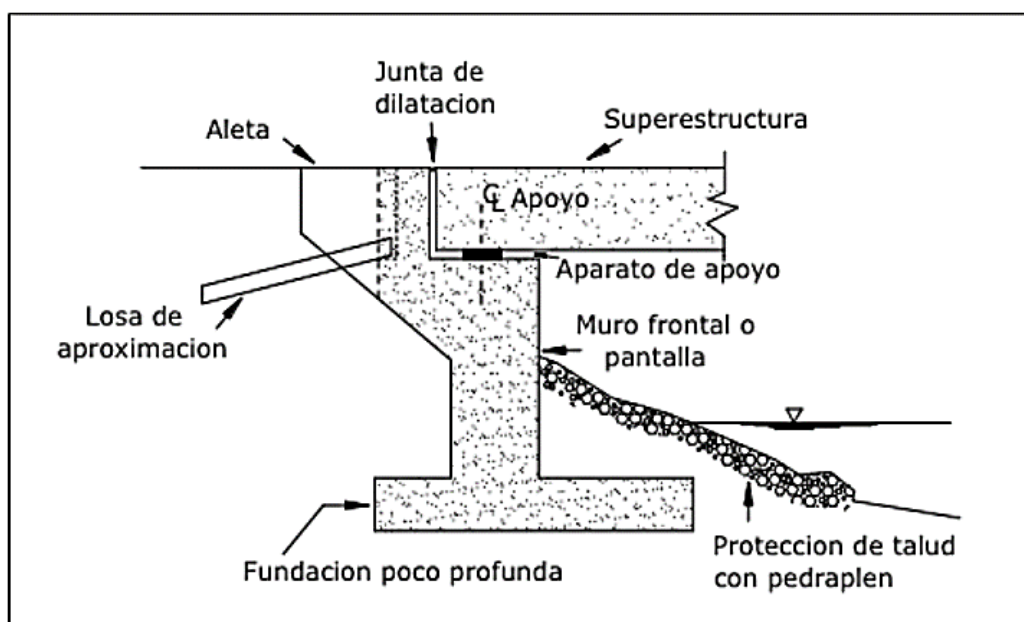
- Tablero: Componente con o sin superficie de rodamiento, capaz de soportar las cargas de ruedas en forma directa y a su vez se encuentra soportado por otros componentes.
- Estructura portante: Como su nombre lo indica, es el componente estructural encargado de soportar el tablero y se apoya en sus extremos con la infraestructura, por lo tanto, transmite las cargas que proceden del tablero a los estribos o pilas (Laurente Jiménez, Murga, Giovanni , 2014)
- Accesorios del tablero: Son los elementos que proveen la funcionalidad al puente y brindan seguridad para vehículos y peatones (Ramírez Coria & León Avila, 2010).

2.4.2.2. SUBESTRUCTURA O INFRAESTRUCTURA

Es considerado como el componente del puente que resiste directamente las cargas del tramo horizontal y se encarga de transmitir dichas cargas al suelo de cimentación (Aguilera Chinchay, 2019). Estos son:

- Estribos: Brindan soporte a la superestructura, establecen la unión entre el terraplén y la superestructura. Son diseñados para resistir la carga de esta última, la cual se transmite a través del peso de la losa, los elementos de apoyo y las presiones en el suelo. Así mismo, se encuentran conformados por una losa de cimentación que transmite el peso de estos directamente al suelo. Además, la losa sirve de cubierta para el sistema de pilotes, muro frontal y asientos del puente. Por último, estos contienen juntas de dilatación que se adecuan con los desplazamientos de la estructura (López, 2017).
- Cimentación: Esta se encuentra bajo el terreno de la superficie y se encarga de transmitir todas las cargas al suelo, su función principal es soportar las cargas de la estructura al terreno y ofrecer un sistema de apoyo estable. Al momento de que el suelo absorbe dichas cargas, este se contrae formando asentamientos (Gutierrez, 2014).

FIGURA 2.2 Componentes de un estribo.



Fuente: Google

2.4.3. FILOSOFÍA DE SEGURIDAD.

La filosofía de seguridad en el diseño estructural tiene como objetivo garantizar que las estructuras cumplan con los requisitos de resistencia, funcionalidad y durabilidad, manteniendo márgenes adecuados frente a la incertidumbre en las cargas, materiales y condiciones de uso.

En el contexto del diseño de puentes postensados, esta filosofía se aplica mediante el enfoque LRFD (Load and Resistance Factor Design), adoptado oficialmente por la norma AASHTO LRFD, el cual reemplaza a métodos anteriores como el ASD (Allowable Stress Design) y el LFD (Load Factor Design).

Una revisión de las filosofías usadas en una variedad de especificaciones da como resultado tres posibilidades de diseño, diseño por esfuerzos admisibles (ASD), diseño por factores de carga (LFD), y diseño basado en la confiabilidad, una aplicación particular es el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). En el presente trabajo se empleará el diseño por el método LRFD.

2.4.3.1. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) es el enfoque adoptado por la norma AASHTO LRFD para el diseño de puentes. Este método combina principios probabilísticos y determinísticos para garantizar la seguridad estructural bajo diversas condiciones de carga, incorporando márgenes adecuados frente a incertidumbres tanto en las acciones como en la resistencia de los materiales.

Para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la inecuación en la Ec. 2.3 el lado de la resistencia debe ser multiplicado por un factor de base estadística ϕ el cual su valor es usualmente menor que uno, y el lado de la carga es multiplicado por un factor de carga de base estadística γ_i , su valor es un número usualmente mayor que uno. Debido a que los efectos de carga en un estado limite particular envuelve una combinación de diferentes tipos de carga Q_i que tiene diferentes grados de predictibilidad, el lado de los efectos de carga es representado por la sumatoria de valores $\sum \gamma_i Q_i$. Si la resistencia nominal está dada por R_n , el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efectos de } \sum \gamma_i Q_i \quad (2.30)$$

Debido a que la Ec. 2.30 toma en cuenta factores de carga y factores de resistencia el método de diseño es llamado “Diseño por Factores de Carga y Resistencia, LRFD”.

Un criterio de diseño para el estado límite de resistencia I, puede ser expresado como:

$$\eta_i(\gamma_p M_{DC} + \gamma_p M_{DW} + \gamma_i M_{LL+IM}) \leq \phi M_u \quad (2.31)$$

$$\eta_i(1.25 M_{DC} + 1.50 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}) \leq \phi M_u$$

2.4.4. SEGURIDAD.

La seguridad en el diseño de puentes de viga postensada constituye uno de los pilares fundamentales de la ingeniería estructural. Este aspecto abarca tanto la integridad estructural del puente durante su vida útil como la protección de los usuarios y del entorno en el que se inserta la infraestructura. Un diseño seguro debe garantizar que el puente sea capaz de resistir adecuadamente todas las cargas previstas, incluyendo cargas permanentes, variables, accidentales y sísmicas, manteniendo un comportamiento estructural confiable incluso en condiciones extremas.

En el caso particular de las vigas postensadas, la seguridad se ve reforzada mediante el uso de tendones de acero de alta resistencia que, al ser tensados, introducen esfuerzos de compresión que contrarrestan las tensiones de tracción producidas por las cargas aplicadas. Este sistema mejora notablemente el desempeño estructural, reduciendo la aparición de fisuras, incrementando la durabilidad del concreto y previniendo fallas prematuras.

La seguridad estructural se evalúa bajo factores de carga y resistencia definidos por normativas específicas, como AASHTO LRFD o los Euro códigos, que exigen la aplicación de métodos de diseño por estados límite. Este enfoque permite verificar que el puente se mantenga dentro de los márgenes aceptables de comportamiento tanto en el estado límite último (rotura o colapso) como en el estado límite de servicio (deformaciones excesivas, fisuración o vibraciones).

2.4.4.1. ECUACIÓN DE SUFICIENCIA.

En las especificaciones de diseño el tema de seguridad es usualmente codificado por una afirmación general que las resistencias de diseño deben ser mayores, o iguales que, los efectos de carga de diseño.

En el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), la Ec. 2.32 puede ser generalizada como:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.32)$$

2.4.4.2. REQUISITOS ESPECIALES PARA LAS ESPECIFICACIONES LRFD

Los requisitos especiales para las especificaciones LRFD son la ductilidad, la redundancia y la importancia operacional.

Ductilidad, redundancia, e importancia operacional son aspectos significativos que afectan el margen de seguridad de puentes. Mientras que las dos primeras se relacionan directamente con la relación física, la última tiene que ver con las consecuencias que implicaría que el puente quede fuera de servicio.

2.4.4.3. COMBINACIÓN DE CARGA DE DISEÑO EN LRFD.

El diseño de puentes bajo la metodología de la norma AASHTO LRFD implica el cumplimiento de una serie de requisitos especiales que garantizan la seguridad estructural, funcionalidad y durabilidad de la infraestructura. Estos requisitos, desarrollados dentro del marco del enfoque por estados límite, se distinguen por la aplicación sistemática de factores de carga y de resistencia basados en probabilidades de ocurrencia y confiabilidad estructural.

Entre los principales requisitos especiales que deben cumplirse en el diseño de puentes postensados según AASHTO LRFD, se destacan los siguientes:

- a) Aplicación de factores de carga y resistencia. La metodología LRFD establece combinaciones específicas de cargas, cada una asociada a factores de carga amplificados y factores de resistencia reducidos. Estos factores toman en cuenta la variabilidad inherente tanto en las cargas como en las capacidades estructurales, y se seleccionan en función de la confiabilidad deseada. Para elementos postensados, esto implica asegurar que los tendones, el concreto y los anclajes resistan las combinaciones más críticas bajo condiciones extremas.
- b) Verificación por estados límite Se requiere el cumplimiento de dos grandes categorías de estados límite: Estado límite último (ELU): Considera la capacidad estructural máxima, evaluando posibles mecanismos de falla como flexión, cortante, torsión o pandeo. En elementos postensados, se incluyen también los efectos de la pérdida de tensión y del deslizamiento en los anclajes. Estado límite de servicio (ELS): Controla aspectos relacionados con el comportamiento en servicio, tales como deformaciones excesivas, apertura de fisuras, vibraciones y confort del usuario. Es especialmente importante en elementos postensados mantener las tensiones dentro de límites seguros para evitar fisuración temprana del concreto.
- c) Control de pérdidas de postensado. La norma exige que se cuantifiquen todas las pérdidas de tensión en los cables postensados, tanto inmediatas (por fricción, acortamiento elástico y anclajes) como a largo plazo (por fluencia, retracción del concreto y relajación del acero).

Estas pérdidas deben ser consideradas en la verificación de la capacidad y desempeño del sistema postensado a lo largo del tiempo.

- d) Requisitos de ductilidad y redundancia. AASHTO LRFD promueve la incorporación de ductilidad y redundancia estructural como medidas adicionales de seguridad. En el diseño de puentes postensados, esto implica garantizar que la estructura posea mecanismos de redistribución de esfuerzos ante la aparición de fisuras o daños localizados, evitando fallas frágiles o progresivas.
- e) Durabilidad y protección contra la corrosión. Dado que los tendones postensados son componentes críticos que no siempre están accesibles para inspección directa, se exige una especial atención al detalle constructivo y a la protección contra agentes agresivos (humedad, cloruros, dióxido de carbono). Esto incluye el uso de vainas herméticas, inyecciones con lechada de cemento o grasas protectoras, y materiales con adecuada resistencia al ataque químico.
- f) Control de calidad en construcción. La seguridad estructural depende no solo del diseño teórico, sino también de la correcta ejecución en obra. La norma requiere la implementación de programas de control de calidad y aseguramiento durante el tensado, colocación de los tendones, inyección de lechada y curado del concreto, especialmente en elementos prefabricados o construidos in situ mediante etapas.

TABLA 2.1 Combinación de carga y factores de carga

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

Fuente: 3.4.1-1 (AASHTO LRFD)

TABLA 2.2 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

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

Fuente: 3.4.1-2 (AASHTO LRFD).

2.4.5. DENOMINACIÓN DE LAS CARGAS.

En el diseño estructural de puentes, la correcta identificación y clasificación de las cargas es fundamental para asegurar un análisis preciso de las solicitaciones que actúan sobre la estructura. La norma AASHTO LRFD establece una nomenclatura específica para las distintas cargas que deben considerarse en el diseño, tanto en condiciones normales de operación como en situaciones excepcionales.

Estas cargas se agrupan en categorías estándar, cada una con su respectiva designación, y se utilizan en las combinaciones de carga definidas en el capítulo 3 de la norma. A continuación, se describen las principales cargas consideradas en el diseño de puentes de viga postensada:

2.4.5.1. CARGAS PERMANENTES.

Las cargas permanentes son cargas que se quedan sobre el puente por un periodo extenso quizás por toda la vida de servicio del puente, entre estas se pueden citar:

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

- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV).

2.4.5.2. CARGAS TRANSITORIAS.

Aunque el automóvil es la carga viva vehicular más utilizado en casi todos los puentes, el camión es el que causa los efectos más críticos en los puentes.

Además de las cargas vivas vehiculares podemos citar las siguientes cargas transitorias:

- Fuerza de frenado de los vehículos (BR)
- Fuerza centrífuga de los vehículos (CE)
- Fluencia lenta (CR)
- Fuerza de colisión de un vehículo (CT)
- Fuerza de colisión de una embarcación (CV)
- Sismo (EQ)
- Fricción (FR)
- Carga de hielo (IC)
- Incremento por carga vehicular dinámica (IM)
- Sobrecarga vehicular (LL)
- Sobrecarga viva (LS)
- Sobrecarga peatonal (PL)
- Asentamiento (SE)
- Contracción (SH)
- Gradiente de temperatura (TG)
- Temperatura uniforme (TU)
- Carga hidráulica y presión del flujo de agua (WA)
- Viento sobre la sobrecarga (WL)
- Viento sobre la estructura (WS)

Carga viva vehicular

La carga ideal que fue encontrada fue adoptada por la AASHTO y llamada HL- 93 o "Highway load 93" para una mejor representación de "vehículos excluidos", camiones con configuraciones de carga mayores a las permitidas.

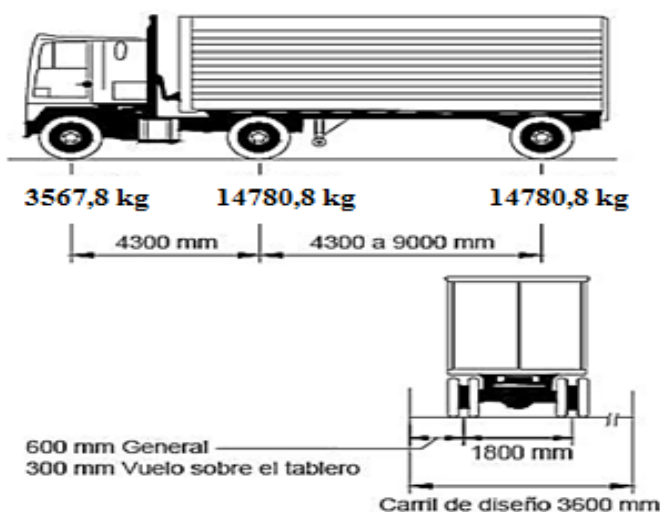
Carga viva vehicular de diseño

La "carga viva vehicular de diseño " o "sobrecarga vehicular de diseño," HL93, es una combinación del "camión del diseño" y la "carga del carril de diseño" o la combinación del "tándem de diseño" y la "carga del carril de diseño".

Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 2.9. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en la Sección 5.3.6 o [A 3.6.2]

FIGURA 2.5 Características del camión de diseño

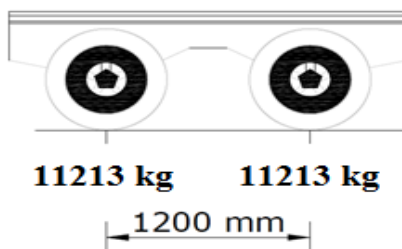


Fuente: 3.6.1.2.2-1 (AASHTO LRFD).

Tándem de diseño

[A.3.6.1.2.3] El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110 kN (11213 kg) con una separación de 1,20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,80 m.

FIGURA 2.6 Tándem de Diseño

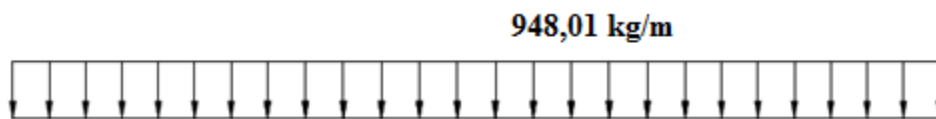


Fuente: (AASHTO LRFD).

Carga del carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm (948,01 kg/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,00 m,

FIGURA 2.7 Carga de carril de diseño



Fuente: (AASHTO LRFD).

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3.00 m en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- 0.30 m a partir de la carga del cordón o baranda para el diseño del vuelco del tablero.
- 0.60 m a partir del borde del carril de diseño para el diseño de todos los demás componentes.

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

Cargas de fatiga

La resistencia a la fatiga está relacionada con el rango de esfuerzos producidos por la carga viva y el número de ciclos de esfuerzos bajo condiciones de servicio.

Para las cargas por fatiga la especificación AASTHO-LRFD considera usar el camión de diseño descrito líneas arriba con una separación constante de 9,00 m entre los ejes de 14500 Kg un factor de carga de 0.75 y el incremento por carga dinámica del 15 %

Cargas peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa (366,97 kg/m²) en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Presencia múltiple. -

TABLA 2.3 Factor de Presencia Múltiple (m)

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

Fuente: 3.6.1.1.2-1 (AASHTO LRFD).

Los factores de presencia múltiple son ajustes de diseño que consideran la probabilidad de que más de un carril esté cargado ver Tabla 2.6, asimismo los factores de presencia múltiple están incluidos implícitamente en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución, tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados.

Efectos dinámicos (Impacto)

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes:

- ✓ El efecto de martilleo,
- ✓ La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan,

El incremento por carga dinámica (IM) de la Tabla 2.4 es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática.

TABLA 2.4 Incremento por carga dinámica, IM

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

Fuente: 3.6.2.1-1 (AASHTO LRFD).

Fuerza de frenado

La fuerza de frenado según la AASHTO LRFD, se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

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

2.4.5.3. CARGAS LATERALES.

Presión de flujo

La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D * V^2 \quad (2.33)$$

TABLA 2.5 Coeficiente de Arrastre

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque semicircular	0,7
Pila de extremo cuadrado	1,4
Arrastres acumulados contra la pila	1,4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0,8

Fuente:

3.7.3.1-1

(AASHTO LRFD).

Desde el punto de vista teórico la expresión correcta de la anterior ecuación es:

$$p = C_D \frac{\gamma V^2}{2} \times 10^{-6} \quad (2.34)$$

- ✓ La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de agua que fluye formando un ángulo respecto del eje longitudinal de la pila se deberá tomar como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (2.35)$$

- ✓ La socavación en sí misma no constituye una sollicitación, pero al modificar las condiciones de la subestructura puede alterar significativamente las consecuencias de las sollicitaciones que actúan sobre las estructuras. En [A2.6.4.4], contiene requisitos referidos a los efectos de la socavación.

TABLA 2.6 Coeficiente de Arrastre Lateral

Ángulo, θ , entre la dirección de flujo y el eje longitudinal de la pila	C_L
0°	0,0
5°	0,5
10°	0,7
20°	0,9
$\geq 30^\circ$	1,0

Fuente: 3.7.3.2-1 (AASHTO LRFD).

Cargas de Viento

Según la norma AASHTO LRFD la velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, V_B , de 160 km/h [A 3.8.1.1]

Para puentes o elementos de puentes a más de 10.00 m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño, V_{DZ} se deberá ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2,5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (2.36)$$

Dónde:

V_{DZ} = Velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (Km/h)

V_{10} = Velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (Km/h)

V_B = Velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en [A 3.8.1.2] y [A 3.8.2]

Z = Altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm

V_0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 2.10, para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h)

Z_0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 2.7

- **Terreno abierto** – con obstrucciones dispersas de altura generalmente menor que 10.000 mm. Esta incluye los terrenos llanos abiertos y las praderas.
- **Área suburbana** – Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones poco separadas del tamaño de una vivienda unifamiliar o mayores. El uso de esta característica representativa predomina en una distancia de al menos 500,00 m en la dirección contra el viento.
- **Área urbana** – Centro de grandes ciudades donde al menos 50 % de las construcciones tienen una altura superior a 21.00 m.

TABLA 2.7 (Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie contra el viento)

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_0 (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Fuente: 3.8.1.1-1 (AASHTO LRFD)

2.4.5.4. EMPUJE DEL SUELO.

El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo
- Contenido del agua
- Ubicación del nivel freático
- Cantidad de sobrecarga
- Pendiente del relleno
- Inclinación del muro

Existen tres categorías de empuje lateral de suelo, los cuales son en reposo, activo, pasivo. En la Tabla 2.11 se indican algunos valores típicos de estos movimientos movilizadores en función de la altura del muro.

TABLA 2.8 (Valores aproximados de los movimientos relativos requeridos para llegar a condiciones de empuje activo o pasivo del suelo)

Tipo de relleno	Valores de Δ/H	
	Activo	Pasivo
Arena densa	0,001	0,01
Arena de densidad media	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compactado	0,002	0,02
Arcilla magra compactada	0,010	0,05

Fuente: 3.11.1-1 (AASHTO LRFD)

Si en los muros de contención o estribos no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

Empuje del suelo: EH

Empuje lateral del suelo

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

$$p = k\gamma_s z g (10^{-9}) \quad (2.37)$$

Dónde:

P = Empuje lateral del suelo (Mpa)

k = coeficiente de empuje lateral tomado como, especificado en la sección del coeficiente de empuje lateral en reposo, para muros o estribos que no se deforman ni mueven, k_a , especificado en la sección del coeficiente de empuje lateral activo, para muros o estribos que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p , especificado en el artículo del coeficiente de empuje lateral pasivo, para muros o estribos que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = Densidad del suelo (kg/m³)

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debido al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata.

Coeficiente de empuje lateral en reposo (k_0)

El coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_0 = 1 - \sin \phi_f \quad (2.38)$$

Dónde:

k_0 = Ángulo efectivo de fricción del suelo

ϕ_f = Coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Para los típicos muros en voladizo de más de 1500 mm de altura con relleno de grado estructural, los cálculos indican que el movimiento horizontal de la parte superior del muro debido a una combinación de la deformación estructural del alma y una rotación de la fundación es suficiente para desarrollar condiciones activas.

