

1. DIAGNÓSTICO

1.1 Antecedentes

La comunidad de La Higuera, se encuentra vinculada con el resto del Departamento a través de un camino de acceso de pavimento flexible de aproximadamente 1,5 Km. Hasta la capital de la provincia Avilés, la misma que ya se encuentra en el camino principal que une las ciudades de Tarija y Bermejo, camino que se encuentra asfaltado.

Tanto la comunidad de La Higuera como el resto de las comunidades involucradas en el presente proyecto, actualmente debido a la falta de fluidez y seguridad en el puente sobre el Río Camacho, tienen serias dificultades para trasladarse a unidades educativas, centros de salud y principalmente a centros de comercialización donde puedan vender sus productos y abastecerse de otros que requieren para cubrir sus principales necesidades.

Es en ese sentido que el presente proyecto surge de la necesidad que tienen los pobladores de las comunidades beneficiarias de contar con una infraestructura que les permita integrarse al resto del departamento y del país con fluidez. Partiendo de esta necesidad planteada por las comunidades a sus autoridades municipales, éstas han gestionado la elaboración del estudio para luego gestionar su ejecución y de esta manera superar una de las principales limitaciones para el desarrollo económico productivo de la población, que es precisamente la inadecuada existente vinculación vial, la misma que incide en las bajas condiciones de vida de estas poblaciones.

1.2 El problema

1.2.1 Planteamiento

Uriondo últimamente se ha convertido en una zona de muy alta demanda en el departamento de Tarija. Su principal actividad socioeconómica es la uva y el vino, los cuales exporta al exterior y al interior del departamento, incluso internacionalmente en cargas bastante considerables, las cuales son transportadas en camiones de alto peso, y así mismo atrae a muchos turistas y extranjeros a visitar la comunidad del

Valle. Por lo cual últimamente la ruta está siendo altamente transitada en toda época del año.

El problema que se quiere resolver con el proyecto es el estrechamiento vehicular en el Puente del Río Camacho La Higuera.

El mismo es ocasionado debido a que en el lugar solamente hay la construcción de un puente vehicular con una sola vía, y es la única vía que comunica a La Higuera con el Valle. El estrechamiento vehicular en la zona provoca accidentes, pérdida de tiempo y en algunos casos esto afectará a las personas que estén sacando sus productos al mercado.

También yendo a visitar el lugar se observa que el puente actualmente construido presenta fallas estructurales, analizando las causas de estas fallas estructurales es por el alto tráfico vehicular y por el exceso de peso que pasa por el mismo al exportar los productos de la zona.

1.2.2 Formulación

¿Hace falta un diseño estructural de un nuevo puente vehicular en el Río Camacho La Higuera que permita el alto tráfico permanente de vehículos y peatones?

La construcción de un nuevo puente vehicular es de sentida necesidad en el lugar 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 nuevo puente paralelo al que ya está construido se pretende encarar el problema ofreciendo a los comunarios una vía sin estrechamiento vehicular en todas las épocas del año permitiendo un mejor desarrollo tanto productivamente como socialmente.

Para solucionar el problema de estrechamiento vehicular se presentarán las siguientes alternativas:

- Construcción de un puente vehicular-peatonal doble vía.
- Construcción de un puente vehicular-peatonal con una vía paralelo al que ya está construido.
- Desviar el curso del Río.
- Construcción de un puente peatonal.
- Habilitar otra ruta que comunique a ambos sectores.

1.2.3 Sistematización

En el punto 1.5.1. del presente proyecto, se ha elegido la alternativa de planteo estructural más apropiada técnica y económicamente la cual es: “Nuevo puente de vigas de hormigón postesado paralelo al que ya está construido”

1.3 Objetivos

Los objetivos planteados para solucionar el problema son:

1.3.1 General

Realizar el diseño estructural de un puente vehicular de una sola vía sobre el Río Camacho paralelo al puente La Higuera en el municipio de Uriondo.

1.3.2 Específicos

- Realizar la ingeniería básica del proyecto consistente en:
 - Topografía.
 - Estudio geotécnico.
 - Estudio hidrológico.
 - Estudio hidráulico.
- Realizar el cálculo y el diseño de la superestructura e infraestructura.
- Confeccionar las especificaciones técnicas, presupuesto general y planos del diseño.