Coeficiente de empuje lateral activo (k_a)

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (2.39)$$

Dónde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \delta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \delta)}} \right]^2 \quad (2.40)$$

Y además:

δ = Ángulo de fricción entre el relleno y el muro tomado

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

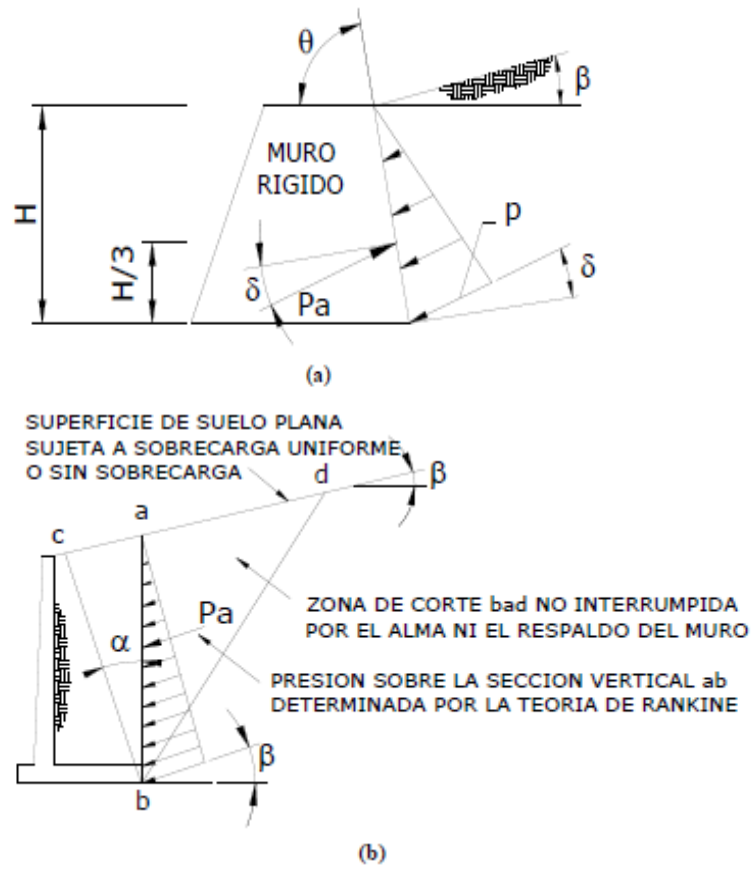
θ = Ángulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal

ϕ = Ángulo efectivo de fricción interna

Los valores de k_a según la anterior ecuación se basan en las teorías de empuje de suelo de Coulomb.

Para muros en voladizo de talón largo se pueden usar tanto la teoría de Coulomb como la teoría de Rankine. En el caso de este muro el empuje del suelo se aplica sobre un plano que se extiende verticalmente a partir del talón de la base del muro.

FIGURA 2.8 Simbología para el empuje activo



Fuente: Libro de análisis y diseño de puente por el método LRFD

TABLA 2.9 Ángulo de Fricción Entre Diferentes Materiales

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, ϕ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \phi$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
o roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
o roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
o roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Fuente: 3.11.5.3-1 (AASHTO LRFD)

Coefficiente de empuje lateral pasivo, (k_p)

Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de la Figura 2.18 para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de la Figura 2.19 para el caso de muro vertical y relleno de superficie inclinada.

Para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$p_p = k_p \gamma_s g z 10^{-9} + 2c \sqrt{k_p} \quad (2.41)$$

Sobrecargas: ES y LS

Sobrecarga uniforme (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar el empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta p = k_s q_s \quad (2.42)$$

Para condiciones de empuje activo k_s se deberá tomar como k_a , y para condiciones en reposo k_s se deberá tomar como k_o .

Sobrecarga viva (LS)

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

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta P = k * g * h_{eq} * 10^{-9} \quad (2.43)$$

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las Tablas 2.13 y 2.14.

La altura del muro se deberá tomar como la distancia entre la superficie del relleno y en fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

TABLA 2.10 (Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.)

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

Fuente: 3.11.6.4-1 (AASHTO LRFD)

TABLA 2.11 (Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico)

Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

Fuente: 3.11.6.4-2 (AASHTO LRFD)

2.4.5.5. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA EL DISEÑO DE LA PERESTRUCTURA

Para la distribución de las cargas de carril para el diseño de elementos longitudinales de la superestructura se pueden utilizar métodos de análisis aproximados o refinados. Las tablas de

distribución de carga y la regla de la palanca o ley de momentos son métodos aproximados y pensados para la mayoría de diseños.

Tableros

Los tableros pueden ser diseñados para cargas vivas vehiculares usando métodos refinados, métodos empíricos o métodos aproximados los cuales distribuyen las cargas sobre anchos de faja equivalente y analizando las fajas como vigas continuas o simplemente apoyadas.

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

$+M$ = momento positivo

$-M$ = momento negativo

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

TABLA 2.12 Fajas Equivalentes

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

Fuente: 4.6.2.1.3-1 (AASHTO LRFD)

2.5. DISEÑO Y CALCULO ESTRUCTURAL DE SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA.

El diseño estructural de un puente comprende el análisis y dimensionamiento de todos los elementos que conforman tanto la superestructura como la subestructura, considerando las solicitaciones a las que estarán expuestos durante su vida útil. En el caso de puentes de viga postensada, se requiere una atención particular al comportamiento del concreto pretensado, la transferencia de cargas entre elementos, y la interacción entre componentes.

Conforme a los lineamientos establecidos en la AASHTO LRFD, el proceso de diseño se basa en el método de los estados límite, evaluando la estructura frente a diversas combinaciones de carga para garantizar la seguridad, estabilidad y funcionalidad del sistema.

2.5.1. MATERIALES.

La adecuada selección y caracterización de los materiales es un aspecto fundamental en el diseño y cálculo estructural de puentes. En estructuras de viga postensada, los materiales deben cumplir estrictos criterios de resistencia, durabilidad, comportamiento a largo plazo y compatibilidad entre sí. La AASHTO LRFD establece requisitos normativos precisos para cada tipo de material empleado en la superestructura y subestructura.

2.5.1.1. CONCRETO DE 280 KG/CM² Y 350 KG/CM².

El concreto es el material predominante en vigas, losas, diafragmas y elementos de apoyo. En puentes postensados, debe presentar una alta resistencia inicial y final, además de un comportamiento controlado frente a la retracción, fluencia y durabilidad.

Resistencia a compresión

La resistencia a la compresión del hormigón (f'_c) a 28 días después del colocado es usualmente obtenida de un cilindro estandarizado de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura cargado longitudinalmente a rotura. El módulo de elasticidad del concreto, como:

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (2.44)$$

γ_c es la densidad del hormigón (kg/m³) y f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa), esto para hormigones cuya densidad este comprendida entre 1440 y 2500 (kg/m³), como:

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \text{ Mpa} \quad (2.45)$$

La resistencia a la compresión del hormigón o las clases de hormigón deberían estar especificadas en la documentación técnica para cada componente del puente.

Clases de hormigón:

- El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos
- El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas,
- El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa.
- El hormigón Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua.

Resistencia a tracción

Como ocurre con la resistencia a la compresión, la resistencia a tracción es un valor un tanto convencional que depende del tipo de ensayo. Existen tres formas de obtener la Resistencia a tracción: por flexotracción (módulo de rotura), por hendimiento y por ensayo directo de tracción axial, el último método no es práctico

2.5.1.2. COMO ALCANZAR LAS RESISTENCIA DE 280 KG/CM² Y 350 KG/CM² EN HORMIGONES

La resistencia a compresión del hormigón depende fundamentalmente de la porosidad capilar de la pasta (relación agua/cemento efectivo), de la calidad y empaquetamiento de los sólidos (cemento + finos + áridos) y de la microestructura (interfase árida–pasta). Reduciendo la relación agua/cemento (w/c) y mejorando el empaquetamiento de partículas (uso de aditivos y microsílíce), se disminuye la porosidad y aumenta la resistencia. Por eso para 350 kg/cm² se requiere mayor control que para 280 kg/cm².

Como alcanzar las resistencias requeridas:

a) Relación agua/cemento (w/c)

- La variable más decisiva. Para resistencias alrededor de 27–28 MPa suelen utilizarse $w/c = 0.45–0.55$ (dependiendo trabajabilidad y aditivos).
- Para 34 MPa se requiere bajar la w/c a $= 0.35–0.45$; normalmente se usa superplastificante para mantener trabajabilidad con w/c bajo.
- Reducciones en w/c aumentan significativamente la resistencia y la durabilidad.

b) Cemento y aditivos

- Cementos normales (OPC) con contenidos adecuados pueden alcanzar 28 MPa; para 34 MPa muchas obras usan: mayor dosificación de cemento, aditivos reductores de agua de alta gama (superplastificantes) y, cuando se desea, sílice (silica fume) para aumentar resistencia y densidad.
- Pozzolanas (fly ash, microsílíce) mejoran durabilidad; el fly ash puede retrasar resistencia temprana, pero ayuda a largo plazo.

c) Granulometría y calidad de áridos

- Áridos resistentes, bien graduados y sin contaminación (arcillas, materia orgánica) favorecen la resistencia.
- Relaciones y forma de los áridos afectan trabajabilidad y requerimiento de agua.

d) Control de usina / obra (ensayos y QC)

- Ensayos de control (cilindros o probetas a 7, 14, 28 días), control de dosificación, homogeneidad, compactación y curado.

- Curado húmedo al menos 7 días y preferiblemente 28 días para alcanzar la resistencia especificada.
- e) Temperatura y tiempo de fraguado**
- Temperaturas bajas retardan desarrollo de resistencia; en frío se deben tomar medidas (curado térmico o aditivos). En calor controlar evaporación (curado, retardantes).
- f) Aceptación en obra**
- Las normas (p. ej. AASHTO/ACI) definen criterios de aceptación (media de 3 probetas, tolerancias, baja en la certificación). Por eso conviene especificar $f'c$ objetivo mayor al requerido para compensar variabilidad.

La resistencia a compresión del hormigón depende fundamentalmente de la porosidad capilar de la pasta (relación agua/cemento efectivo), de la calidad y empaquetamiento de los sólidos (cemento + finos + áridos) y de la microestructura (interfase árida–pasta). Reduciendo la relación agua/cemento (w/c) y mejorando el empaquetamiento de partículas (uso de aditivos y microsílíce), se disminuye la porosidad y aumenta la resistencia. Por eso para 34 MPa se requiere mayor control que para 28 MPa.

Curado húmedo continuo al menos 7 días y preferible hasta 28 días (o más en climas extremos). La hidratación continúa y la ganancia de resistencia depende del mantenimiento de humedad; sin curado se pierde mucha resistencia y durabilidad.

Riesgos, efectos secundarios y medidas mitigadoras:

- **Retracción y fisuración por autogenerada:** w/c bajos y alto contenido de cemento aumentan tendencia a fisuras. Mitigar con control de curado, juntas y, si procede, fibras sintéticas (pequeña dosificación) o estratificación de reparaciones.
- **Creep y compatibilidad con pretensado:** hormigón de alta resistencia tiene menor deformabilidad, revisar con el diseño (AASHTO/ACI) — compatibilidad con acero y pérdidas en postensado.
- **Costo:** hormigones de 34 MPa suelen ser más caros (cemento, aditivos, control).
- **Durabilidad:** mejor en general con w/c bajo y microsílíce (menor permeabilidad) — ventaja para puentes expuestos a cloruros.

Control estadístico y objetivo de mezcla:

- Debido a la variabilidad de producción y ensayo, no se especifica exactamente la resistencia nominal, sino que se exige que la media (o media de 3 probetas) supere un valor y que la probabilidad de quedar por debajo sea pequeña. Por eso se define un $f'c$ objetivo mayor que la resistencia especificada.
- Ejemplo práctico de justificación: si la especificación pide 27.5 MPa, fijar mezcla para 30–33 MPa para garantizar cumplimiento con la dispersión normal de resultados.

Lista de control rápido

- Definir resistencia especificada a 28 días y $f'c$ **objetivo** (margen +).
- Ensayo de mezcla en laboratorio con probetas 7/14/28 días.
- Ajustar w/c y aditivos hasta alcanzar resistencia en ensayos.
- Verificar granulometría y limpieza de áridos.
- Establecer dosificación y tolerancias de obra.
- Control de recepción de materiales (cemento, áridos, aditivos).
- Control de mezclado, transporte, colocación y compactación.
- Curado estricto (min. 7 días, ideal 28 días).
- Control estadístico de ensayos en obra y ajustes si hay desviaciones.

2.5.1.3. REFUERZO DE ACERO

El acero de refuerzo convencional (pasivo) complementa al sistema postensado, controlando la fisuración, reforzando zonas localizadas y absorbiendo esfuerzos donde no actúa el postensado.

- Norma de referencia: ASTM A615 (barras de acero grado 420 o 520 MPa)
- Ubicación: Se emplea en losas, diafragmas, zonas de anclaje y refuerzos transversales.
- Recubrimientos: En ambientes agresivos se recomienda el uso de acero galvanizado o con recubrimiento epóxico.

El tipo más común de acero de refuerzo (distinguiéndose de los aceros de pre-esfuerzo) viene en forma de barras circulares llamadas por lo general varillas y disponibles en un amplio intervalo de diámetros aproximadamente de 3/8 hasta 13/8 de pulgada para aplicaciones normales y en dos tamaño de barra pesados aproximadamente 1 3/4 hasta 2 1/4 de pulgada. Estas

barras vienen corrugadas para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto.

TABLA 2.13 Nomenclatura, áreas, perímetros y pesos de barras estándares

Nº Barra ^a	Diametro pulg.	Diametro nominal	Diametro, mm	Area, mm ²	Peso, kg/m
3	3/8 = 0,375	10	9,5	71	0,56
4	1/2 = 0,500	12	12,7	129	0,994
5	5/8 = 0,625	16	15,9	199	1,552
6	3/4 = 0,750	20	19,1	284	2,235
7	7/8 = 0,875	22	22,2	387	3,042
8	1 = 1,00	25	25,4	510	3,973
9	1 1/8 = 1,128 ^b	28	28,7	645	5,06
10	1 1/4 = 1,270 ^b	32	32,3	819	6,404
11	1 3/8 = 1,410 ^b	36	35,8	1006	7,907
14	1 3/4 = 1,693 ^b	45	43,0	1452	11,38
18	2 1/4 = 2,257 ^b	55	57,3	2581	20,24

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto, Arthur H. Nilson, 2000

2.5.1.4. ACERO DE PRETENSADO.

El acero de postensado es el elemento activo encargado de introducir fuerzas de compresión en el concreto mediante tensado controlado. Puede presentarse en forma de cables, torones o barras.

Especificaciones clave:

- Torones de acero de alta resistencia (ASTM A416):
- Diámetro típico: 12.7 mm (0.5”) o 15.2 mm (0.6”)
- Resistencia mínima a la tracción: 1,860 MPa (270 ksi)
- Alta ductilidad y relajación controlada
- Pérdidas de tensión: Se deben considerar pérdidas inmediatas (por fricción y anclaje) y a largo plazo (por fluencia, retracción y relajación).
- Protección contra la corrosión: Los tendones deben protegerse mediante inyección con lechada de cemento o grasas protectoras dentro de vainas de polietileno o acero corrugado.

El material más utilizado como material de pretensado son los cables los cuales representa al acero del pretensado, los cables están constituidos por siete alambres de acero de baja relajación Grado 270 definido por ASTM A416 o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas.

El tamaño más habitual es el de 1/2 in., aunque el uso de los cables de 0.6 in. se está popularizando, particularmente para aplicaciones pos-tesadas. Las propiedades de estos cables y barras se muestran en la Tabla 2.25

TABLA 2.14 Propiedades de los cables y barras del pretensado

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

Fuente: 5.4.4.1-1 (AASHTO LRFD)

Se pueden diferenciar dos tipos de cables

Cable (tendón) adherente – Es el cable en el cual el acero de pretensado se adhiere al hormigón,

Cable (tendón) no adherente – Es el cable en el cual el acero de pretensado está impedido de adherirse al hormigón y se puede mover libremente en relación con el mismo.

2.5.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

El diseño estructural de un puente de viga postensada debe realizarse con base en criterios que aseguren la **resistencia, funcionalidad, durabilidad y seguridad** de la estructura a lo largo de su vida útil. La norma **AASHTO LRFD** adopta un enfoque basado en **estados límite**, lo que implica verificar que la estructura no exceda condiciones críticas de falla ni de servicio bajo diversas combinaciones de carga.

2.5.2.1. TEORÍA BÁSICA DE DISEÑO.

Las especificaciones AASHTO fueron desarrollados en un formato de estados límites basados en la teoría de la confiabilidad. 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.

Los requisitos básicos para el diseño de un puente para cada estado límite en el formato LRFD es:

$$\eta \sum r_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.46)$$

2.5.2.2. ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO

Estado límite de servicio

Para las estructuras de hormigón, el estado límite de servicio corresponde a las restricciones sobre anchos de fisuras y deformaciones bajo condiciones de servicio. Están dirigidos a asegurar que el puente se comportará de forma aceptable durante su vida útil.

Control de fisuras

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones. El mejor control de la fisuración se logra cuando el acero de las armaduras está bien distribuido en la zona del hormigón sujeta a la máxima tracción.

La separación del refuerzo de acero debería satisfacer la siguiente ecuación.

$$S \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (2.47)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad (2.48)$$

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 de 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:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (2.49)$$

Estado límite de fatiga

En puentes vehiculares y en otras situaciones, tanto el acero como el concreto están sometidos a un gran número de ciclos de esfuerzo. Bajo estas condiciones el acero al igual que el concreto está sujetos a fatiga.

En el caso de los puentes las cargas repetidas que causan la fatiga son los camiones que pasan sobre ellos.

La combinación de la carga de fatiga de la Tabla 2.1 tiene un factor de carga de 0.75 aplicada al camión de fatiga en sus componentes LL, IM y CE, todos los otros factores son cero.

Estado límite de resistencia y estado límite de eventos extremos

El estado límite de resistencia está gobernado por la resistencia estática de los materiales. Hay cinco diferentes combinaciones de carga por resistencia especificada en la Tabla 2.1. Las diferencias entre las combinaciones de carga por resistencia están asociadas principalmente con los factores de carga aplicados a la carga viva.

TABLA 2.15 Factores de resistencia ϕ en el estado límite de resistencia para construcciones convencionales

Estado límite de resistencia	Factores de Resistencia ϕ
Para flexión y tracción del hormigón armado	0.90
Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
Para corte y torsión	
Hormigón de densidad normal	0.90
Hormigón de baja densidad	0.70
Para compresión axial con espirales o zunchos:	
Excepto para Zonas Sísmicas 3 y 4	0.75
Para apoyo sobre hormigón	0.70
Para compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Para compresión en zonas de anclaje:	
Hormigón de densidad normal	0.80
Hormigón de baja densidad	0.65
Para tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00
Para resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

Fuente: 5.4.4.2-1 (AASHTO LRFD)

2.5.3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA.

La losa forma parte esencial de la superestructura de un puente y cumple la función de distribuir las cargas vehiculares a las vigas longitudinales, además de contribuir con la rigidez transversal del sistema. En puentes de viga postensada, la losa puede ser colada en sitio o prefabricada, y

generalmente trabaja en conjunto con las vigas principales mediante conexión monolítica (solidarización), formando un sistema compuesto.

2.5.3.1. MÉTODO APROXIMADO DE LAS FAJAS EQUIVALENTES.

El método de las fajas equivalentes (también llamado método de franjas equivalentes o "strip method") es una técnica de análisis estructural simplificada utilizada para calcular los esfuerzos en losas de puentes sometidas a cargas vehiculares. Este método permite transformar la losa en una serie de vigas longitudinales que actúan de forma independiente sobre los apoyos representados por las vigas principales del puente.

El ancho de faja equivalente sobre la cual las cargas de ruedas pueden ser consideradas distribuidas en losas de hormigón coladas in situ.

Las fajas se deben tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se debe tomar como la distancia entre centro a centro de los componentes de apoyo. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

2.5.4. HORMIGÓN ARMADO.

El hormigón armado es uno de los materiales estructurales más utilizados en la construcción de puentes debido a su alta resistencia a compresión, durabilidad y la posibilidad de moldearse in situ o en elementos prefabricados. En el contexto de puentes con vigas postensadas, el hormigón armado se emplea tanto en la losa de rodadura, como en componentes secundarios (diafragmas, apoyos, estribos, vigas transversales y pilas), así como para resistir esfuerzos combinados en zonas donde el postensado no es suficiente por sí solo.

2.5.4.1. RESISTENCIA A FLEXIÓN EN ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

La resistencia a la flexión en el estado límite de resistencia se refiere a la capacidad máxima que un elemento estructural, como una viga o un elemento de concreto, puede soportar bajo carga flexural sin llegar a la falla. Este estado límite asegura que la estructura puede soportar las cargas designadas sin que se produzcan deformaciones o fallas inaceptables.

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje la resistencia de diseño a la flexión ϕM_n se puede determinar utilizando las ecuaciones siguientes:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (2.50)$$

$$M_n = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.51)$$

Dónde:

A_s = Área de la armadura de tracción necesaria.

f_y = Tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = Base de la viga.

a = Distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

El factor β_1 se debe tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0,65.

De las anteriores de ecuaciones se obtiene:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2*Mn}{0,85*f'_c*b}} \quad (2.52)$$

La condición de resistencia es:

$$\mu \leq \phi Mn \quad (2.53)$$

Para el cálculo de la armadura requerida se emplean las siguientes ecuaciones:

$$A_{s_{nec}} = \frac{0,85*f'_c*b*a}{f_y} \quad (2.54)$$

Dónde:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2*Mn}{0,85*f'_c*b*d^2}} \right] \quad (2.55)$$

2.5.4.1.1. Armadura máxima.

Es la cantidad máxima de acero que puede utilizarse en una sección de hormigón armado para resistir fuerzas de compresión o tarccion.

La máxima cantidad de armadura deberá ser tal que:

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.75 \rho_b * b * d \quad (2.56)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (2.57)$$

Dónde:

$A_{s_{max}}$: Refuerzo máximo a flexión

d = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada.

ρ_b = Cuantía balanceada.

f'_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días en Kg/cm²

f_y = Resistencia característica a la fluencia del acero en Kg/cm²

2.5.4.1.2. Armadura mínima.

En el diseño de elementos estructurales de concreto armado, como los que conforman la superestructura de un puente (losas, vigas, diafragmas), es fundamental garantizar una cantidad mínima de armadura que asegure un comportamiento estructural adecuado, incluso en situaciones donde las solicitaciones no exijan grandes refuerzos. Esta armadura mínima no solo contribuye a la resistencia estructural, sino que también controla la fisuración y asegura la ductilidad del elemento.

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión de diseño provocado por los cambios de temperatura la cual responde a la siguiente ecuación.

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * h \quad (2.58)$$

Dónde:

$A_{s_{min}}$: Refuerzo mínimo a flexión

ρ_{min} = Cuantía mínima (0,0018 para losas y 0,0033 para vigas)

2.5.4.2. DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante en elementos estructurales es un aspecto fundamental del análisis estructural en puentes de concreto armado, ya que el esfuerzo cortante puede inducir fallas frágiles y repentinas si no se controla adecuadamente. A diferencia de la flexión, donde el acero puede advertir la falla mediante deformaciones visibles, la falla por cortante suele ocurrir sin señales previas, lo cual representa un riesgo significativo para la seguridad estructural.