1.4 Justificación

Actualmente, la carencia de un puente doble vía limita el desarrollo de las actividades normales de las comunidades; tanto en lo económico como en lo social, por tanto es preciso dotar de una red vial permanente a estas comunidades para promover los procesos de producción y por tanto mejorar el nivel de vida de los pobladores de esta región como mecanismo de total equidad social y económica.

Además la necesidad de interconectar a las regiones es prioridad nacional, más aún si se sabe que se construirá a mejorar las condiciones de desarrollo económico, desarrollo de la seguridad vial y humano de sus pobladores, éste es el caso del presente proyecto, donde el potencial agrícola de la región pueda conducir al fortalecimiento económico de sus pobladores, que signifique reducir los índices de migración que tienen hacia otras otras ciudades y de pobreza en nuestro departamento.

El puente permitirá también mejorar el servicio de transporte, lo cual posibilitará un flujo vehicular permanente hacia las comunidades beneficiarias, cuyos pobladores podrán utilizar en el momento que así lo necesiten, ya sea para el traslado de sus productos o ya sea para el traslado de alguno de los miembros de las familia a las unidades educativas o centros de salud.

1.4.1 Académica

Se profundizarán conocimientos adquiridos en el diseño de puentes de hormigón postesado, analizando el uso de vigas de hormigón postesado para la sustentación de la superestructura.

1.4.2 Técnica

Mejorar las condiciones de circulación vehicular y peatonal actual mediante la construcción de un nuevo puente vehicular sobre el río Camacho La Higuera paralelo al construido actualmente, que beneficiará a las comunidades adyacentes al proyecto.

Lo que se desea con el proyecto es de mejorar el flujo vehicular actual, que se ve limitado al momento de cruzar el puente ya que sólo es de un carril, teniendo que esperar que éste se desocupe para poder cruzar al otro lado y viceversa. Esto se pretende

lograr con la construcción del nuevo puente de una vía paralelo al que ya existe actualmente sobre el río Camacho, que beneficiará las comunidades de la provincia de Uriondo. Justificado técnicamente por lo siguiente:

- La alternativa elegida ahorra en construir un nuevo puente de dos carriles y de grandes luces, teniendo que remplazar la estructura ya existente por completo, más bien se podrá ahorrar aprovechando la estructura ya existente para poder realizar este acometido.
- Al construir un puente con vigas de hormigón postensado evitamos que la estructura tenga demasiado peso lo cual traería mayores esfuerzos sobre el terreno.
- Se descarta la ampliación de la losa transversal de la superestructura del puente La Higuera, porque los esfuerzos a los cuales estaría solicitada la nueva sección está aproximadamente por los 50% más, para los cuales no fue diseñada y no resistiría. El cálculo estructural es más tedioso ya que se deben estudiar con mucho más a detalle de las diferentes deformaciones producidas en la superestructura para garantizar que ambas estructuras trabajen igualmente y no se produzcan desprendimientos ni rajaduras que llevarían al colapso inmediato del sistema estructural planteado.

1.4.3 Social-Institucional

Contribuir con la solución más adecuada en el estrechamiento vehicular de la ruta doble vía Tarija Bermejo en el puente del Río Camacho La Higuera.

- Con la construcción del puente doble vía se habilita una longitud de tramo bastante apreciable porque no sólo se beneficiaran las comunidades aledañas para transportar sus productos hacia el centro de consumo principal como es Tarija, sino serviría para pasar desde Tarija hasta Bermejo pasando por una capital de provincia importante como es el Valle de Concepción y luego tomar la ruta principal asfaltada a Padcaya.

- Las comunidades beneficiadas con este proyecto son : La Higuera, Calamuchita, Muturayo, La Angostura , Colón ,Huayriguana, Barrientos, Almendros, San José de Charaja y Cabildito, Los cuales dan una población de 655 familias con un promedio de miembros por familia de 5 a lo cual nos da una población de 3205 habitantes , los que se benefician directamente con el puente para poder transportar sus productos e insumos agrícolas desde y hacia el centro de consumo e integrarse a la Capital de la provincia.