La resistencia nominal al esfuerzo cortante último de diseño, v_U se determina de la siguiente manera:

$$v_U = \frac{V_U}{\phi * b * d} \quad (2.59)$$

Donde el esfuerzo cortante último debe ser menor o igual al esfuerzo cortante que resiste el hormigón más el esfuerzo cortante adicional que proporciona el acero:

2.5.4.2.1. Resistencia del hormigón a cortante.

La resistencia proporcionada por el hormigón en Mpa en elementos de hormigón armado con f_c' en Mpa, se puede obtener con la siguiente expresión:

$$v_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} \quad (2.60)$$

Pero es más práctico usar la siguiente ecuación.

$$v_c = 0,167 * \sqrt{f_c'} \quad (2.61)$$

2.5.4.2.2. Secciones que requieren armadura transversal

La armadura transversal, también conocida como refuerzo transversal o estribos, es fundamental en el diseño de elementos estructurales de hormigón armado, especialmente en componentes que están sometidos a esfuerzos cortantes, torsión o fuerzas transversales. Su función principal es resistir el esfuerzo cortante, confinar el concreto y mantener la integridad estructural en zonas críticas.

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

$$v_U > 0,5 \phi v_c \quad (2.62)$$

2.5.4.2.3. Máximo espaciamiento

El espaciamiento máximo de la armadura transversal (estribos) en elementos estructurales de hormigón armado está regulado para asegurar que el refuerzo sea efectivo en el control del corte, la fisuración diagonal, el confinamiento del concreto y el comportamiento dúctil del elemento estructural. Un espaciamiento excesivo puede reducir drásticamente la eficacia del refuerzo y comprometer la seguridad y durabilidad de la estructura.

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que, s_{max} , el cual no será mayor que la mitad del canto para darle una buena distribución de esfuerzos.

2.5.4.2.4. Mínima armadura transversal

La provisión de una armadura transversal mínima es un requisito esencial en el diseño estructural de elementos de hormigón armado, incluso cuando los esfuerzos de corte son bajos. Esta armadura garantiza que el elemento tenga un comportamiento seguro, estable y dúctil frente a cargas variables, agrietamiento inicial y condiciones de servicio.

Si se requiere armadura transversal, el área de acero A_v en mm^2 deberá satisfacer la siguiente condición, f_c' y f_y en Mpa.

$$A_{vmin} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c'} * \frac{bw*s}{f_y} > 0.33 * \frac{bw*s}{f_y} \quad (2.63)$$

Dónde:

A_{vmin} : Área mínima de refuerzo para un espaciamiento. (mm²)

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

2.5.4.3. DISEÑO POR FLEXIÓN BASADO EN ESFUERZOS PERMISIBLES

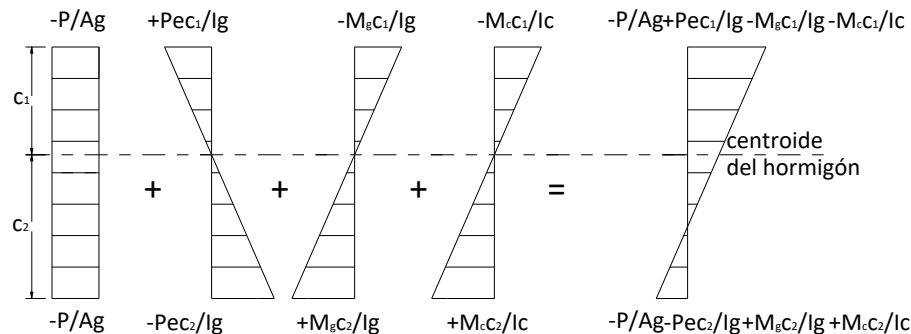
El estado límite de servicio aún es aplicado en el diseño de miembros de hormigón con tendones de acero que pre comprimen la sección de tal manera que los esfuerzos en el hormigón " f " pueden ser determinados de las propiedades de la sección elástica no fisurada y la ecuación familiar:

$$f = -\frac{P}{Ag} \pm \frac{P * e * c}{Ig} \mp \frac{M * c}{Ig} \quad (2.64)$$

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

$$f = -\frac{P}{Ag} \pm \frac{P * e * y}{Ig} \mp \frac{Mg * y}{Ig} \mp \frac{M_c * y}{Ic} \quad (2.65)$$

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



2.5.4.3.1. Esfuerzos permisibles en el hormigón

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

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

TABLA 2.16 Límites de tensión en hormigón pretensado antes de las perdidas – elementos totalmente pretensados

Tensión De Compresión	
Elementos Pretensados	$0.6 * f'_{ci}$
Elementos Postensados	$0.6 * f'_{ci}$
Tensión De Tracción	
En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N / A
En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherentes	$0.25\sqrt{f'_{ci}}$ $\leq 1.38 MPa$
En áreas con armadura adherente (barras armaduras o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculado suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$ no mayor que 210 MPa	$0.63\sqrt{f'_{ci}} MPa$
Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados	$0.415\sqrt{f_c} MPa$

Fuente: 5.9.4.1 (AASHTO LRFD)

TABLA 2.17 Límites de tensión en hormigón pretensado antes de las pérdidas – elementos totalmente pretensados

Tensión De Compresión	
Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0.45f'_c MPa$
Tensión De Tracción	
Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.50\sqrt{f'_c} MPa$
Para elementos con tendones de pretensado para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas	$0.25\sqrt{f'_c} MPa$
Para elementos con tendones no adherentes	Tracción nula

Fuente: 5.9.4.2 (AASHTO LRFD)

2.5.4.3.2. Inecuaciones de condición

Etapla Inicial (transferencia)

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

Inecuación I

$$-\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i * e_g}{S_{1g}} - \frac{M_{dg}}{S_{1g}} \leq f_{ti} \quad (2.66)$$

Inecuación II

$$-\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i * e_g}{S_{2g}} + \frac{M_{dg}}{S_{2g}} \geq f_{ci} \quad (2.67)$$

Etapla Final (servicio)

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

Inecuación III

$$-\frac{R * Pi}{Ag} + \frac{R * Pi * eg}{S1g} - \frac{Mdg + Md1}{S1g} - \frac{Md2 + ML}{S1c} \geq fcs \quad (2.68)$$

Inecuación III

$$-\frac{R * Pi}{Ag} - \frac{R * Pi * eg}{S2g} + \frac{Mdg + Md1}{S2g} + \frac{Md2 + ML}{S2c} \leq fts \quad (2.69)$$

2.5.4.3.3. Excentricidad límite

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

Inecuación I

$$eg \leq \left(fti + \frac{Pi}{Ag} + \frac{Mdg}{S1g} \right) \frac{S1g}{Pi} \quad (2.70)$$

Inecuación II

$$eg \leq - \left(fci + \frac{Pi}{Ag} - \frac{Mdg}{S2g} \right) \frac{S2g}{Pi} \quad (2.71)$$

Inecuación III

$$eg \geq \left(fcs + \frac{R * Pi}{Ag} + \frac{Mdg + Md1}{S1g} + \frac{Md2 + ML}{S1c} \right) \frac{S1g}{R * Pi} \quad (2.72)$$

Inecuación IV

$$eg \geq - \left(fts + \frac{R * Pi}{Ag} - \frac{Mdg + Md1}{S2g} - \frac{Md2 + ML}{S2c} \right) \frac{S2g}{R * Pi} \quad (2.73)$$

2.5.4.4. VERIFICACIÓN POR FLEXIÓN EN ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

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

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2.74)$$

Dónde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y}{0,85f'_c\beta_1 b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.75)$$

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

$$\begin{aligned} \phi M_n = \phi & \left[A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right. \\ & \left. + 0,85f'_c(b - b_w)\beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \end{aligned} \quad (2.76)$$

Dónde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - 0,85\beta_1 f'_c(b - b_w)h_f}{0,85f'_c\beta_1 b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.77)$$

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

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (2.78)$$

Siendo:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (2.79)$$

Dónde:

A_{ps} = área del acero de pretensado

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

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

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

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = ancho del ala comprimida

b_w = ancho del alma

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

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

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

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

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

a = altura del diagrama de tensiones equivalente

2.5.4.4.1. Armadura máxima

En el diseño de elementos estructurales de concreto postensado, la cantidad de acero de pretensado debe mantenerse dentro de ciertos límites. Aunque es común verificar que haya suficiente armadura para cumplir con los requisitos de resistencia y serviciabilidad, también es necesario limitar la cantidad máxima, con el fin de:

- Evitar concentraciones excesivas de esfuerzos en el concreto.
- Garantizar un comportamiento dúctil y seguro bajo carga.
- Prevenir fallos frágiles por aplastamiento del concreto antes de que fluya el acero.
- Asegurar el anclaje adecuado de los tendones y evitar estallidos en la zona de anclaje.

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

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (2.80)$$

Siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_sf_yd_s}{A_{ps}f_{ps} + A_sf_y} \quad (2.81)$$

Dónde:

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

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

2.5.4.4.2. Armadura mínima

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

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

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} \right) \leq S_c f_r \quad (2.82)$$

2.5.4.5. DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante en vigas postensadas es fundamental para garantizar que las secciones resistan adecuadamente los esfuerzos transversales inducidos por cargas aplicadas, incluyendo peso propio, cargas vivas, efectos del postensado, y otras acciones como retracción y temperatura.

A diferencia de las vigas de concreto armado convencional, en las vigas postensadas, el cortante es resistido por una combinación de mecanismos:

- La resistencia del concreto, influida por la compresión inducida por el postensado.
- La armadura transversal (estribos).
- La componente vertical del postensado, si los cables tienen inclinación (ángulo del perfil parabólico).

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

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0,25 * f_c' * b_w * d_v + V_p \quad (2.83)$$

Siendo:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (2.84)$$

Dónde:

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva.

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

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

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s} \quad (2.85)$$

El área de refuerzo al corte requerido por cálculo será:

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p\right) * s}{f_y * d_v} \quad (2.86)$$

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

2.5.4.5.1. Resistencia del hormigón a cortante

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

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

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{f_c'} b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cr}}{M_{máx}} \leq \frac{1}{7\sqrt{f_c'} b_w} * d_p \quad (2.87)$$

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f_c'} + f_{pc}) b_w * d_p + V_p \quad (2.88)$$

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

Dónde:

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

$M_{máx}$ = Momento flector mayorado debido a carga muerta sobrepuesta y carga viva

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

V_p = Componente vertical de la fuerza de pretensado

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} * (0,5\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \quad (2.89)$$

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

$$V_c = \left(0,05\sqrt{f_c'} + 5 \frac{V_u * d_p}{M_u}\right) b_w * d_p \quad (2.90)$$

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

2.5.4.6. PÉRDIDAS DE PRETENSADO

En el diseño y análisis de vigas postensadas, es fundamental considerar las pérdidas de pretensado, que representan la reducción en la fuerza efectiva del tendón de acero desde el momento del tensado hasta la puesta en servicio y durante la vida útil de la estructura. Estas pérdidas afectan la capacidad de la viga para resistir esfuerzos y controlar fisuración y deformaciones.

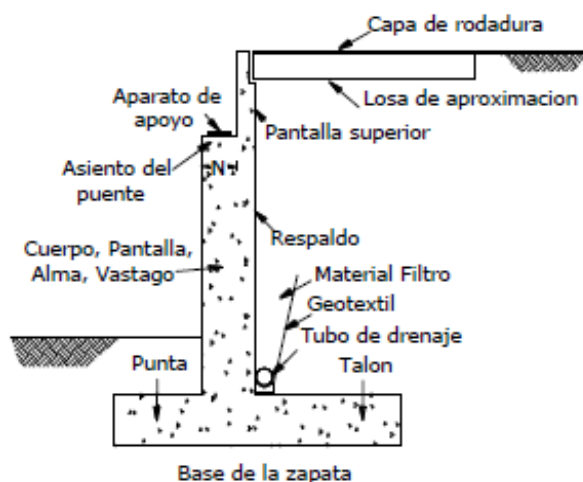
Dentro de las pérdidas de pretensado están las pérdidas instantáneas que se dan al inicio del pretensado y las pérdidas diferidas que se dan a lo largo del tiempo, estas pérdidas deben ser calculadas.

2.5.5. ESTRIBOS

Los estribos son elementos de armadura transversal fundamentales en el diseño estructural de vigas de concreto, incluyendo las vigas postensadas, ya que su función principal es resistir los esfuerzos de cortante y punzonamiento, así como controlar la fisuración diagonal y proporcionar confinamiento al concreto.

Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente, en la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos.

FIGURA 2.10 Componentes de un estribo



Fuente: Libro de análisis y diseño de puente por el método LRFD

2.5.5.1. ESTADOS LÍMITES.

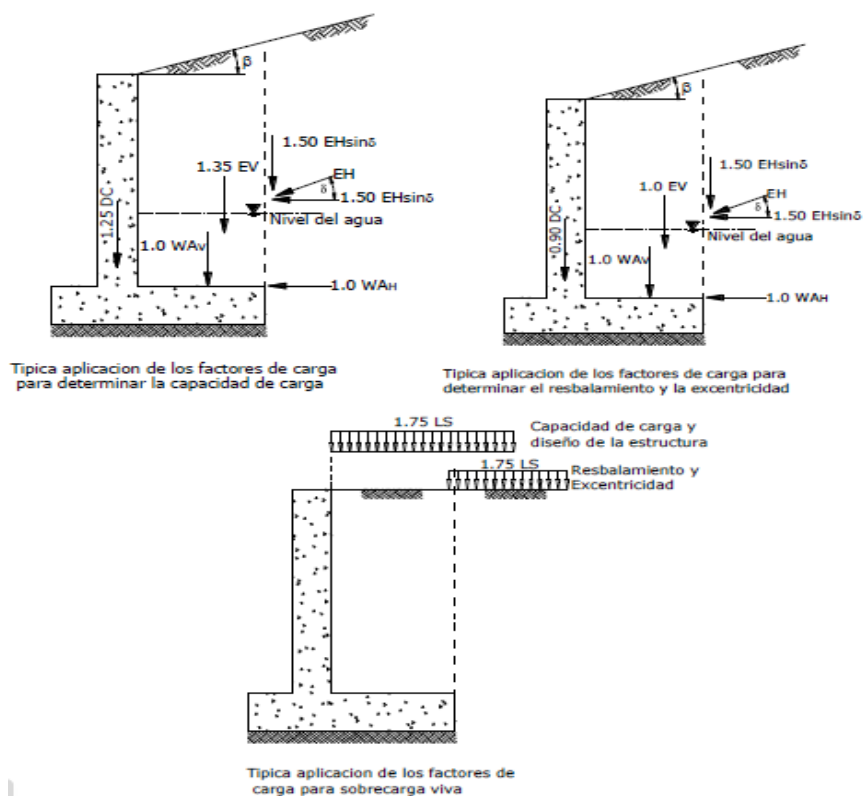
Se considera que se ha alcanzado un estado límite cuando un estribo falla para satisfacer su diseño. Los estados límites para el diseño de estribos pueden ser categorizados en: estados límites últimos o de resistencia, estados límites de servicio y estados límites de evento extremo, en el presente trabajo solo se desarrollarán los dos primeros.

Estados límites últimos. - Un estribo alcanza un estado límite ultimo cuando la estructura se vuelve inestable.

Estados límites de servicio. - Un estribo puede experimentar un estado límite de servicio debido a un excesivo deterioro o deformación.

2.5.5.2. FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA

FIGURA 2.11: Típicas Aplicaciones de factores de carga



Fuente: Libro de análisis y diseño de puente por el método LRFD

El método de diseño para las subestructuras se encuentra en las Especificaciones LRFD, el cual puede ser expresado con la condición matemática:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.91)$$

Dónde:

ϕ = Factor de resistencia

R_n = Resistencia nominal

η_i = Modificador de cargas

γ_i = Factor de carga para el componente i

Q_i = Componente de carga i

TABLA 2.18 Factores de resistencia para el estado límite de resistencia de las fundaciones superficiales

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga y empuje pasivo	Arena:	
	• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos SPT	0,45
	• Procedimiento semiempírico utilizando datos de ensayos de penetración (CPT)	0,55
	• Método racional - usando ϕ_y estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,35
	usando ϕ_y estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,45

Fuente: 10.5.5-1 (AASHTO LRFD)

Factores de carga. - Los factores de carga son aplicados a las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres de las cargas y las solicitaciones.

Factores de resistencia. - Los factores de resistencia son usados para tomar en cuenta las incertidumbres de las propiedades estructurales, propiedades del suelo, variabilidad de la mano de obra, inexactitudes en las ecuaciones de diseño para estimar la resistencia.

2.5.5.3. CARGAS QUE ACTÚAN EN LOS ESTRIBOS

Las cargas que actúan en un estribo son los siguientes:

- Carga debido a la reacción de la superestructura, correspondiente a carga permanente y carga viva.
- Peso propio del estribo y del relleno que actúa sobre la base del estribo y contribuye a su estabilidad.
- Empuje de tierras, teniendo en cuenta el efecto debido a la sobrecarga por carga viva

- Fuerza debido al viento, ejercida sobre la superestructura y sobre la carga viva que se transmite a través del apoyo.
- Fuerza debido al empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación
- Fuerza debido al frenado de los vehículos.
- Fuerza centrífuga, para el caso de puentes en curva.

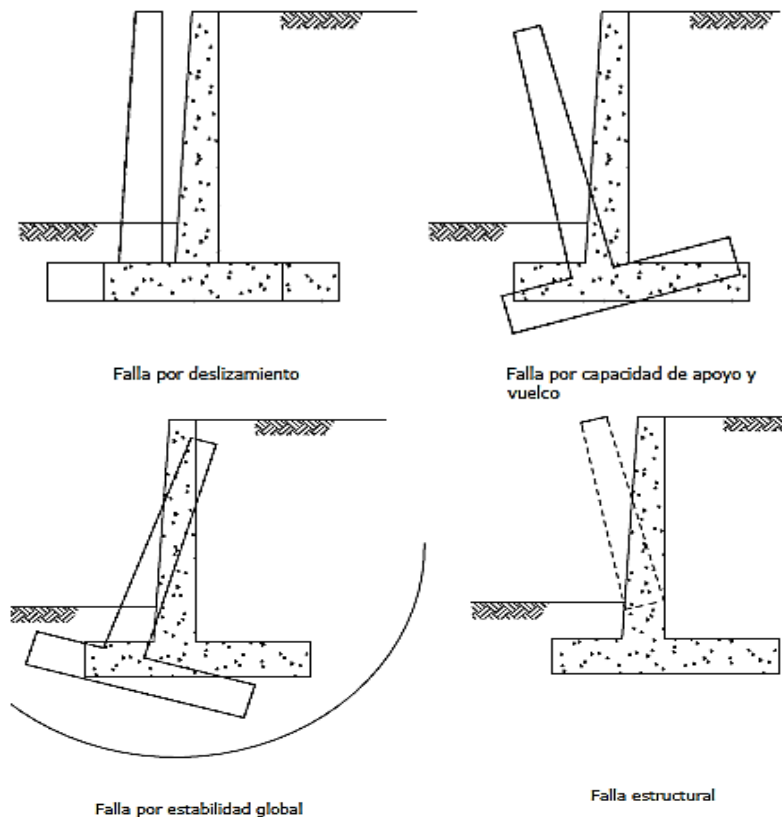
2.5.5.4. REQUISITOS DE DISEÑO PARA ESTRIBOS

Los estribos deben cumplir con una serie de requisitos de diseño establecidos en la AASHTO LRFD, con el fin de garantizar que proporcionen resistencia adecuada al cortante, controlen la fisuración diagonal, y contribuyan a la seguridad y durabilidad de la estructura.

Estos requisitos se refieren tanto a la cantidad mínima y máxima de armadura transversal, como a su disposición geométrica, espaciamiento y anclaje.

Modos de falla para estribos. - los estribos están sujetos a varios estados limites o tipos de falla, la falla puede ocurrir dentro el suelo o en los elementos estructurales.

FIGURA 2.12 Modos de falla



Fuente: Libro de análisis y diseño de puente por el método LRFD

2.5.5.5. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA ESTRIBOS

El diseño de estribos como armadura transversal en vigas postensadas sigue un procedimiento sistemático que garantiza la resistencia adecuada al cortante, la seguridad estructural y la conformidad con los requerimientos normativos. A continuación, se describe el procedimiento paso a paso conforme a **AASHTO LRFD**:

PASO 1. Criterios de estabilidad

1. La localización de la resultante en la base (revisión al volteo o vuelco), se determina equilibrando los momentos alrededor del punto C como muestra la figura 7.9. El criterio para la localización de la resultante es que esta deba caer dentro el medio central de la base para fundaciones en suelo, ver Figura 7.9a y dentro los tres cuartos centrales de la base para fundaciones en roca, ver Figura 7.9b. Este criterio reemplaza la revisión de la relación de momentos estabilizantes sobre momentos de vuelco.

Para fundación en suelo

$$e \leq \frac{B}{4} \quad (2.92)$$

Para fundación en roca

$$e \leq \frac{3B}{8} \quad (2.93)$$

2. La seguridad del estribo frente a la falla por capacidad de carga en la base se obtiene aplicando los factores de resistencia a la capacidad de apoyo último.

Si el muro es soportado por una fundación en suelo:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 2.29a.

La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (2.94)$$

Si el muro es soportado por una fundación en roca:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en Figura 7.9b. si la resultante cae dentro del tercio central de la base:

$$\sigma_{vmax} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) \quad (2.95)$$

$$\sigma_{vmin} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right)$$

Si la resultante cae fuera del tercio central de la base:

$$\sigma_{vmax} = \frac{2 \sum V}{3[(B/2) - e]} \quad (2.96)$$

$$\sigma_{vmin} = 0$$

3. La seguridad frente al deslizamiento (falla por resbalamiento)

La resistencia mayorada se tomará como

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_\tau Q_\tau \quad (2.97)$$

Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo:

$$Q_\tau = V \tan \delta \quad (2.98)$$

Para lo cual:

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para hormigón colocado contra suelo

$= 0.8 \tan \phi_f$ para zapatas de hormigón prefabricado

Para zapatas apoyadas sobre arcilla la resistencia al resbalamiento se puede tomar como la cohesión de la arcilla.

PASO 2. Revisión de dimensiones. –

Cuando las dimensiones preliminares del estribo resultan inadecuadas, estas dimensiones se deben cambiar hasta encontrar las dimensiones adecuadas. Por ejemplo, se puede mejorar la estabilidad variando la posición del cuerpo del estribo, el ancho de base y la altura del estribo.

Paso 3: Determinación de la resistencia del concreto (Vc)

AASHTO permite usar una expresión empírica para el cortante resistido por el concreto:

$$V_c = 0.0316 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

- λ : factor de modificación para el tipo de agregado (usualmente 1.0)
- f'_c : resistencia característica del concreto (MPa)
- b_w : ancho del alma de la viga
- d : altura efectiva

Paso 4: Cortante que debe resistir la armadura transversal (V_s)

$$V_s = V_u - V_c - V_p$$

Si $V_s \leq 0$, aún así se debe colocar **armadura mínima transversal**.

Paso 5: Diseño de estribos (A_v/s).

Se dimensiona la cantidad de acero transversal necesario:

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

O reordenado para encontrar el espaciamiento:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Verificando:

- Espaciamiento no mayor a min (0.75d, 600 mm)
- No menor al área mínima de armadura según 2.5.6.6

Paso 6: Detallado constructivo

- Se elige el tipo de estribo (cerrado, en U, doble).
- Se verifican anclajes con ganchos de 135°.
- Se garantiza compatibilidad con los ductos del postensado.
- Se ubican con mayor densidad cerca de apoyos (zonas de alto cortante).

CAPITULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO.

3.1. ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS.

El estudio de suelos la realizó la Empresa Consultora EOLO S.R.L-SERVICIO DE LABORATORIO DE SUELOS Y GEOTECNIA, el estudio se encuentra en el anexo 2 del proyecto.

3.2. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.

La planilla del levantamiento topográfico se encuentra en los anexos 2 y los planos topográficos realizados en el programa Civil 3D se encuentran en el anexo 7 para todos sus detalles.

3.3. ANÁLISIS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO.

Se llevó a cabo el análisis hidrológico conforme a lo establecido en el marco teórico, obteniéndose así los siguientes parámetros y resultados:

Tabla N° 3.1 Parámetros de la cuenca

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD
Área de la cuenca	Km^2	6,036
Perímetro de la cuenca	Km	15,254
Altitud máxima de la cuenca	$m.s.n.m.$	2478,0
Altitud mínima de la cuenca	$m.s.n.m.$	2289,9
Longitud media del cauce principal	Km	1,895

Fuente: Elaboración propia.

La estación considerada es la del mismo lugar donde se realizó el estudio para la presente área de influencia: Yesera Norte.

Tabla N° 3.2 Estación pluviométrica de la zona de estudio

Estación	Longitud S	Longitud W	Altura m.s.n.m.	Tipo de estación	Años registrados
Yesera Norte	21° 22' 20"	64° 33' 03"	2277	Pluviométrica	1977-2022

Fuente: SENAMI

La moda ponderada es

$$Ed = 46.287$$

La característica ponderada es $K_d = 0.488$

3.3.1. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

El tiempo de concentración se determinó con base en las ecuaciones presentadas en el marco teórico, adoptando finalmente el siguiente valor.

Tabla N°3.4 Tiempo de concentración

METODO	Tc (hr)	Promedio
KIRPICH	0,263	0,263
TEMEZ	0,390	
GIANDOTTI	1,155	
VENTURA Y HERAS	0,756	
CALIFORNIA	0,264	

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se eligió un método no promediado; es decir, solo se consideraron aquellos tiempos que eran próximos entre sí, a partir de los cuales se estableció la media aritmética.

Donde se adopta un tiempo de concentración $T_c = 0,26$ h

3.3.2. CAUDAL MÁXIMO.

El caudal máximo se determinó conforme a lo establecido en el marco teórico, obteniéndose el siguiente valor.

Tabla N° 3.5 Caudal máximo.

MÉTODO	Q máx.(m ³ /s)	CARÁCTER
Gumbell.	139,71	Semi empírico
H.U.	114,09	Semi empírico
Formula Empírica.	127,59	Empírico

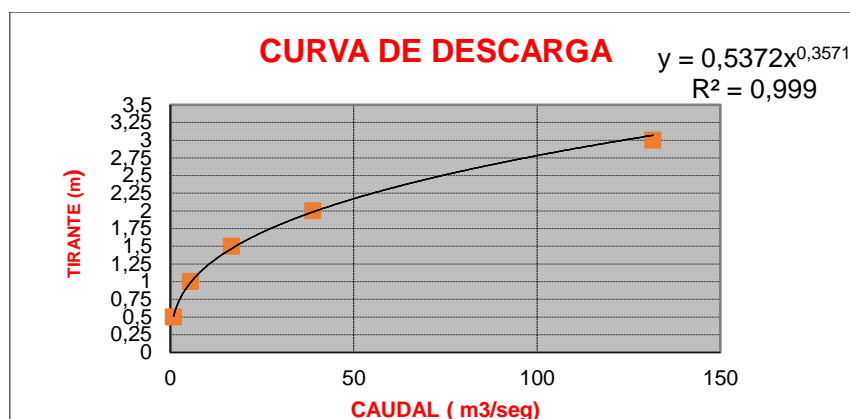
Fuente: Elaboración Propia

De los métodos mencionados anteriormente, adoptaremos el mayor.

Finalmente se adopta un caudal de diseño de $Q_d = 139,71$ m³/s

3.3.3. TIRANTE DE CIRCULACIÓN MÁXIMO.

El tirante de circulación se determinó conforme a lo establecido en el marco teórico, utilizando una curva de descarga específica, de la cual se obtuvo el siguiente valor de tirante de circulación:



$$Q_{\max} = 139,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y_{\max} = 3,13 \text{ m}$$

3.3.4. PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.

La profundidad de socavación se la obtuvo de acuerdo con lo especificado en las ecuaciones del marco teórico.

Tabla N° 3.6 Profundidad de socavación

METODO	h (m)
Lacey	2,13
Hire	2,15

Fuente: Elaboracion propia.

Parámetros finales del estudio hidrológico

Finalmente se definieron los parámetros necesarios para el diseño de la presente estructura.

Tabla N° 3.7 Resultados del estudio hidráulico

Características	Unidad	Cantidad
Caudal	m³/s	139,71
Área	m²	6,036
Perímetro mojado	m	15,254
Pendiente	m/m	0,099
Velocidad	m/s	11.28
Tirante máximo	m	3.13

Fuente: Elaboración propia.

El presente estudio nos permite determinar el tirante máximo de circulación el cual se ubica a una altura de 2277 m.s.n.m.

3.4. IDEALIZACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA.

3.4.1. SUPERESTRUCTURA.

La superestructura del puente se idealiza con los siguientes componentes:

Barandado

En el diseño del proyecto, los pasamanos estarán compuestos hormigón armado. Se diseñarán a flexión y se verificarán a corte. Serán elementos prefabricados.

Postes

Los postes estarán contruidos en hormigón armado. Se diseñarán a flexión y se verificarán a corte. Serán elementos prefabricados.

Acera

La acera estará compuesta por hormigón armado y se diseñará a flexión, similar a una losa en voladizo.

Bordillo

El bordillo estará compuesto por hormigón armado y acero de refuerzo. Se diseñará considerando esfuerzos de corte y flexión.

Tablero

El tablero estará compuesto por dos tipos de losas: externas e internas, ambas de hormigón armado. Se diseñará la armadura de flexión para momentos positivos y negativos.

Vigas

Las vigas principales estarán formadas por hormigón postensado y su correspondiente armadura. Se calculará el número de torones necesarios para el postensado. Asimismo, se realizará la verificación a corte para determinar si es necesaria armadura de corte, y se verificará a flexión para evaluar la necesidad de armadura pasiva.

Diafragmas

Los diafragmas estarán compuestos por hormigón armado. Se diseñará tanto la armadura de flexión como la armadura de corte.

3.4.1.1. PRE-DIMENSIONAMIENTO.

Luz del puente:	30 m
Numero de vigas:	4 Vigas
Ancho de la calzada:	$A_c = 7,30\text{m}$
Altura del bordillo:	$a = 0,5\text{m}$
Ancho útil de la vereda:	$A_v = 0,95\text{ m}$
Ancho del bordillo:	$A_b = 0,25\text{ m}$
Número de carriles	$N_c = 2$
Resistencia característica del H°A°:	$f_c = 280\text{ kg/cm}^2$
Resistencia característica del acero:	$f_y = 5000\text{ Kg/ cm}^2$

3.4.1.2. DISEÑO DE PASAMANOS.

Sección asumida.

Base = 0.12 m

Altura = 0.12 m

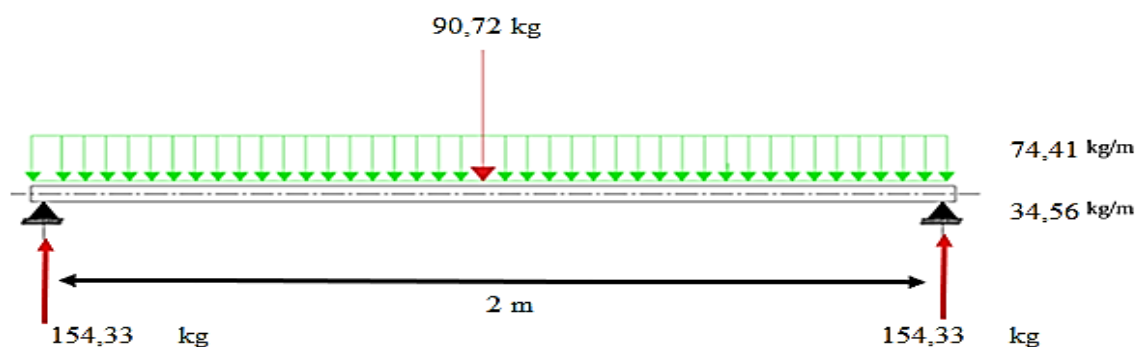
Longitud del pasamanos = 2,00 m

Carga Puntual = 90,72 kg.

Carga distribuida = 70,41 Kg/m

Peso propio = 34,56 Kg/m

Figura 3.2 Esquema de cargas vivas



Fuente: Elaboración propia

$$M_U = 1,25.M_{DC} + 1,75.M_{LS}$$

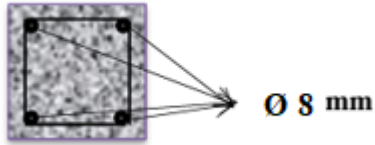
$$M_u = 166,09 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$A_s \text{ nec} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.40 \text{ cm}^2$$

Finalmente USAR: 4 Ø 8 mm



$$\text{Esfuerzo cortante ultimo } v_u = 2,438 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cortante ultimo } V_u = 252,80 \text{ kg}$$

$$\text{Resistencia del Hormigón al corte } V_c = 409,82 \text{ kg}$$

Por lo cual no requiere armadura al corte, pero norma recomienda una armadura mínima.

FINALMENTE USAR: Ø 6 mm c/20 cm

3.4.1.3. DISEÑO DE LOS POSTES.

$$\text{Base menor} = 0,12 \text{ m}$$

$$\text{Base mayor} = 0,20 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} = 1,10 \text{ m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 239,55 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio} = 74,16 \text{ kg}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Momento último } M_U = 424,46 \text{ kg.m}$$

$$A_s \text{ nec} = 0,740 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0,588 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,740 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: 4 Ø 10 mm

$$\text{Esfuerzo cortante último } v_u = 2,22 \text{ kg/cm}^2$$

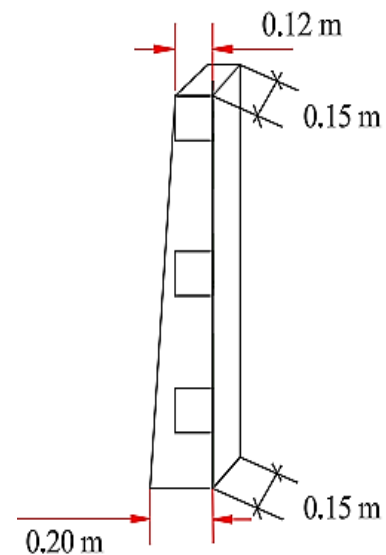
$$\text{Cortante Ultimo } V_u = 419,22 \text{ kg}$$

$$\text{Resistencia del Hormigón al corte } V_c = 1660,16 \text{ kg}$$

Por lo cual no requiere armadura al corte, pero norma recomienda una armadura mínima.

FINALMENTE USAR: Ø 6 mm c/20 cm

Figura 3.2. Poste



Fuente: Elaboración propia

3.4.1.4. DISEÑO DE LA ACERA.

Para el presente diseño se realizaron dos análisis de carga los de los cuales se muestran los resultados a continuación.

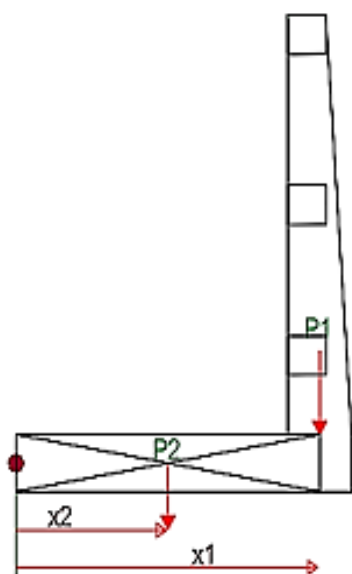
Altura de la acera = 0,15 m

Peso propio de la acera = 342 Kg/m

Recubrimiento = 2,5 cm

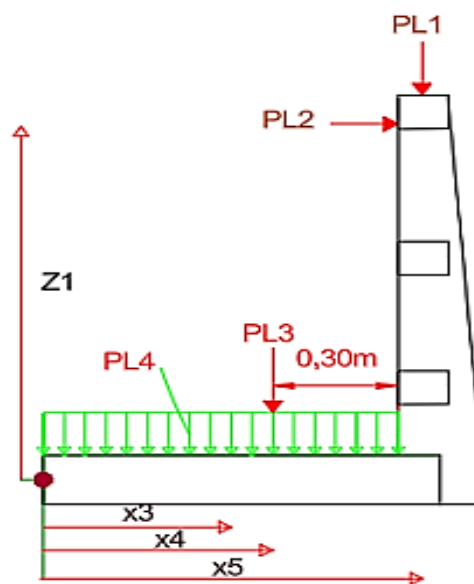
Carga por rueda = 1783.89 kg

Figura 3.3. Esquema de cargas muertas



Fuente: Elaboración propia.

Figura 3.4. Esquema de cargas vivas



Fuente: Elaboración propia.

Hipótesis I: Se tomará en cuenta las cargas debido al peso propio, cargas vivas del barandado y la sobrecarga peatonal:

$$\text{Momento } M_u = 1199,11 \text{ kg.m/m}$$

$$\text{Cortante } V_u = 1409,77 \text{ kg/m}$$

Hipótesis II: Se tomará en cuenta las cargas debido al peso propio y la sobre carga de la rueda delantera:

$$\text{Momento } M_u = 2735,55 \text{ kg.m/m}$$

$$\text{Cortante } V_u = 3201,46 \text{ kg/m}$$

De los análisis ya mencionados se tiene los siguientes resultados finales:

Momento último $M_U = 2735.55 \text{ kg.m/m}$

$$A_s \text{ nec} = 6,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = 1.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 6,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: 6 Ø 12 mm c/15 cm

También se calculará una armadura de distribución recomendada por la Norma.

(Art. 9.7.3.2) AASHTO-LRFD

$$A_s \text{ Distribucion} = 4,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: 6 Ø 10 mm c/15 cm

3.4.1.5. DISEÑO DEL BORDILLO.

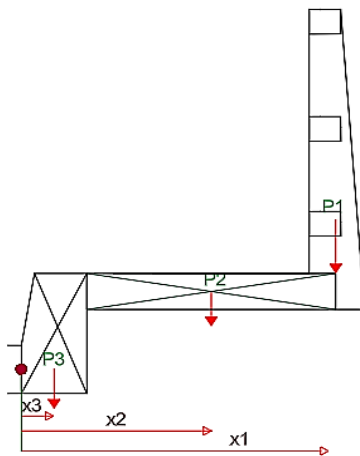
Dimensiones del bordillo

Altura del bordillo = 0,5 m

Espesor del bordillo = 0,25 m

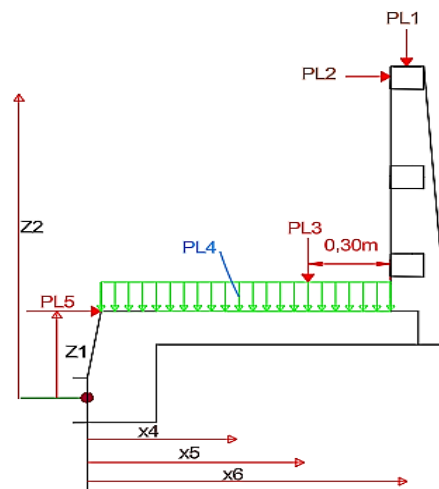
Para el presente diseño se realizaron dos análisis de carga los de los cuales se muestran los resultados a continuación.

Figura 3.5 Esquema de cargas muertas



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.6 Esquema de cargas vivas



Fuente: Elaboración propia

Hipótesis I: se tomará en cuenta las cargas debido al peso propio, cargas vivas del barandado, carga peatonal y la carga lateral.

$$\text{Momento} \quad M_u = 2605,49 \text{ kg.m/m}$$

Hipótesis II: se tomará en cuenta las cargas debido al peso propio y la carga de rueda sobre la acera

Momento $M_u = 2406,75 \text{ kg.m/m}$

De los análisis ya mencionados se tiene los siguientes resultados finales:

Momento último $M_U = 2605,49 \text{ kg.m/m}$

$A_s \text{ nec} = 5,86 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s \text{ min} = 3,33 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s = 5.86 \text{ cm}^2/\text{m}$

FINALMENTE USAR: 6 Ø 12 mm c/15 cm

Armadura longitudinal del Bordillo.

Se dispondrá una armadura mínima:

$A_{smin} = 3,27 \text{ cm}^2$

FINALMENTE USAR: 4 Ø 16 mm

Esfuerzo cortante último $v_u = 1,69 \text{ kg/cm}^2$

Cortante Ultimo $V_u = 1779,43 \text{ kg}$

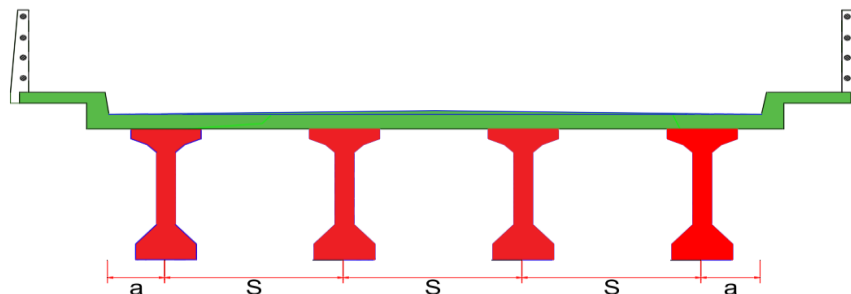
Resistencia del Hormigón al corte $V_c = 9229,68 \text{ kg}$

No requiere armadura a corte

3.4.1.6. DISEÑO DE LOSA.

Se colocará armadura tanto positiva como negativa en la losa. Para ello, se realizará primero un análisis de las losas internas y externas; posteriormente, con base en las solicitaciones máximas obtenidas, se procederá al diseño de la armadura.

Figura 3.7 Esquema de losa.



Fuente: elaboración propia.

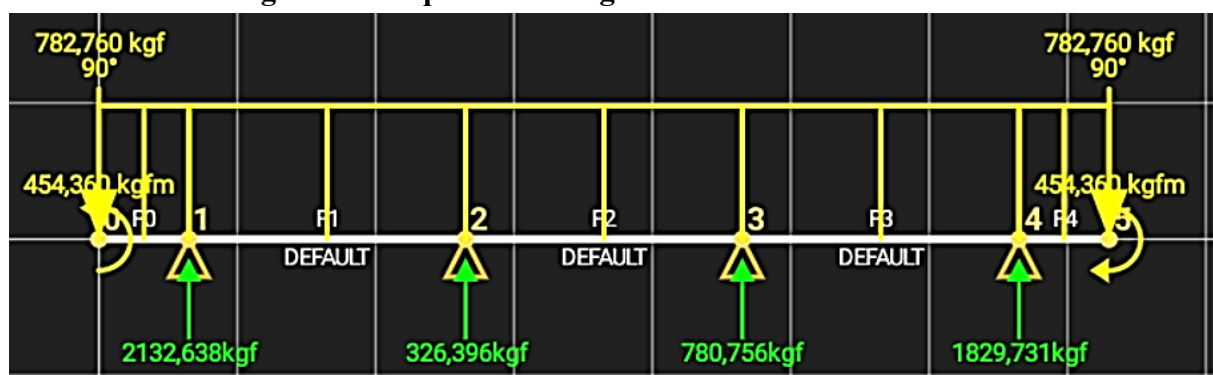
3.4.1.6.1. Losa interna.

En la losa interna, el propósito será determinar los momentos máximos, tanto positivos como negativos, producidos por la aplicación de las cargas especificadas.

Cargas muertas

Se calcula el momento en cada caso.

Figura 3.8 Esquema de cargas muertas en la losa interna

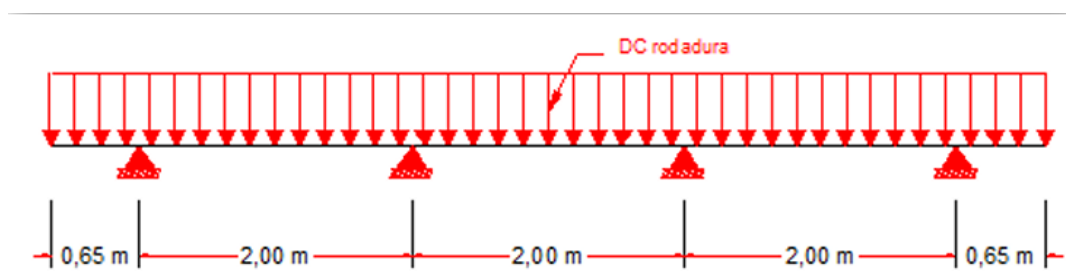


Momentos por Carga Muerta:

$$\text{MDCmax (+)} = 260,527 \text{ kg.m/m}$$

$$\text{MDCmax (-)} = -1064,55 \text{ kg.m/m}$$

Figura 3.9 Esquema de capa de rodadura en losa interna.



Fuente: Elaboración propia.

Momentos por Capa de Rodadura:

$$\text{MDCmax (+)} = 24 \text{ kg.m/m} \quad \text{MDCmax (-)} = -39,35 \text{ kg.m/m}$$

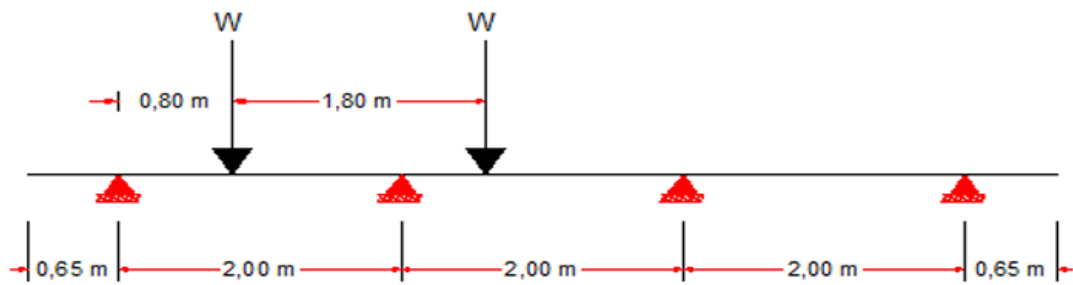
Carga viva.

Se cargará la losa con dos hipótesis para hallar el momento máximo positivo y negativo.

Hipótesis 1 (Momento máximo positivo)

La ubicación crítica para un máximo momento positivo por carga viva está a 0,4. S del primer soporte exterior de la losa interna.

Figura 3.10 Esquema de camión 1 carril cargado

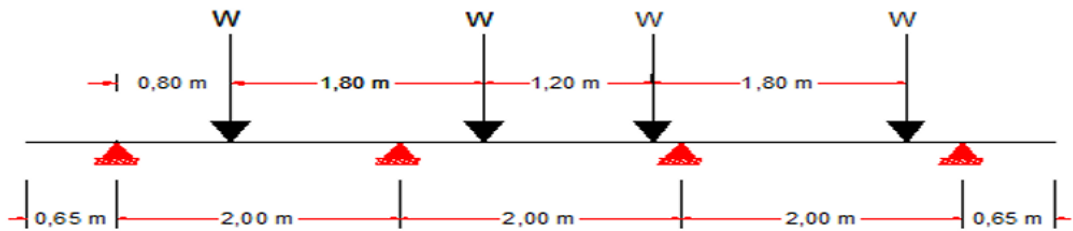


Fuente: Elaboración propia.

Momentos por carga viva:

$$MLL_{\max (+)} = 1746,67 \text{ kg.m/m}$$

Figura 3.11 Esquema de camión 2 carriles cargados.



Fuente: Elaboración propia.

Momentos por carga viva:

$$MLL_{\max (+)} = 1448,17 \text{ kg.m/m}$$

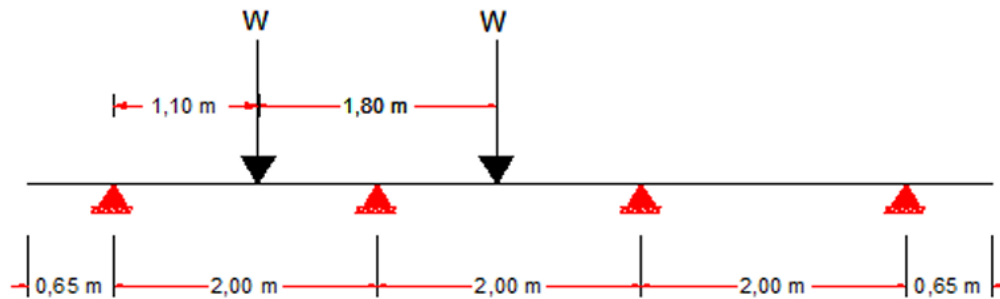
Se elige el máximo momento positivo por carga viva de las dos posiciones:

$$MLL_{\max (+)} = 1746,67 \text{ kg.m/m}$$

Hipótesis 2 (Momento máximo negativo)

La ubicación crítica para un máximo momento negativo por carga viva esta sobre el primer soporte interior del tablero como se muestra en la figura.

Figura 3.12 Esquema de camión 1 carril cargado hipótesis II.



Fuente: Elaboración propia.

Momentos por carga viva:

$$MLL_{\max} (-) = -1863,16 \text{ kg}\cdot\text{m/m}$$

Finalmente se hacen las combinaciones planteadas en el marco teórico para calcular los máximos momentos positivos y negativo en el estado de RESISTENCIA 1

$$Mu (+) = 4427,03 \text{ kg}\cdot\text{m/m}$$

$$Mu (-) = -5726,22 \text{ kg}\cdot\text{m/m}$$

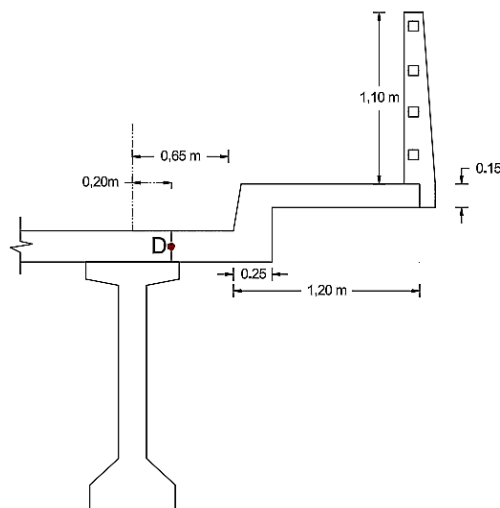
Para más detalles del cálculo de los momentos y los factores utilizados ver ANEXO 4.3

3.4.1.6.2. Losa externa

El reglamento AASHTO 2020 recomienda que para el diseño de las losas la línea central de la rueda se suponga a 0.30 m de la cara del bordillo.

Se calculará el máximo momento negativo a $D/3$ del ala superior.

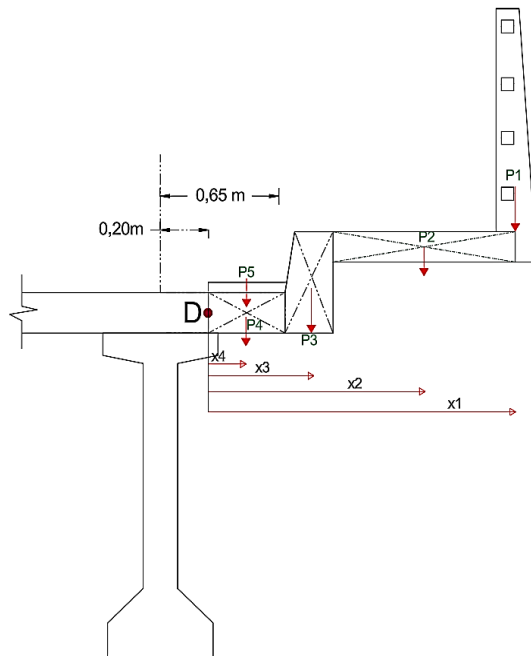
Figura 3.13 Esquema de losa externa.



Fuente: elaboración propia

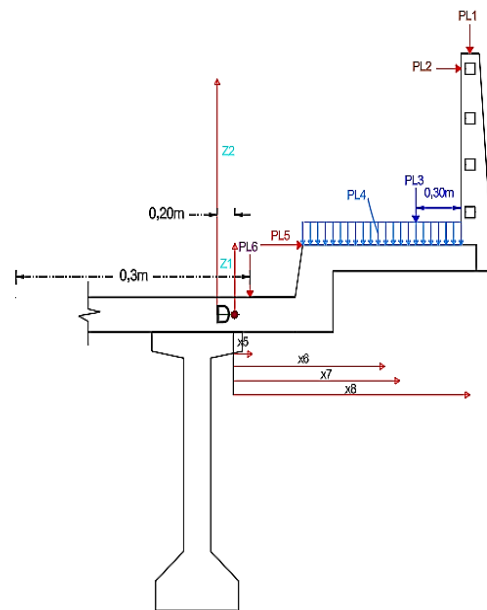
Cargas permanentes

Figura 3.14 Esquema cargas permanentes



Fuente: elaboración propia

Figura 3.15 Esquema de Sobrecargas



Fuente: elaboración propia

Se calculará el momento tomando hipótesis de carga viva

Hipótesis I: Se tomara en cuenta las cargas permanentes, capa de rodadura, cargas de barandado, carga peatonal, carga de colisión y carga de rueda trasera.

$$M_u (-) = 5099,60 \text{ kg.m/m}$$

Hipótesis II: Se tomara en cuenta las cargas permanentes, capa de rodadura y rueda delantera en la acera.

$$Mu (-) = 4194,85 \text{ kg.m/m}$$

Solicitaciones mayoradas

$$Mu (+) = 4427,03 \text{ kg.m/m}$$

Mu (-) = -4427,03 kg.m/m Mu (-) = -5726,22 kg.m/m

Para toda la losa.

$$Mu (+) = 4427,03 \text{ kg.m/m}$$

$$M_u (-) = -5726,22 \text{ kg.m/m}$$

Cálculo de armadura por momento positivo en la losa

Momento último MU = 4427,03 kg.m/m

$$A_{s \text{ nec}} = 7,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_s \text{ min} = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s = 7,75 \text{ cm}^2/\text{m}$

FINALMENTE USAR: 7 Ø 12 mm c/15 cm

También se calculará una armadura de distribución

$A_s \text{ Distribución} = 5,19 \text{ cm}^2/\text{m}$

FINALMENTE USAR: 5 Ø 12 mm c/20 cm

Calculo de armadura por momento negativo en la losa

Momento último MU = - 5726,22 kg.m/m

$A_s \text{ nec} = 9,79 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s \text{ min} = 2,53 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s = 9,79 \text{ cm}^2/\text{m}$

FINALMENTE USAR: 5 Ø 16 mm c/20 cm

$A_s \text{ Distribución} = 6,56 \text{ cm}^2/\text{m}$

FINALMENTE USAR: 4 Ø 16 mm c/25 cm

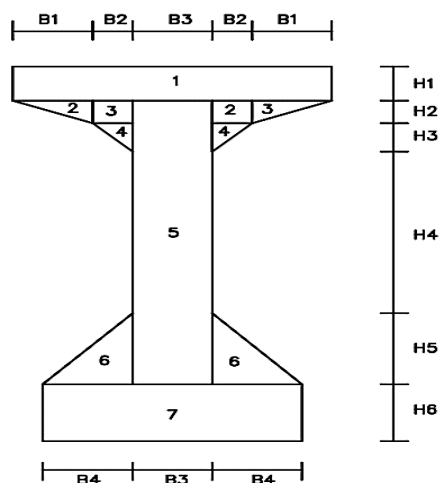
Para más detalles del cálculo de los momentos y los factores utilizados ver ANEXO 4

3.4.1.7. DISEÑO DE LAS VIGAS PRINCIPALES.

Para el diseño de las vigas se recurrió netamente a la estática como se menciona en la teoría cargando totalmente al tablero y haciendo actuar a todas las cargas simultáneamente.

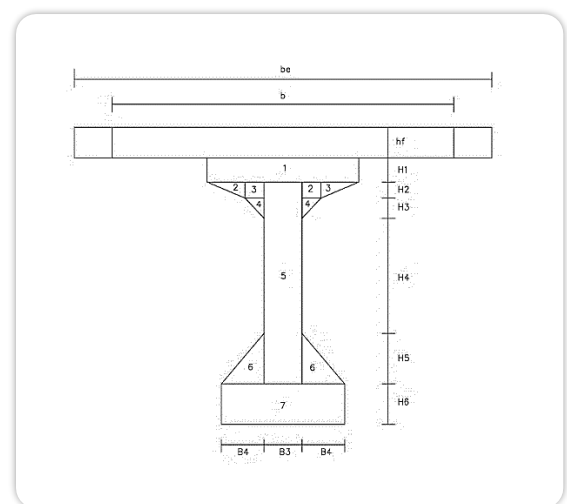
Se asumirá una sección recomendada por la AASHTO.

Sección de viga asumida en T=0



Fuente: Elaboración propia

Sección de viga mas losa en T= "∞"



Fuente: Elaboración propia

En la viga hay que calcular el momento en $T=0$ y $T=\infty$ aplicando las siguientes cargas mostradas a continuación.

Cargas Muertas

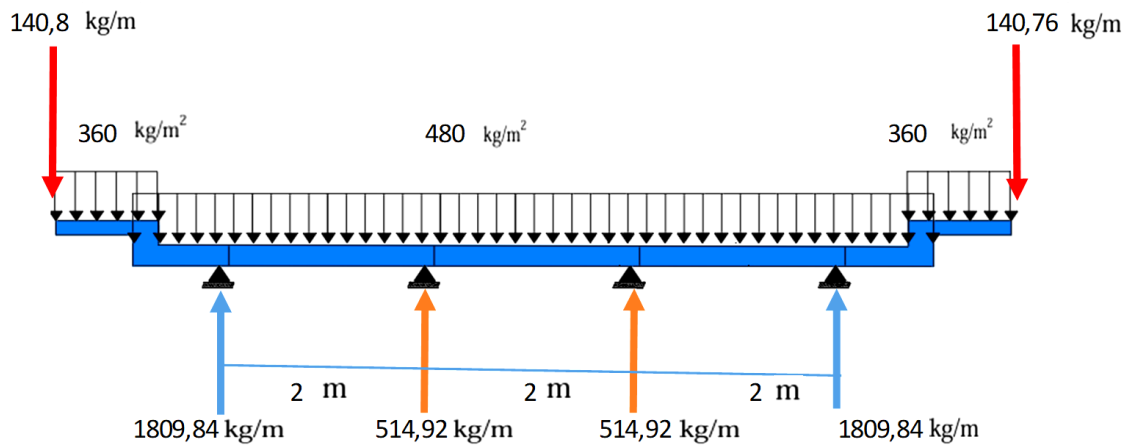
- Peso propio: Losa, poste , accesorios de barandado y acera
- Capa de Rodadura
- Viga
- Peso de los diafragmas

Cargas Vivas

- Camión de diseño
- Tándem de diseño
- Carril de diseño.

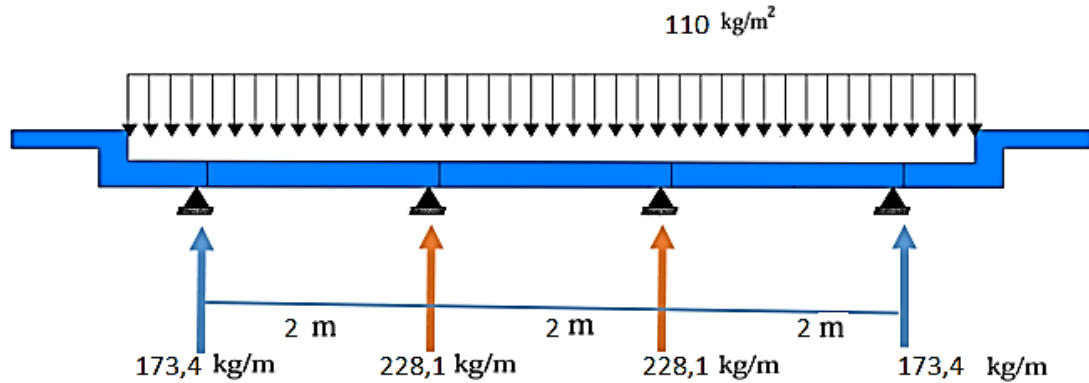
A continuación se presentaran algunos esquemas de las cargas actuantes en las vigas
CARGAS MUERTAS.

Figura 3.16 Esquema cargas muertas peso propio y vereda



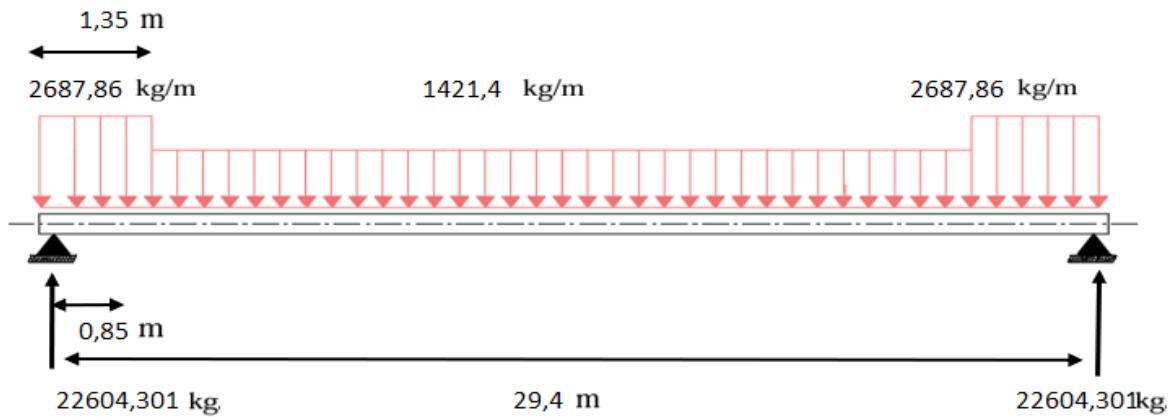
Fuente: elaboración propia.

Figura 3.17 Esquema carga distribuida de capa de rodadura.



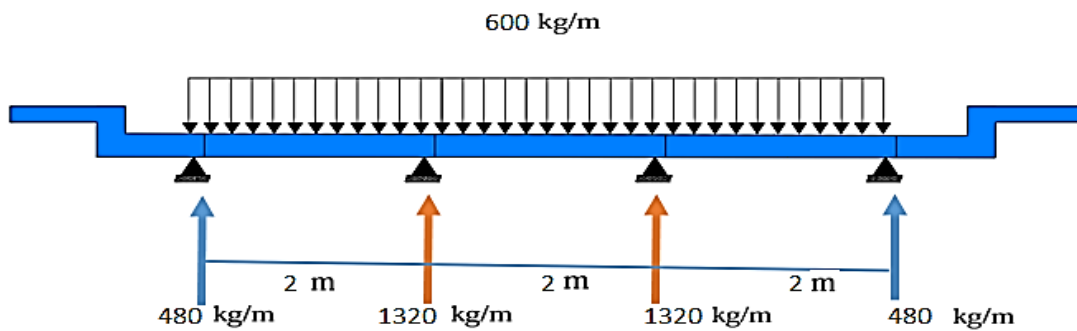
Fuente: elaboración propia.

Figura 3.18 Esquema de carga por el peso propio de la viga



Fuente: elaboración propia.

Figura 3.19 Esquema carga distribuida de capa de peso propio de Diafragmas



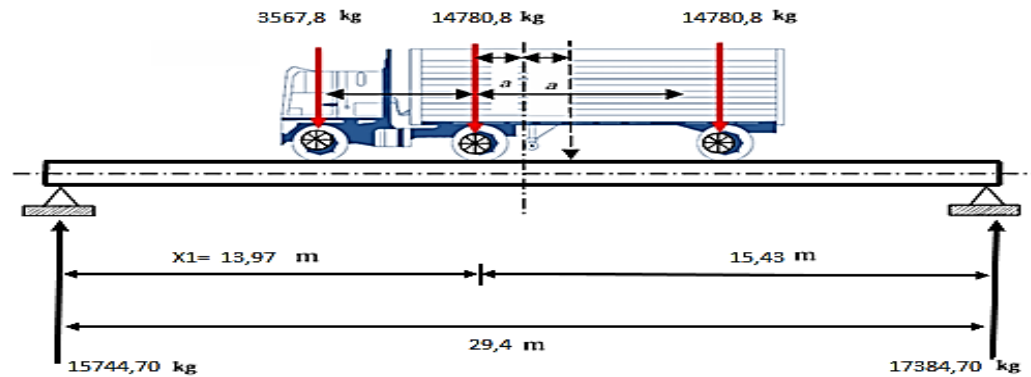
Fuente: elaboración propia.

CARGAS VIVAS

Momento de la carga viva. -

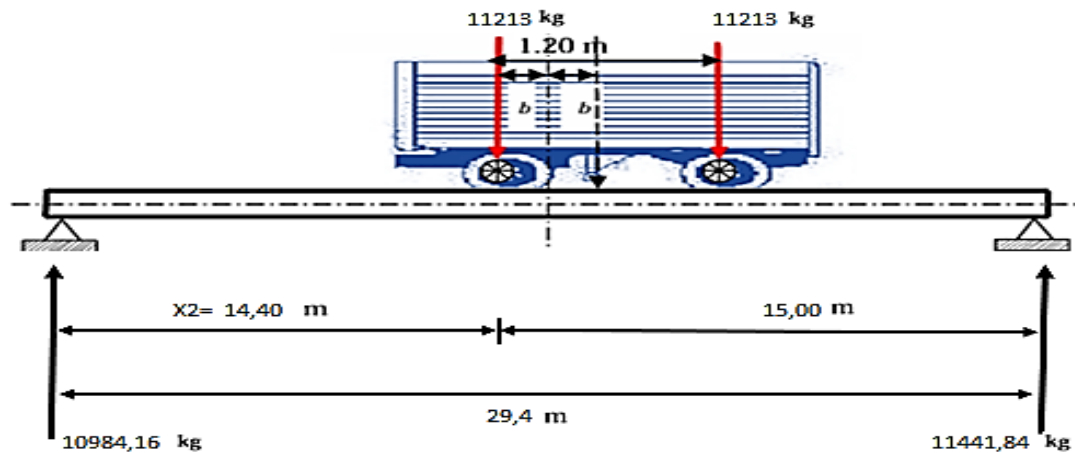
Para el máximo positivo se utilizará el teorema de barré tanto para camión como para el Tándem.

Figura 3.20 Esquema carga viva de camión de diseño



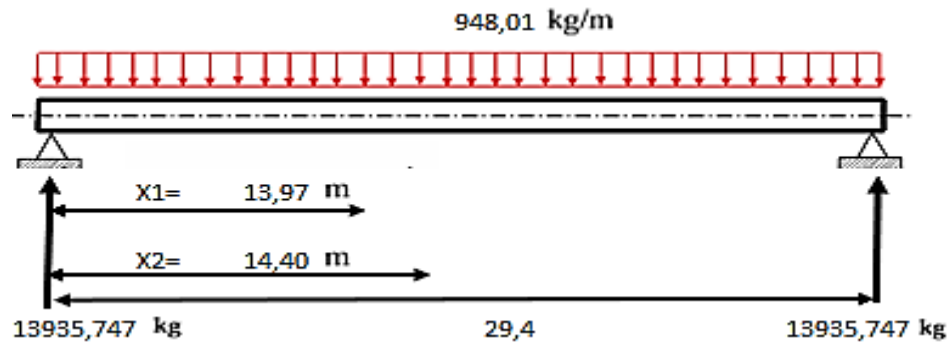
Fuente: elaboración propia.

Figura 3.21 Esquema carga viva de Tándem.



Fuente: elaboración propia.

Figura 3.22 Esquema carga carril.

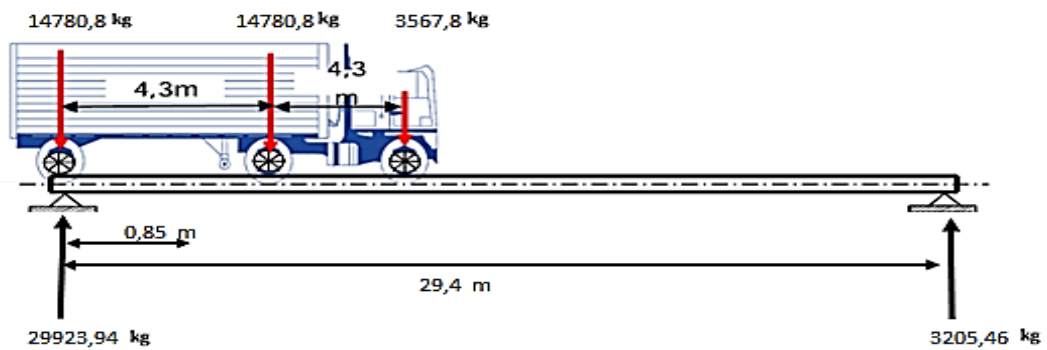


Fuente: elaboración propia.

Cortantes de la carga viva. -

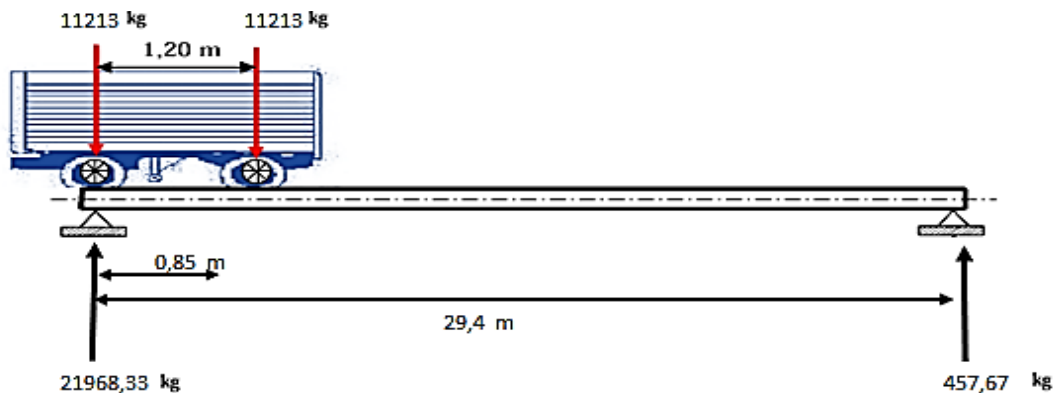
Para el cortante se pondrán las cargas de camión y tándem en el lado más desfavorable en este caso en los apoyos.

Figura 3.23 Esquema carga de camión posición para cortante.



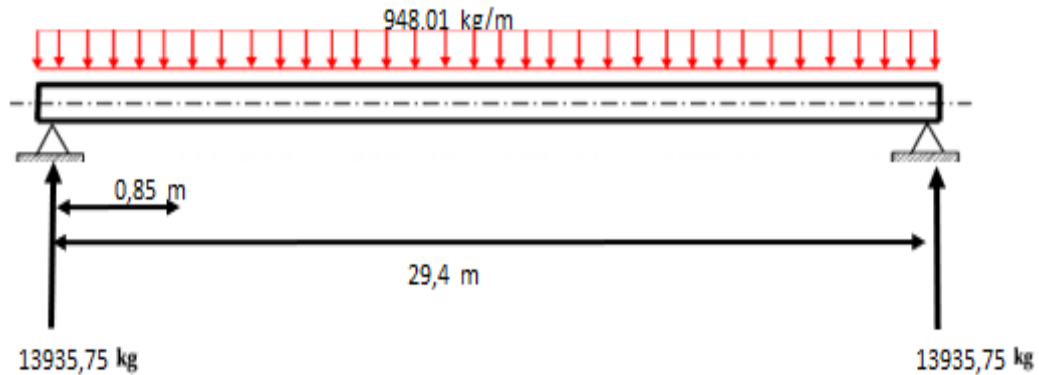
Fuente: elaboración propia.

Figura 3.24 Esquema carga de Tándem para cortante.



Fuente: elaboración propia.

Figura 3.25 Esquema carga de carril para cortante.



Fuente: elaboración propia.

Utilizando las ecuaciones para calcular el número de torones que nos permitirá que la sección trabaje bien en $T=0$ y $T=\infty$ tenemos:

Adoptando tendones de grado 270 de 0,5" tesando a 0,74.fpu se obtiene el numero de tendones.

$$\begin{aligned} f_{pu} &= 18980 \text{ kg/cm}^2 \\ A_t &= 0,987 \text{ cm}^2 \\ \text{Fuerza por toron} &= 0,74 \cdot f_{pu} \cdot A_t = 13862,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{476962,60}{13862,6} \leq N^\circ \leq \frac{527544,20}{13862,6}$$

$$34 \leq N^\circ \leq 38$$

Coloco 3 vainas de 12 torones c/u.

$$N^\circ \text{ TORONES} = 36$$

FUERZA DE PRETENSADO = P_o FINAL

$$P_o = 499053,60 \text{ kg}$$

$$476963 \text{ kg} \leq P_o \leq 527544 \text{ kg}$$

Datos

$C1_o = 0,88 \text{ m}$	$C1_\infty = 0,75 \text{ m}$
$C2_o = 0,82 \text{ m}$	$C2_\infty = 1,15 \text{ m}$
$e_o = 0,58 \text{ m}$	$e_\infty = 0,91 \text{ m}$
$A_o = 0,59 \text{ m}^2$	$A_\infty = 0,90 \text{ m}^2$
$I_o = 0,21 \text{ m}^4$	$I_\infty = 0,41 \text{ m}^4$
$M_o = 154729,22 \text{ kg.m}$	$M_\infty = 604135,79 \text{ kg.m}$
	$n = 0,80$

calcularán con las ecuaciones mencionadas en el marco teórico.

Resumen de Armado

As. Por flexión

Usamos 5 Ø 16mm.

As. De corte (Transversal)

Usamos Ø 10 mm C/10 cm.

As. De Piel.

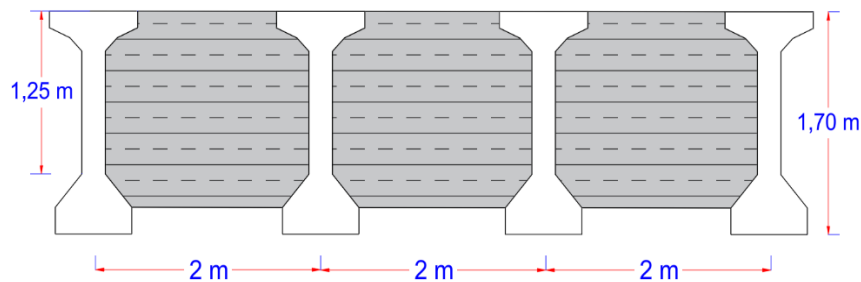
Usamos 4 Ø 16 mm C/25 cm. en ambas caras de la viga.

Para ver más detalles del cálculo, las combinaciones de carga, factor de distribución para vigas interiores y exteriores, cálculo de las armaduras, etc. ver **ANEXO IV**

3.4.1.8. DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS.

Los diafragmas son elementos estructurales altos en comparación con su base, lo que les otorga una gran rigidez. Al estar apoyados sobre las vigas principales, que son largas y flexibles, el soporte que reciben es elástico. Por esta razón, se diseñan considerando el comportamiento de una viga de gran altura.

Figura 3.26 Esquema de diafragmas



Fuente: elaboración propia.

Dado que la base de una viga debe de ser por lo menos 15 cm entonces se adopta una sección de 20 cm para lo cual se tiene los siguientes resultados:

Momento último $MU = 26859,33 \text{ kg.m}$

Recubrimiento $r = 2,50 \text{ cm}$

La distancia desde la parte superior hasta el eje neutro es la siguiente:

Distancia al eje neutro $Kd = 21,7 \text{ cm}$

La tracción en la fibra inferior del diafragma es la siguiente:

Tracción en la fibra inferior $TU = 23462,86 \text{ kg}$

De donde se obtiene el área necesaria de armadura para los diafragmas del análisis a flexión ya que como viga de gran canto requiere menos armadura:

$$A_s \text{ nec} = 6,21 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 8,02 \text{ cm}^2$$

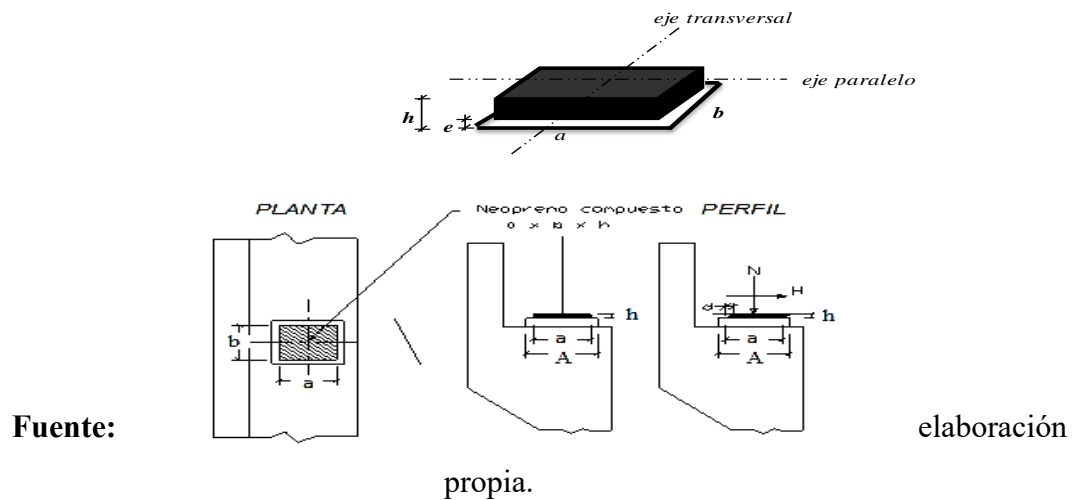
$$A_s = 8,02 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: 3 Ø 20 mm

3.4.1.9. DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO.

El diseño del neopreno se realizará de manera que pueda resistir tanto el peso de la superestructura como las fuerzas generadas por el frenado.

Figura 3.27 Esquema del Pre-dimensionamiento del neopreno.



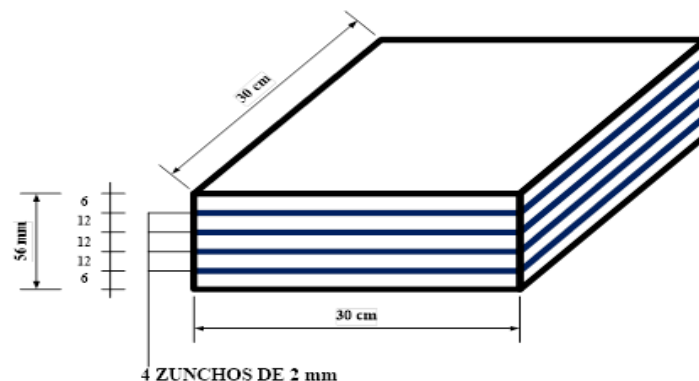
Asumiendo secciones para el neopreno se deberá verificar que cumpla los siguientes requisitos:

Adoptamos:

$$h_s = 2 \text{ mm} > 1,36 \text{ mm}$$

Se usaran 3 placas de 2 mm, y el espesor total del apoyo será:

$$46 \text{ mm} + 3 \cdot (2 \text{ mm}) = 52 \text{ mm}$$



3.4.2. SUBESTRUCTURA.

3.4.2.1. ESTRIBOS.

Se tendrán dos estribos en voladizo con una altura de 13 m a partir desde el lecho del río. Para su análisis se eligió el Estado de Resistencia I y el Estado de Servicio I, porque son los únicos aplicables a la estructura.

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

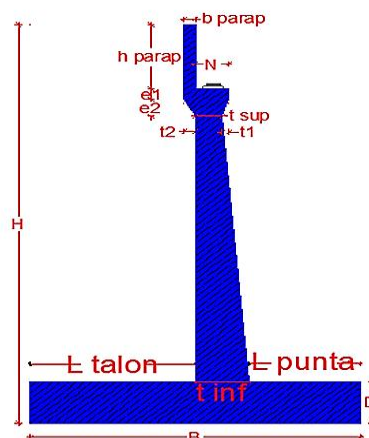
Los estribos como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), o de concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes).

Datos:

$f_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del Hormigón.
$\gamma_H =$	2400	kg/m ³	Peso específico del Hormigón.
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia del Acero Estructural
$E_s =$	2E+06	kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.
$\gamma_S =$	1700	kg/m ³	Peso específico del Terraplén.
$\sigma_{adm} =$	2.5	kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo.

Pre-dimensionamiento.

B =	Ancho del cimiento =	$l/2H - 2/3H =$	8.67	=	10
D =	Altura del cimiento =	$0,1H =$	1.3	=	1.3
L punta =	Longitud de punta =	$B/3 =$	3.33	=	3.5
t sup =	grosor menor de pantalla =	$H/24 =$	0.54	=	0.6
t inf =	grosor mayor de pantalla =	$0,1H =$	1.3	=	1.3
N =	0.75	Adopto =	Nmin =	0.24	
L talon =	5.2				
b parap =	0.25				
t1 =	0.15				
t2 =	0.25				
h parap =	2.1				
e1 =	0.3				
e2 =	0.5				



Caso 1 Estribo con puente.

Resumen de cargas de verticales.

CARGA	TIPO	V kg/m	XA m	Mv kg.m/m
DC	DC	54204.00	4.73	256173.10
PDC	DC	17659.49	4.45	78584.73
PDW	DW	1242.54	4.45	5529.29
EV	EV	93585.00	6.49	607811.20
PLL+IM	LL+IM	5656.28	4.45	25170.45
LSY	LS	5049.00	7.40	37362.60
EHV	EH	11685.91	10.00	116859.08
$\Sigma=$		189082		1127490

Resumen de cargas horizontales.

CARGA	TIPO	H (kg/m)	YA (m)	MH (kg.m/m)
LSX	LS	3153.91	6.50	20500.39
EHX	EH	32106.77	4.33	139129.33
BR	BR	871.83	14.80	12903.06
$\Sigma=$		36132.50		172532.77

Chequeo de estabilidad y esfuerzos

ESTADO	Vu kg	MVU kg.m	MHU kg	Xo m	e m	emax m	OBS.
RESIS Ia	188321	1127293	183672	5.01	0.01	2.5	OK
RESIS Ib	254296	1532008	267150	4.97	0.03	2.5	OK
ERVICIO	189082	1127490	172533	5.05	0.05	2.5	OK

Deslizamiento en la base del estribo.

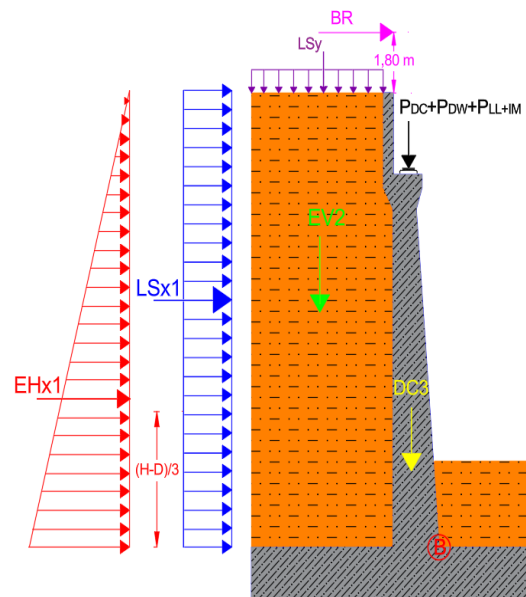
ESTADO	VU (KN)	RESISTENTE	ACTUANTE HU	OBS
RESIS Ia	188.3	48927.3	35941.12	ok
RESIS Ib	254.3	66068.0	55205.19	ok
SERVICIO	189.1	49125.0	36132.50	ok

Presiones actuantes en la base del estribo.

ESTADO	VU (kg)	e (m)	σ_{\max}	σ_{\min}	OBS.
RESIS Ia	188321	0.011	1.90	1.87	ok
RESIS Ib	254296	0.026	2.35	2.28	ok
SERVICIO	189082	0.050	1.95	1.83	ok

Son menores al esfuerzo admisible de 2.5 kg/cm²

Cálculo de armadura en estribo.



CARGAS HORIZONTALES HU				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma=$
CARGA	LSx	Ehx	BR	Hu (kg)
H (kg)	2838.51	32106.77	871.83	35817.11
RES Ib	1.75	1.5	1.75	54653.252
	4967.401	48160.151	1525.69928	

TIPO	LS	EH	BR	P	DC	$\Sigma=$
CARGA	LSX1	EHX1	BR	PDC+PDW+PLL	DC3	MHU (kg.m)
MHU (kg.m)	16605.3	125216.4	11769.7	23364.1	100173.1	277128.6
RES Ib	1.75	1.50	1.75	1.00	1.25	80078.5
	29059.3	187824.6	20596.9	32186.0	125216.4	

Calculo armadura en la base de la pantalla

Diseño por flexión.-

$M_u =$	8007845	kg*cm	Momento último
$f_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r =$	7.5	cm	Recubrimiento mínimo
$b =$	100	cm	Ancho de la sección
$h =$	130	cm	Altura del poste
$\Phi =$	20	mm	Diámetro adop. de barra

$$A_s = 20.03 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 18.37 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Finalmente USAR: Ø 20 mm c/15cm

Cálculo de momento y cortante de diseño y armadura en la base del parapeto.

CARGAS HORIZONTALES HU				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma =$
CARGA	LSx2	Ehx2	BR	Hu (kg)
H (kg)	509.48	1047.27	871.83	2428.58
RES Ib	1.75	1.5	1.75	3988.189
	891.58	1570.905	1525.6993	

MOMENTOS DE VUELCO (MHU)				
TIPO	LS	EH	BR	$\Sigma =$
CARGA	LSx	Ehx	BR	MHu (kg.m)
MHu (kg.m)	535.0	733.1	3400.1	4668.2
RES Ib	1.75	1.50	1.75	7986.0
	936.2	1099.6	5950.2	

Diseño por flexión.-

$M_u =$	798602.5	kg*cm	Momento último
$f_c =$	280	kg/cm ²	Resistencia Característica del H°A°
$f_y =$	5000	kg/cm ²	Resistencia Característica del Acero
$r =$	5	cm	Recubrimiento mínimo
$b =$	100	cm	Ancho de la sección
$h =$	25	cm	Altura del poste
$\Phi =$	16	mm	Diámetro adop. de barra

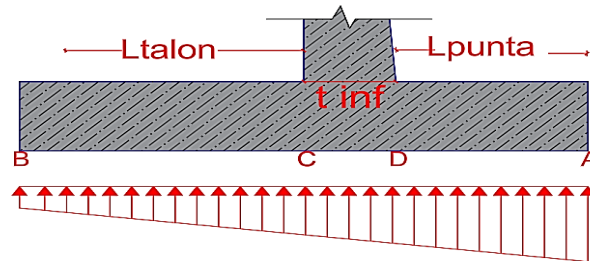
$$A_s = 9,76 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 2,90 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Finalmente usar: Ø 16 mm c/ 17 cm

No requiere armadura a cortante

Armadura de cimentación.



Momento mayorado:

$$M_U = M_Q - 1 \cdot M_{EV} - 0,9 \cdot M_{DC}$$

$$M_U = 97435.65 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

Diseño por flexión.-

$M_U = 9743565 \text{ kg} \cdot \text{cm}$	Momento último
$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia Característica del HºAº
$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia Característica del Acero
$r = 7.5 \text{ cm}$	Recubrimiento mínimo
$b = 100 \text{ cm}$	Ancho de la sección
$h = 130 \text{ cm}$	Altura del poste
$\Phi = 20 \text{ mm}$	Diámetro adop. de barra

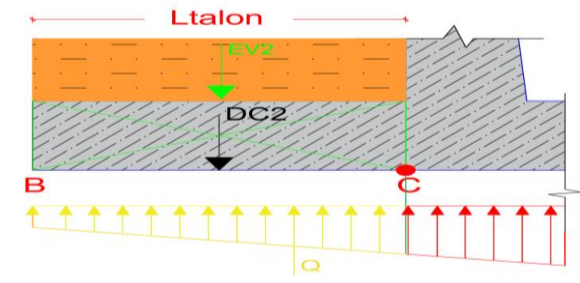
$$A_s = 21,73 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 18,37 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Finalmente usar: Ø 20 mm c/ 15 cm

No requiere armadura a cortante

Diseño de armadura en el talón acero arriba.



Momento mayorado:

$$M_u = M_Q - 1,35.M_{EV} - 1,25.M_{DC}$$

$$Mu = 61569.5 \text{ kg*m/m}$$

Diseño por flexión.-

Mu =	6156955	kg*cm	Momento último
f c =	280	kg/cm2	Resistencia Característica del H°A°
fy =	5000	kg/cm2	Resistencia Característica del Acero
r =	7.5	cm	Recubrimiento mínimo
b =	100	cm	Ancho de la sección
h =	130	cm	Altura del poste
Φ =	20	mm	Díámetro adop. de barra

$$As = 11,37 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$As \text{ min} = 18,37 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Finalmente usar: Ø 20 mm c/ 25 cm

No requiere armadura de corte

3.4.2.2. ALEROS DE H°A°

Para los aleros se eligieron en volado de H°A° diseñados con fundaciones flexibles. Ver sus cálculos, procedimiento y verificaciones ir a Anexo IV.

3.4.3. ECONOMÍA DEL PROYECTO.

Se lo elaboro de acuerdo a los siguientes resultados que se presentan:

3.5. CÓMPUTOS MÉTRICOS.

Los resultados de los cómputos métricos de los ítems considerados se obtuvieron, en algunos casos, de forma directa y en otros de manera indirecta. Para una mejor comprensión, se recomienda consultar el anexo VII de este informe.

3.6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.

Las especificaciones técnicas se muestran a detalle en el anexo VIII del presente proyecto.

3.7. PRECIOS UNITARIOS.

Los precios unitarios se elaboraron con los siguientes detalles:

- Cargas sociales 55%
- IVA 14,94%

- Herramientas 5%
- Gastos generales y administrativos 10%
- Utilidad 10%
- Impuestos I.T. 3,09%

Para más detalles consultar el anexo VI del presente proyecto.

3.7.1. PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA.

El presupuesto general de la obra asciende a SIETE MILLONES CUATROCIENTOS OCHENTA Y DOS MIL CIENTO SETENTA Y NUEVE 01/100 bs, ver detalles en el anexo VII del presente proyecto.

3.8. CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN.

El cronograma de ejecución fue elaborado de acuerdo al capítulo anterior con la ayuda el software Microsoft Project, dando un total de 209 días calendario de ejecución.

Para ver más detalles ver el anexo IX del presente proyecto.

3.9. VIABILIDAD DE USO DE GRÚA Y CONDICIONES.

Sí, es viable si se cumplen las condiciones de capacidad de la grúa, alcance (radio), estabilidad del terreno, accesos y un plan de izado y seguridad bien definida.

3.9.1. CALCULO ORIENTATIVO DE CAPACIDAD DE IZADO.

La viga tiene 45 toneladas añadimos 3 toneladas para los accesorios que se utilizaran como eslingas, cable, pernos, etc. Lo cual nos dará 48 ton.

Aplicamos un factor dinámico, sobre carga por maniobra lo cual se utiliza de 1.15-1.25

Por seguridad utilizamos 1.25, nos dará un peso de carga de $1.25 \times 48 = 60$ ton lo cual se necesita 1 grúa de 60 ton pero por seguridad por que la viga es larga utilizaremos 2 grúas de 60 ton para que la viga no sufra quiebres y fisuras para mayor seguridad.

3.9.2. REQUISITOS DEL TERRENO Y DE APOYO DE LA GRUA.

- Verificar capacidad portante del terreno en la zona de montaje con estudio geotécnico o sondeos puntuales.
- Dimensionar tablas/platinas de apoyo según presión del suelo; usar planchas de distribución si el suelo es blando.
- Comprobar espacio libre para contrapesos y maniobra, acceso para transporte de la grúa y montaje.

- Si el suelo no aguanta, considerar cribado, explanación o montaje sobre plataformas reforzadas.

3.9.3. ALINEAMIENTO, APOYO Y TOLERANCIAS EN MONTAJE.

- Comprobar que apoyos/bermudas donde apoyará la viga están alineados y nivelados según tolerancia del proyecto (mm).
- Tener shims/fieltros y pernos de anclaje listos.
- Chequear que las reacciones de apoyo quedan donde el diseñador indicó; registrar deformaciones pos-puesta.

3.9.4. CONTROL ESTRUCTURAL DURANTE EL IZADO

- Calcular máxima flecha provisional durante izado (para vigas largas es crítico).
- Evitar adoptar posiciones que inducen momentos negativos no considerados.
- Realizar prueba de levantamiento (trial lift) con incremento progresivo, manteniendo la viga a pocos centímetros del suelo para verificar comportamiento antes de elevar a altura final.

3.9.5. SEGURIDAD Y PLANIFICACIÓN

- Elaborar plan de izado firmado por ingeniero responsable: cargas, radio, centro de gravedad, equipos, secuencia de maniobra, roles y señales.
- Designar jefe de izado, certificados, operador de grúa certificado.
- Señalización y aislamiento del área, control de tránsito si es necesario.
- Uso de taglines para controlar oscilación.
- Inspección previa de equipos: cables, gancho, frenos, contrapesos.
- Plan de contingencia y rescate, comunicación vía radio/señales manuales normalizadas.
- Registros: informe de pre-lift, indicaciones de prueba y reporte final

Con dos grúas de 60 ton a cada lado el lanzamiento de viga entera de 30 metros es viable teniendo las condiciones establecidas, lo cual cotizamos 2 grúas de 60 ton dela empresa ENDE en Santa Cruz – Bolivia las cotización e imágenes de lanzado de vigas lo podemos ver en el **ANEXO 12.**

CAPITULO IV

APORTE ACADEMICO

4. DISEÑO DE ESTRIBO CON CONTRAFUERTE SEGÚN AASHTO LRFD

4.1. INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se presenta el aporte académico desarrollado durante el proceso de diseño del puente vehicular con vigas postensadas: el diseño estructural de un estribo con contrafuertes. Este elemento estructural se planteó como una solución técnica eficiente para los apoyos extremos del tablero, siguiendo los lineamientos establecidos por la normativa AASHTO LRFD.

Los estribos de un puente son estructuras que soportan el extremo de un tramo de puente y proporcionan apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente. Se conoce con el nombre de estribo a aquella parte de la subestructura de un puente situada en los extremos del mismo, usada con el doble propósito de transferir las cargas de un tramo de la superestructura al terreno, y el de soportar el empuje lateral del terraplén situado en su parte posterior. Los estribos son, por lo tanto, una combinación de pila y muro de retención.

4.2. JUSTIFICACIÓN DEL APORTE.

El estribo con contrafuertes constituye una alternativa estructural que ofrece múltiples ventajas frente a los estribos macizos convencionales. Gracias a la inclusión de contrafuertes, se logra una mejor distribución de cargas hacia la cimentación, se reduce el espesor de la pantalla y se optimiza el uso de materiales. Este tipo de estribo es especialmente útil en proyectos donde se enfrentan altos empujes laterales del terreno o donde se busca una solución económica y estructuralmente eficiente.

Desde el punto de vista académico, este diseño permite aplicar conceptos avanzados de análisis estructural, diseño por estados límite, comportamiento de muros de contención y cimentaciones, reforzando así el conocimiento técnico y normativo del diseñador.

4.3. DESCRIPCIÓN DEL ESTRIBO CON CONTRAFUERTE.

El estribo diseñado está conformado por una pantalla vertical de concreto reforzado apoyada en una serie de contrafuertes como se ve en la figura 4.1, los cuales actúan como elementos de

rigidez transversal que transmiten las cargas hacia la cimentación. Su función principal es retener el terreno detrás del estribo y transmitir al terreno las cargas verticales provenientes del tablero del puente, así como resistir las acciones laterales del suelo, cargas sísmicas, sobrecarga vehicular y presión hidrostática.

Figura 4.1. modelación 3D de estribo con contra fuerte



Fuente: Elaboración propia.

El diseño se realizó considerando la ubicación del estribo en uno de los extremos del tablero, la condición geotécnica del terreno de cimentación, y la magnitud de las cargas transmitidas. La geometría del estribo, así como la cantidad y disposición de contrafuertes, se definió en función de estos parámetros.

4.4. CRITERIOS NORMATIVOS Y METODOLOGÍA DE DISEÑO.

El proceso de diseño se llevó a cabo conforme a los lineamientos establecidos por la norma AASHTO LRFD, bajo el enfoque de diseño por **Estados Límite**. Se consideraron los siguientes tipos de carga y combinaciones:

- Carga muerta (DC)
- Carga muerta de superestructura (DW)
- Carga viva vehicular (LL) tipo HL-93
- Carga de impacto (IM)

- Empuje de tierras (EH)
- Presión hidrostática (si corresponde)
- Carga sísmica (EQ)

Fuerzas de frenado y asentamientos diferenciales (cuando aplica)

Las combinaciones de carga fueron aplicadas según el artículo 3.4.1 de la norma, con los factores de carga correspondientes para cada estado límite (resistencia, servicio y extremo). El diseño estructural del estribo verificó los siguientes aspectos:

- Estabilidad global (deslizamiento, volteo y capacidad portante)
- Resistencia a flexión y cortante de la pantalla
- Resistencia de los contrafuertes como vigas en voladizo
- Refuerzo mínimo, separación y desarrollo de anclajes
- Resistencia de la cimentación ante carga axial y momentos

Los empujes de tierra se calcularon empleando la teoría de Rankine o Coulomb (según las condiciones del muro y tipo de suelo), considerando ángulo de fricción, cohesión, nivel freático y altura del relleno.

4.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El análisis estructural del estribo con contrafuertes constituye una etapa clave dentro del diseño, ya que permite determinar la capacidad del sistema para resistir todas las acciones a las que estará sometido durante su vida útil. Este análisis se realizó considerando el enfoque de **diseño por estados límite** propuesto por la **norma AASHTO LRFD**, el cual busca garantizar la seguridad estructural, la funcionalidad en servicio y la durabilidad de la estructura.

El modelo estructural del estribo fue idealizado como un muro de concreto reforzado con contrafuertes integrados, empotrado en su base (fundación) y sometido a acciones tanto verticales como horizontales. El análisis se dividió en tres etapas fundamentales: la identificación de cargas, la determinación de combinaciones de carga, y la verificación de los elementos estructurales según su comportamiento ante flexión, cortante y compresión.

4.5.1. CARGAS CONSIDERADAS.

Las acciones aplicadas sobre el estribo fueron clasificadas en cargas permanentes, variables y accidentales, de acuerdo con los artículos 3.4.1 y 3.4.2 de AASHTO LRFD. Las principales cargas analizadas fueron:

- **DC (Carga muerta):** Peso propio del estribo, incluyendo pantalla, contrafuertes, zapata y cualquier carga permanente asociada a los acabados estructurales.
- **DW (Carga muerta superpuesta):** Peso de la superestructura del puente que actúa sobre el estribo, incluyendo vigas postensadas, losa de rodadura y barreras de seguridad.
- **LL (Carga viva vehicular):** Modelada según el sistema HL-93, que incluye una combinación de camión estándar y carga distribuida uniforme. Se consideró también la franja de carga para la transmisión al estribo.
- **IM (Impacto):** Incremento dinámico sobre la carga viva, aplicado como un factor multiplicador (normalmente 33% sobre LL).
- **EH (Empuje de tierras):** Calculado mediante la teoría de Rankine o Coulomb, dependiendo de las condiciones del muro y las propiedades del suelo de relleno. Se consideró un suelo granular compactado con fricción interna entre 30° y 35°, sin cohesión.
- **BR (Fuerzas de frenado):** Aplicadas en la base del estribo, actúan horizontalmente debido a la detención brusca de vehículos. Su magnitud depende del tipo de tráfico y condiciones de operación del puente.
- **SE (Asentamientos diferenciales):** Se tomaron en cuenta las deformaciones no uniformes que podrían generarse entre el estribo y el resto del sistema estructural, en función del estudio geotécnico.

4.5.2. COMBINACIONES DE CARGA.

Las combinaciones de carga aplicadas se desarrollaron según los factores de carga y resistencia establecidos en la Sección 3.4.1 de AASHTO LRFD. Se emplearon los siguientes estados límite:

- **Estado Límite de Resistencia:** Verifica que la estructura soporte las cargas máximas sin fallar. Aquí se aplican los factores más altos a cargas variables (LL, IM, EQ).
- **Estado Límite de Servicio:** Evalúa la funcionalidad bajo cargas habituales. Se limita la deformación y fisuración.
- **Estado Límite Extremo:** Considera eventos excepcionales como sismos o cargas extremas.

Una combinación típica de resistencia empleada fue:

$$1.25 DC + 1.5 DW + 1.75 (LL + IM) + 1.5 EH$$

4.5.3. ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

El comportamiento del estribo se analizó por partes, evaluando las solicitaciones en cada componente:

a) Pantalla vertical:

- Se comporta como una placa delgada sometida a presión lateral del suelo.
- Se evaluó su capacidad a flexión en dirección horizontal (trasdós del muro) y a cortante en la base.
- El momento flector máximo se localiza en la base de la pantalla, donde se ubicó el refuerzo principal horizontal.
- Se adoptó una distribución de empuje triangular, incrementada con presión activa sísmica (si aplica).

b) Contra Fuertes:

- Actúan como vigas en voladizo, transmitiendo los esfuerzos de la pantalla hacia la cimentación.
- Se evaluó la resistencia a flexión negativa en su empotramiento y a cortante en el plano vertical.
- Se dimensionaron para evitar pandeo lateral, aplicando refuerzo transversal cerrado y adecuadas longitudes de anclaje.
- Los contrafuertes también rigidizan la pantalla y reducen su esbeltez, mejorando la eficiencia estructural.

c) Zapata (cimentación superficial):

- Recibe las cargas verticales y horizontales, y las transmite al suelo de fundación.
- Se verificó la capacidad portante del terreno con base en parámetros del estudio geotécnico.
- Se controló el **volteo, deslizamiento y presión admisible**, comparando contra la presión neta generada por el estribo.
- Se recomendó un diseño de zapata corrida con refuerzo inferior longitudinal y transversal, considerando la flexión biaxial.

d) Drenaje y sobrepresión:

- Se incluyeron aliviaderos en el análisis del empuje hidrostático, reduciendo el esfuerzo de diseño de la pantalla.

- Se verificó que el sistema de drenaje permita evacuar el agua acumulada en el trasdós sin comprometer la estabilidad.

4.5.4. RESULTADOS ESPERADOS DEL ANÁLISIS

El análisis permitió obtener:

- Momentos y cortantes para cada componente estructural.
- Determinación de áreas de acero necesarias en pantalla, contrafuertes y zapata.
- Estimación de desplazamientos y deformaciones bajo estados de servicio.
- Confirmación de estabilidad general del estribo (verificada mediante empuje y respuesta del suelo).

4.6. CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS.

El diseño del estribo también incluyó consideraciones constructivas importantes como:

- Provisión de juntas de expansión en la conexión con el tablero.
- Drenaje mediante tubos aliviaderos para reducir presión hidrostática.
- Disposición adecuada del refuerzo principal y de temperatura.
- Control de fisuración mediante armadura mínima.
- Compactación adecuada del relleno detrás del estribo.

Estos elementos garantizan la durabilidad de la estructura, su comportamiento adecuado a largo plazo, y reducen el riesgo de fallas por causas no estructurales.

4.7. METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA DEL ESTRIBO CON CONTRAFUERTE

La ejecución del estribo con contrafuertes requiere una planificación detallada que asegure la estabilidad del terreno, la calidad del concreto y el correcto montaje de los elementos estructurales. A continuación, se describe la metodología constructiva propuesta para su ejecución, considerando condiciones típicas de obra y las recomendaciones del diseño estructural.

4.7.1. PREPARACIÓN DEL TERRENO Y EXCAVACIÓN

- Se inicia con la limpieza del terreno natural en la zona de emplazamiento del estribo.
- Se delimita el área de trabajo y se realiza la excavación según la profundidad de la cimentación definida en el diseño.
- Se implementan sistemas de drenaje o entibación si el suelo presenta presencia de agua o riesgo de deslizamiento.

- El fondo de la excavación debe compactarse y nivelarse adecuadamente antes de colocar la cimentación.

Figura 4.2. Excavación de cimientos



Fuente: Containers Morales

4.7.1.1. CIMENTACIÓN

- Se procede con el armado de la zapata corrida, siguiendo los planos estructurales.
- Se instalan las armaduras de acero corrugado con el recubrimiento mínimo especificado por norma.
- El concreto se vierte en una sola etapa, usando mezclas con slump adecuado para lograr una buena consolidación, y se realiza el curado durante un mínimo de 7 días.
- En caso de cimentación profunda (pilotes), se ejecuta previamente la hinca o perforación, y luego se colan los pilotes con concreto estructural.

Figura 4.3. Cimentación de estribo

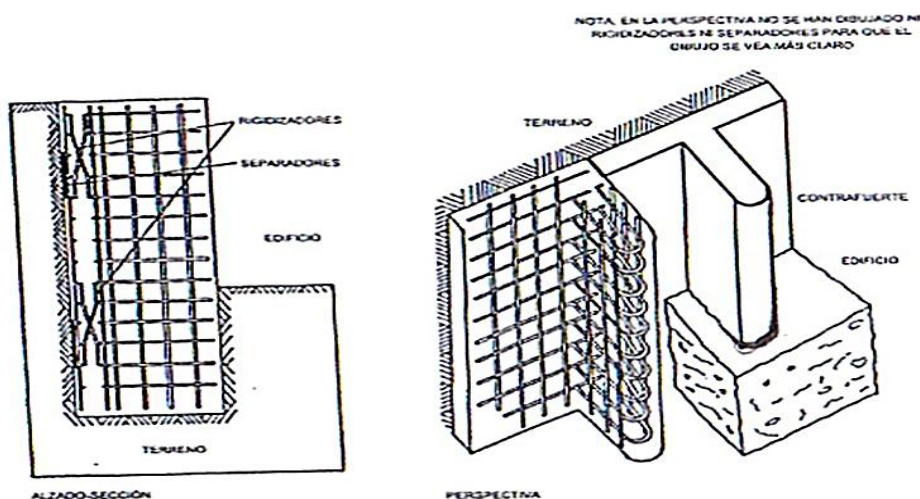


Fuente: Cimentación del puente Remolino, sector Ticamaya

4.7.1.2. ENCOFRADO Y ARMADO DE CONTRAFUERTE Y PANTALLA

- Una vez fraguada la cimentación, se procede al montaje del encofrado para los contrafuertes y la pantalla del estribo.
- Se instala el acero de refuerzo conforme a los planos estructurales, asegurando el uso de distanciadores y amarres adecuados.
- Se verifica la alineación y verticalidad del encofrado mediante niveles ópticos o láser.
- Es importante prever las tuberías aliviadoras y los elementos empotrados antes del colado.

Figura 4.4. Armado en el caso de muros con contrafuertes.



Fuente: Slider Player contrafuertes.

4.7.1.3. COLADO DEL CONCRETO

- El concreto estructural se vierte en capas, evitando juntas frías, y se consolida mecánicamente con vibradores.
- En estructuras altas, se recomienda realizar el colado en etapas controladas para evitar desplazamientos del encofrado.
- Se realiza el curado durante al menos 7 días para garantizar el desarrollo de resistencias, protegiendo la estructura de cambios bruscos de temperatura y pérdida de humedad.

4.7.1.4. RELLENO Y COMPACTACIÓN

- Una vez el estribo ha alcanzado la resistencia de diseño, se procede al relleno del trasdós con material seleccionado.
- El relleno debe colocarse por capas de 20-30 cm y compactarse al 95% del Proctor Modificado.

- Se instalan drenes verticales o geotextiles si el diseño lo requiere, para evitar acumulación de agua.

4.7.1.5. JUNTAS Y ACABADOS

- Se colocan juntas de expansión en el contacto con la losa del puente para permitir movimientos térmicos y de asentamiento.
- Se aplica tratamiento superficial (fraguado retardado, pintura de protección o selladores) según especificaciones del proyecto.
- Se realiza la limpieza final del área de trabajo y se habilita el acceso estructural al resto del puente.

4.8. ANALISIS DE ALTERNATIVAS.

4.8.1. DEFINICION DEL PROBLEMA.

Diseñar el estribo de altura = 13m que retiene el relleno del acceso al vano y soporta las reacciones de las vigas pretensadas de 29.40m. Se comparan dos alternativas de estribo:

A. Estribo en voladizo: muro de gravedad o ménsula sólida que retiene tierra por flexión y cortante.

Descripción: Muro vertical de hormigón armado que actúa en flexión y transmite empujes al terreno mediante zapata corrida o losa de cimentación.

Ventajas: diseño conocido; menor complejidad de encofrado frente a contrafuertes; coste inicial competitivo si el suelo es competente.

Desventajas: a 13 m genera momentos elevados y requiere gran armado y zapata amplia; sensible a asentos y a socavación si cimentación somera.

Criterios de selección: suelos competentes superficiales; nivel freático bajo; presupuesto ajustado y pocas restricciones constructivas.

B. Estribo con contrafuerte: muro delgado con contrafuertes o contravientos que reducen brazo de palanca y demandan menos sección de muro.

Descripción: Alma vertical relativamente delgada con contrafuertes perpendiculares en la cara posterior que reducen momentos en el alma; cimentación sobre zapata corrida o pilotes si procede.

Ventajas: eficiente para alturas grandes (reducción de momentos y volumen de hormigón respecto al voladizo y muro de gravedad); buen comportamiento estructural.

Desventajas: mayor encofrado y complejidad constructiva; detalle crítico en la unión contrafuerte–alma.

Criterios de selección: alturas mayores a 10 m (como 13 m); espacio detrás del muro; estrato competente o posibilidad de cimentación corrida.

4.8.2. CRITERIOS DE EVALUACION

- Seguridad estructural (resistencia a volteo, deslizamiento, capacidad portante)
- Desempeño frente a presiones del terreno y cargas de servicio (campo de presiones, esfuerzos de flexión)
- Cimentación y condiciones geotécnicas (capacidad del suelo, necesidad de pilotes)
- Constructibilidad y tiempo de obra
- Impacto del espacio disponible (huella)
- Costo inicial y mantenimiento / durabilidad
- Requisitos de drenaje y control de filtraciones
- Cumplimiento normativo (AASHTO LRFD)

4.8.3. COMPARACION TECNICA

A. Estribo en voladizo

- **Comportamiento estructural:** muro monolítico que resiste presiones de tierra ediante flexión. Mayor momento flector en la base (sección gruesa).
- **Secciones típicas:** para alturas altas requiere sección base ancha (gran consumo de hormigón y armadura).
- **Cimentación:** mayor carga lineal concentrada en zapata; si suelo pobre, puede requerir pilotes o zapata profunda.
- **Drenaje:** imprescindible (drenaje trasero, geotextil, weep holes).
- **Constructibilidad:** más simple en plantas estrechas; secuencia de encofrado y hormigonado relativamente directa.
- **Huella:** relativamente pequeña en planta (no contrafuertes), útil donde espacio es limitado.
- **Costo:** material (hormigón + acero) alto por sección grande; menor complejidad en encofrado comparado con contrafuertes.
- **Adecuado cuando:** altura moderada ($< \sim 6\text{--}10$ m) o restricción de espacio horizontal; suelo firme y bajo presupuesto de excavación lateral.

B. Estribo con contrafuerte.

- **Comportamiento estructural:** contrafuertes a intervalos transfieren momentos y cortantes; el panel de muro entre contrafuertes trabaja a corte y compresión reduciendo el momento máximo.
- **Secciones típicas:** panel delgado, contrafuertes resistentes que actúan como pilares; reducción importante de hormigón y docilidad en armado del muro.
- **Cimentación:** suele requerir zapata corrida o zapata entre contrafuertes; en suelos débiles se puede disponer zapatas individuales sobre pilotes.
- **Drenaje:** igualmente imprescindible; contrafuertes facilitan trazado de canales de drenaje.
- **Constructibilidad:** mayor complejidad en encofrados y más etapas (contrafuertes + panel), puede ser más laborioso, pero favorece prefabricación parcial.
- **Huella:** ocupa mayor ancho en planta (espacio entre contrafuertes); requiere espacio de relleno y acceso para construcción.
- **Costo:** menor cantidad de hormigón y acero en el panel principal — normalmente **más económico** para alturas grandes al reducir volumen de muro; coste de excavación y encofrado puede subir.
- **Adecuado cuando:** estribos **altos** (como 13 m), disponibilidad de planta/espacio lateral, y cuando se busca optimizar consumo de materiales.

4.8.4. MATRIZ COMPARATIVA RESUMIDA

Se realizó una evaluación basada en la norma AASHTO LRFD de una forma resumida para dar un puntaje de cada criterio de 0-5 puntos calificando en el lado técnico y económico

Tabla N° 4.1. Matriz comparativa.

Criterio	Estribo en Voladizo	Estribo con Contrafuerte
Seguridad estructural	3	4
Consumo de materiales	2	4
Cimentación	3	4
Constructabilidad	4	3
Huella en planta	5	2

Costos iniciales	2	3
Mantenimiento	3	4
Drenaje	3	4
TOTAL	25	28

Fuente: Elaboración propia.

4.8.5. CONSIDERACIONES GEOTECNICAS

- **Presiones de tierra:** calcular estado activo/restringido según tipo de relleno (compactación), ángulo de fricción, cohesión. Aplicar presión pasiva para comprobación de deslizamiento.
- **Surcharge:** cargas de tráfico en coronamiento y frente al estribo (AASHTO LRFD).
- **Sismos:** abutments de puente están afectados por inercia de masa del relleno — incluir análisis sísmico (efectos din., empuje dinámico).
- **Drenaje:** drenaje trasero (subdrenes, capa de grava + geotextil), weep holes en la base del muro, membrana impermeabilizante entre relleno y muro si el relleno es agresivo.
- **Control de filtraciones:** filtros y geomallas para evitar fines que obstruyan drenaje.
- **Cimentación:** comprobar vuelco, deslizamiento y capacidad portante; si la presión admisible es baja — usar pilotes o micropilotes.
- **Juntas e impermeabilización:** juntas de dilatación en coronamiento, protección frente a infiltración de sales si es zona agresiva.

4.8.6. RIESGO Y CONTROL DE CALIDAD

- Compactación del relleno detrás del estribo: control por densidad in situ (Proctor), evitar asentamientos diferenciales que demanden el estribo.
- Filtración y obstrucción de drenajes: diseñar filtros adecuados para evitar pérdida de capacidad de drenaje.
- Ejecución de juntas y protección frente a corrosión de armaduras (si hay ambiente agresivo).
- Control de inclinación y asentamientos: instrumentación temporal (topografía) y definitiva si es crítico.

4.9. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL ESTRIBO CON CONTRAFUERTE.

Pre-dimensionamiento del estribo con contrafuerte H = 13m

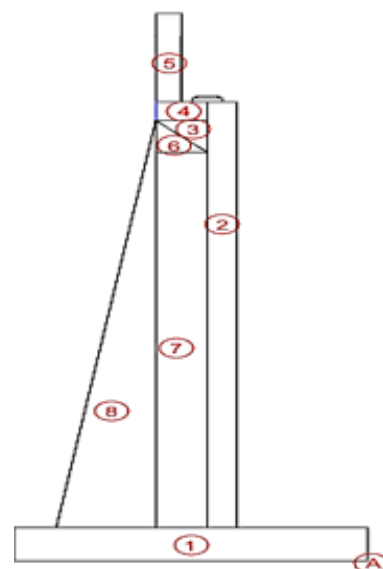
DIMENSIÓN		VALORES		
		RECOMENDADO	ADOPTADO	
Altura Total del Estribo;	H =	-	13,00	m
Altura de la Pantalla;	H' =	-	12,20	m
Altura del Relleno;	h =	-	3,90	m
	N.A.M.E. =	-	1,68	m
Ancho de la Zapata;	B =	H/2-2H/3	6,0	m
Altura de la Zapata;	D =	H/12	0,80	m
Ancho del pie de la Zapata;	L1 =	H/6-2H/9 o (B/3)	2,50	m
Ancho del talón de la Zapata;	L2 =	-	3,10	m
Ancho de la Pantalla;	t =	(t ≥ 30cm)	0,4	m
Base del Contrafuerte;	b =	-	2,13	m
Altura del muro;	h1 =	-	10,09	m
Altura del la corona;	h2 =	-	0,75	m
Ancho de la corona;	b2 =	-	1,05	m
Altura del Parapeto1;	h3a =	-	0,50	m
Altura del Parapeto2;	h3b =	-	0,86	m
Ancho del Parapeto1;	b3a =	-	0,25	m
Ancho del Parapeto2;	b3b =	-	0,35	m
Ancho del cajado;	a =	-	0,70	m
Separación Contrafuertes;	Sc =	en eje de los dados de apoyo	1,90	m
Altura del Espaldar;	ha =	-	1,36	m
Espesor del Contrafuerte;	ec =	≥ 20cm	0,30	m

CASO I – ESTRIBO CON PUENTE:

Cargas verticales considerando (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas de peso propio

Elemento	Volumen (m3)	DC kg/m	XA m	YA m	XA*DC kg*m/m	YA*DC kg*m/m
1	3,84	9216,0	3,00	0,40	27648,0	3686
2	4,04	9696,0	2,70	5,85	26179,2	56722
3	0,26	630,0	3,13	10,21	1974,0	6430
4	0,31	745,9	3,25	10,68	2424,2	7965
5	0,74	1764,0	3,43	11,95	6041,7	21080
6	0,26	630,0	3,37	10,08	2121,0	6351
7	6,23	14962,1	3,25	5,25	48626,8	78596
8	6,52	15641,8	4,05	4,02	63347,6	62859
Σ=		53285,8			178362	243688



$$D_c = 53285,8 \text{ kg/m}$$

Peso propio de la estructura

$$P_{DC} = 17659,5 \text{ kg/m}$$

Peso del asfalto en super estructura:

$$P_{DW} = 1242,5 \text{ kg/m}$$

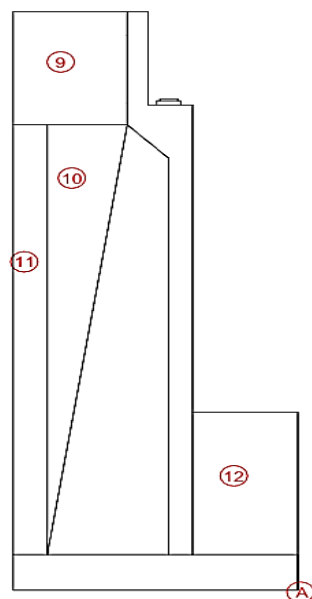
Cargas EV (peso del terreno)

Elemento	Volumen m ³	EV kg/m	X _A m	Y _A m	X _A *EV kg*m/m	Y _A *EV kg*m/m
9	6,10	10370	4,80	11,73	49776	121619
10	6,72	11416	4,50	10,46	51373	119368
11	10,14	17238	5,47	5,63	94377	97015
12	8,00	13600	1,25	2,40	17000	32640
Σ=		52624			212526	370642

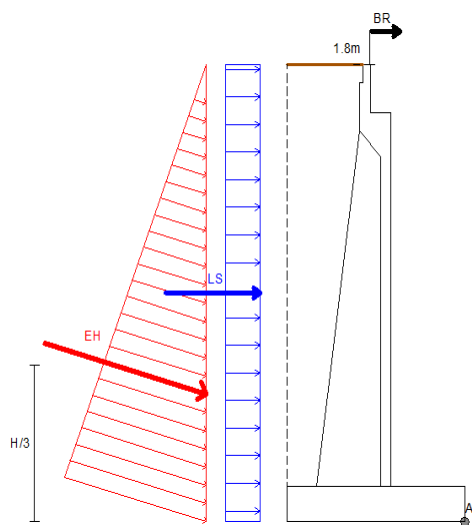
$$EV = 52624 \text{ kg/m}$$

Resumen de las cargas verticales

CARGA	TIPO	V kg/m	X _A m	M _v kg*m/m
DC	DC	53286	3,35	178362
P _{DC}	DC	17660	2,90	51213
P _{DW}	DW	1243	2,90	3603
EV	EV	52624	4,04	212526
P _{LL+IM}	LL+IM	5656	2,90	16403
LS _v	LS	4621	4,80	22179
EH _v	EH	11686	6,00	70115
Σ=		146775		554402



Cargas horizontales:



Resumen de cargas horizontales:

CARGA	TIPO	H (kg/m)	Y _A (m)	M _H (kg.m/m)
LS _x	LS	3153,9	6,50	20500
EH _x	EH	32106,8	4,33	139129
BR	BR	1061,8	14,80	15715
Σ=		36322,5		175345

Chequeo de estabilidad de esfuerzos

a) Vuelco alrededor del punto “A”

- Estado límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3):

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los $\frac{3}{4}$ centrales ($e \leq 3/8B$).

ESTADO	V _U kg	M _{VU} kg*m	M _{HU} kg*m	X _O m	e m	e _{max} m	OBS.
RESIS Ia	108709	523403	188594	3,08	0,08	1,80	iiiOK!!!
RESIS Ib	147826	751976	272071	3,25	0,25	1,80	iiiOK!!!
SERVICIO I	117420	554402	175345	3,23	0,23	1,80	iiiOK!!!

b) Deslizamiento en base del estribo.

La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, se puede tomar como:

$$Q_R = \phi * Q_n = \phi_\tau * Q_\tau + \phi_{ep} * Q_{ep}$$

ESTADO	V _U kg	RESISTENTE	ACTUANTE H _U	OBS.
RESIS Ia	108709	37658	36274	iiiOK!!!
RESIS Ib	147826	56329	55538	iiiOK!!!
SERVICIO I	117420	40675	36323	iiiOK!!!

c) Presiones actuantes en la base del estribo.

Para el cálculo de estos esfuerzos sobre el terreno, pueden utilizarse las fórmulas de flexión compuesta, que para un ancho B =1,0 m son las siguientes:

ESTADO	V _U kg	e m	σ _{max}	σ _{min}	OBS.	OBS.
RESIS Ia	108709	0,080	1,57	1,39	iiiOK!!!	iiiOK!!!
RESIS Ib	147826	0,246	2,46	1,55	iiiOK!!!	iiiOK!!!
SERVICIO I	117420	0,228	1,92	1,26	iiiOK!!!	iiiOK!!!

Los esfuerzos son menores al esfuerzo admisible del suelo que es de 2.5 kg/cm².

Calculo de loza del alzado:

Se hace suponiendo que la flexión principal es en sentido horizontal, como viga continua apoyada en los contrafuertes. Para hallar los momentos en el centro de cada vano se adopta la ley de presiones de la figura 5.1a, en cambio, los momentos en los apoyos sobre contrafuertes, se calculan para el esquema de presiones mostrado en la figura 5.1.

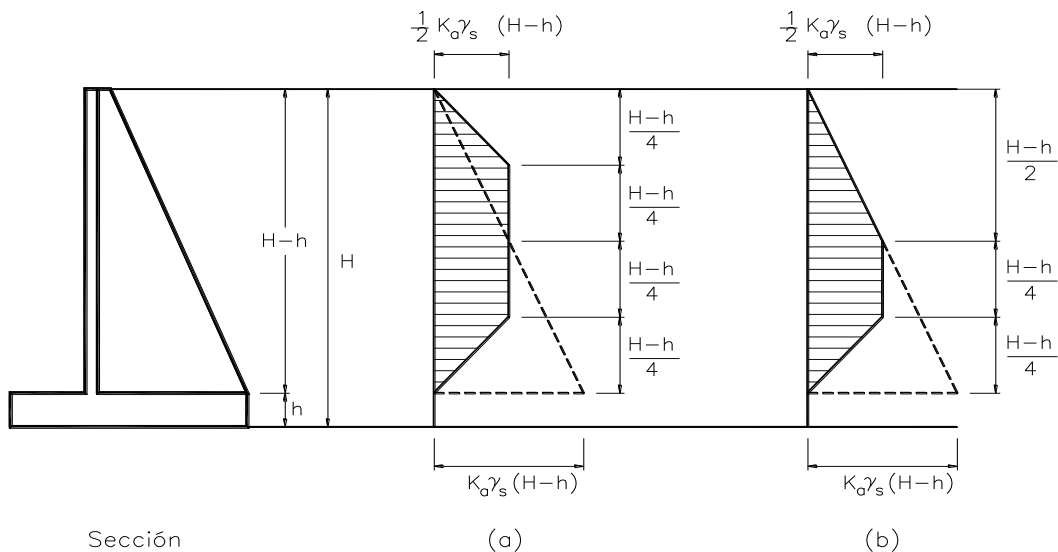


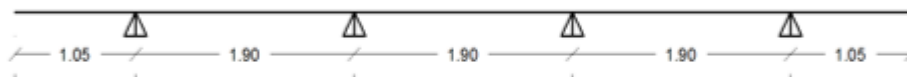
Fig. 5.1 Distribuciones de presiones en el alzado para muros de contrafuertes, según HUNTINGTON. a) Diagrama para el cálculo de los momentos máximos en los vanos. b) Diagrama para el cálculo de los momentos de apoyo sobre los contrafuertes.

Carga Última de Diseño:

RESISTENCIA I.-

$$q_u = 1,5 * EH + 1,75 * (LS + BR)$$

$$q_u = 29304 \text{ kg/m}$$



Momentos y Cortante de Diseño:

$$M_u (+) = 5875 \text{ kg.m}$$

$$M_u (-) = 16154 \text{ kg.m}$$

$$V_u (\phi) = 32473 \text{ kg.m}$$

Diseño por Flexión: (As+)

Momento último:	$M_u =$	587500	kg.cm
Resistencia Característica del Hº:	$f_c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	35,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	12,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	100,00	cm

$$A_s = 4,421 \text{ cm}^2/\text{m} < A_s \text{ min} = 6,342 \text{ cm}^2/\text{m}$$

iiiiiiiiii USAR A_s MINIMO !!!!!!!!

$$A_s \text{ neces} = 6,342 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^\circ \text{ fierros} = \frac{A_s}{A\phi}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	Nº	Asreal	S(m)
12	1,131	6	6,786	0,2

$$N^\circ \text{ fierros} = 5,6 \approx 6$$

Finalmente USAR:

As. Principal ϕ 12 c/ 20 cm

CÁLCULOS DE LOS CONTRAFUERTE:

Los esfuerzos en cada contrafuerte se calculan para el voladizo de canto variable que representa, sometido a las acciones horizontales de las fuerzas que actúan sobre el mismo (empuje + acción de sobrecargas+fuerza de frenado). Como sección de cada contrafuerte se considera: el cuerpo del mismo, que viene a constituir el alma de la sección y parte del alzado contiguo delimitado por el ancho eficaz b_e . Como ancho eficaz de piezas en voladizo se puede tomar:

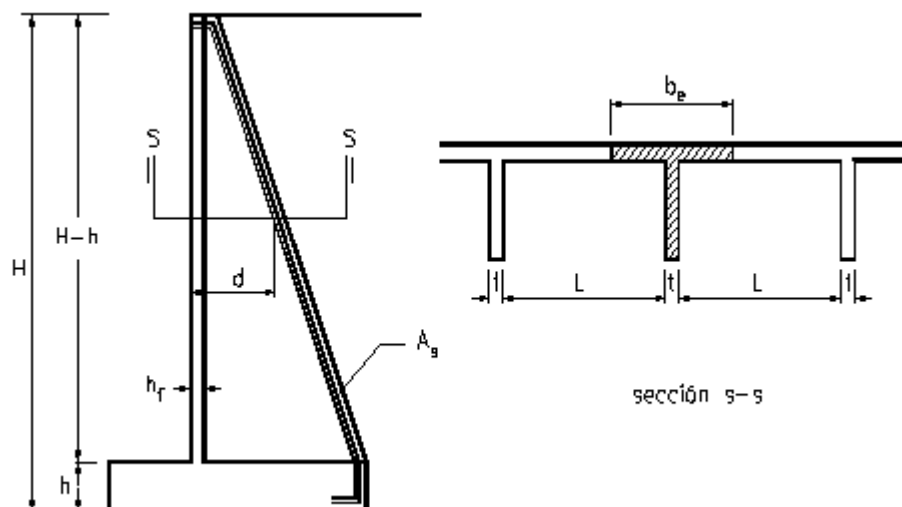
$$b_e = e_c + 0,3(H - D) \leq (L + e_c)$$

Donde:

$e_c =$	0,30	m	Ancho del Contrafuerte.
$H =$	13,00	m	Altura total del Muro.
$D =$	0,80	m	Altura del Talón.
$L =$	1,60	m	Luz libre entre contrafuertes.

$$b_e = 3,96 \leq 1,90$$

$$b_e = 1,90 \text{ m}$$



RESISTENCIA I.-

$$M_U = 1,5M_{EH} + 1,75(M_{LS} + M_{BR})$$

$$V_U = 1,5V_{EH} + 1,75(V_{LS} + V_{BR})$$

$$M_u = 319871 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 75396 \text{ kg}$$

Diseño por Flexión:

Momento último:	$M_u =$	3198707	kg.cm
Resistencia Característica del H ² :	$f_c =$	280,00	kg/cm ²
Resistencia Característica del Acero:	$f_y =$	5000,00	kg/cm ²
Recubrimiento mínimo:	$r =$	5,00	cm
Altura :	$h =$	164,00	cm
Diámetro adop. de barra:	$\phi =$	25,00	mm
Ancho de la sección:	$b =$	30,00	cm
Ancho efectivo:	$b_e =$	190,00	cm

$$A_s \text{ max} = 94,87 \text{ cm}^2$$

Se usara la armadura mínima

$$A_s \text{ neces} = 16,236 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$N^{\circ} \text{fierros} = \frac{A_s}{A_{\phi}}$$

Φ (mm)	A(cm ²)	N°	Asreal	S(m)
12	1,131	14,4	16,236	0
16	2,011	8,1	16,236	0
20	3,142	5,2	16,236	0
25	4,909	3,3	16,236	-

$$N^{\circ} \text{fierros} = 3,3 \approx 4$$

Finalmente USAR:

As. Principal 4 ϕ 25

Para ver más detalles del cálculo, las combinaciones de carga para el estribo con contrafuerte y la obtención del acero, etc. Ver el **ANEXO IV**

4.10. COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE ESTRIBO EN VOLADIZO Y ESTRIBO CON CONTRAFUERTE.

En el diseño de estribos para puentes, las alternativas estructurales deben evaluarse no solo por su desempeño técnico, sino también por su viabilidad económica. En este apartado se compara el estribo en voladizo, una solución tradicional ampliamente utilizada, con el estribo con contrafuertes, que fue adoptado en el presente proyecto, desde una perspectiva de costos directos de construcción.

El objetivo es justificar la elección del sistema adoptado en función de su eficiencia estructural y económica, considerando los principales rubros de obra: volumen de concreto, acero de refuerzo, mano de obra, equipo y facilidad de ejecución.

4.10.1. CRITERIOS DE COMPARACIÓN.

Los criterios técnicos y económicos empleados para la comparación son:

- Volumen de concreto (m³)
- Peso total de acero (kg)
- Costo por unidad de material
- Costo de mano de obra y equipos
- Tiempo estimado de ejecución (días)
- Requerimiento de encofrado
- Adaptabilidad al terreno y espacio disponible

4.10.2. PARÁMETROS DE COSTOS UTILIZADOS

Se asumieron precios promedio del año 2025 para un proyecto tipo:

- **Concreto ($f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$):** 3522,68 Bs/m³
- **Acero de refuerzo ($f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$):** 9,95 Bs/kg
- **Mano de obra y equipos por m³ de estructura:** 1493,4 Bs/m³

4.10.3. DATOS TÉCNICOS COMPARATIVOS

Parámetro	Estribo en Voladizo	Estribo con Contrafuertes
Altura total (m)	13	13

Parámetro	Estribo en Voladizo	Estribo con Contrafuertes
Longitud de estribo (m)	10.0	10.0
Volumen de concreto (m³)	803,85	820,51
Peso de acero (kg)	45.685,49	38.681,95
Encofrado especial requerido	Bajo	Moderado
Dificultad constructiva	Baja	Media

4.10.4. ESTIMACIÓN DE COSTOS.

Tenemos una estimación de costos:

Concepto	Estribo en Voladizo	Estribo con Contrafuertes
Concreto (Bs.)	2.831.721,82	2.890.380,08
Acero de refuerzo (Bs.)	879.902,53	745.014,35
Costo total estimado (Bs.)	4.349.094,04	4.035.768,92

4.10.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

1. Reducción de concreto:

El estribo con contrafuertes requiere aproximadamente 3% más concreto que el estribo en voladizo, debido a su configuración estructural optimizada que transfiere cargas de la pantalla a los contrafuertes y luego a la zapata.

2. Reducción de costos:

La diferencia total de costos estimados es de aproximadamente 313.325,12 Bs. a favor del estribo con contrafuertes, lo que representa un ahorro cercano al 7% en la estructura del estribo.

3. Mano de obra y ejecución:

Aunque el estribo con contrafuertes presenta una mayor complejidad de encofrado, la reducción de armadura compensa este aspecto, permitiendo una ejecución en la armadura más rápida y económica.

4. Desempeño estructural:

El estribo con contrafuertes ofrece mayor eficiencia estructural frente a empujes laterales y

solicitaciones sísmicas, debido a la disposición de sus elementos y su funcionamiento en conjunto.

4.11. CONCLUSIONES

- El análisis estructural realizado permitió determinar que el estribo con contrafuertes es una solución eficiente para puentes, tanto desde el punto de vista estructural como económico, ofreciendo un buen desempeño frente a cargas verticales y empujes laterales.
- Se comprobó que este tipo de estribo reduce considerablemente el peso de acero comparado con alternativas como el estribo en voladizo, sin comprometer la seguridad ni la estabilidad de la estructura.
- El diseño estructural, realizado bajo los principios del Diseño por Estados Límite (LRFD), permitió garantizar el cumplimiento de los estados límite de resistencia, servicio y estabilidad, ofreciendo una solución duradera y confiable.
- La metodología constructiva propuesta es ejecutable con medios convencionales y no requiere tecnologías especiales, lo cual facilita su implementación en proyectos viales de mediana escala.
- Desde el punto de vista económico, la comparación demostró que el estribo con contrafuertes genera un ahorro significativo de hasta el 7% en costos de construcción respecto al estribo en voladizo, debido principalmente a la eficiencia estructural del sistema.

4.12. RECOMENDACIONES

- Se recomienda la adopción del estribo con contrafuertes en puentes de luces medias donde existan restricciones de costos o se busque optimizar el uso de materiales, siempre que las condiciones geotécnicas del sitio lo permitan.
- Para una correcta ejecución, es fundamental contar con una adecuada planificación constructiva, prestando especial atención a:
 - ✓ La calidad del encofrado de los contrafuertes.
 - ✓ El correcto posicionamiento del acero de refuerzo.
 - ✓ El control del proceso de vaciado del concreto para evitar segregaciones.
- Es recomendable realizar un estudio geotécnico detallado que permita evaluar la capacidad portante del suelo, especialmente bajo la zapata corrida, para prevenir asentamientos diferenciales que puedan afectar la superestructura.

- Finalmente, se aconseja complementar el análisis con modelos computacionales detallados (como elementos finitos) para validar los resultados y optimizar aún más el diseño estructural y el uso del acero.

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. CONCLUSIONES.

- Se logró diseñar estructuralmente el puente pretensado en la comunidad de Yesera Norte, cumpliendo con la norma AASHTO LRFD y garantizando seguridad, durabilidad y eficiencia para el tránsito vehicular proyectado, respondiendo a las necesidades de conectividad de la zona.
- En relación con la inspección del terreno y el levantamiento topográfico, se obtuvo información precisa de la morfología y condiciones del sitio, lo cual permitió definir adecuadamente el emplazamiento del puente y sus accesos.
- Con el estudio hidrológico de la cuenca de aporte de la quebrada Saluco, se determinaron los caudales de diseño, lo que aseguró que las dimensiones hidráulicas del puente sean suficientes para resistir eventos extremos y evitar riesgos de socavación.
- El análisis de suelos permitió identificar las propiedades físico-mecánicas del terreno, lo que sirvió de base para el diseño de cimentaciones seguras y compatibles con la capacidad portante del subsuelo.
- El diseño de la superestructura con vigas pretensadas de 29,40 m de luz demostró ser una alternativa eficiente para cubrir grandes claros, reduciendo la cantidad de apoyos intermedios y optimizando el uso de materiales, lo que contribuye a la economía del proyecto.
- En la comparación de alternativas de estribos, el análisis técnico-económico mostró que el estribo con contrafuertes es la opción más conveniente, generando ahorros de hasta un 7 % en los costos de construcción sin comprometer la seguridad estructural.
- El pre-dimensionamiento y diseño a detalle de los elementos estructurales permitió definir un esquema estructural coherente con el diseño arquitectónico, integrando los criterios constructivos, geotécnicos e hidráulicos.
- Finalmente, la estimación de costos y plazos de ejecución evidenció la viabilidad económica y constructiva del proyecto, demostrando que puede ser ejecutado con los recursos de la Sub gobernación de Tarija-Cercado

5.2. RECOMENDACIONES.

- Ampliar los estudios geotécnicos con ensayos in situ y de laboratorio en las zonas de cimentación, para validar y ajustar los parámetros de diseño, garantizando así un mejor control de los asentamientos diferenciales.
- Implementar un riguroso plan de control de calidad en obra, supervisando tensado, colocación de armaduras, vaciado y curado del concreto, así como el montaje de las vigas pretensadas, a fin de asegurar el desempeño estructural previsto.
- Durante la etapa constructiva, asegurar el correcto alineamiento y nivelación de apoyos, ya que errores en esta fase podrían inducir esfuerzos adicionales no contemplados.
- Establecer un programa de mantenimiento preventivo, con inspecciones periódicas, limpieza de juntas, revisión de apoyos y monitoreo de corrosión, que prolongue la vida útil del puente en un entorno semi-rural como Yesera Norte.
- Documentar de manera integral todas las fases de ejecución mediante registros técnicos, informes de tensado, reportes fotográficos y de control de calidad, de forma que constituyan un expediente técnico de respaldo para futuras intervenciones o auditorías.