TABLA 1 Distribución de la población beneficiada

COMUNIDAD BENEFICIADA	Nº HABITANTES	Nº FAMILIAS
Calamuchita	427	90
La Higuera	180	40
Muturayo	575	115
La Angostura	248	52
Colon	885	181
Huayriguana	160	36
Barrientos	180	34
Almendros	175	31
San J. De Charaja	313	63
Cabildito	62	13
Total	3205	655

Fuente: Boletas comunales PMOT Uriondo 2010

1.4.4 Económica

Por los limitados ingresos económicos con que cuenta el municipio de Uriondo se decide realizar la ampliación del puente vehicular por medio de la construcción de un

nuevo puente de un solo carril de hormigón postesado a lado del puente que ya existe, así ahorramos en la demolición de la estructura actualmente existente, y por ende en nuevos estudios para el diseño estructural, estudios complementarios que esto conllevaría en gastos extras. Logrando así de esta manera abaratar los costos sustancialmente.

1.4.5 Ambiental

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

1.5 Alcance

Para definir un alcance del presente proyecto se realizará un análisis de alternativas de acuerdo a las observaciones y estudios previos realizados.

1.5.1. Análisis de Alternativas

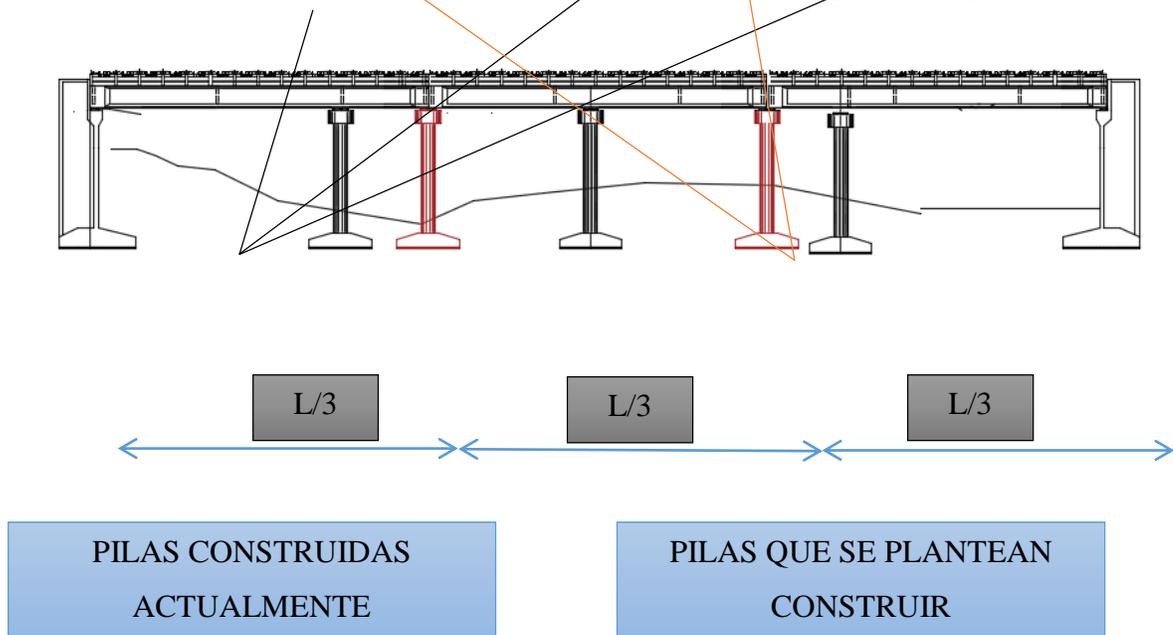
Está definido por la ingeniería básica (ubicación, crecida máxima y trazo vial de los accesos). Al realizar el emplazamiento del puente en el plano topográfico, se obtuvo una longitud de 80 m para lo cual se plantean diferentes alternativas de tipo estructura que pueden adaptarse en nuestro caso. Se han formulado dos tipos de estructuras que son los más empleados para puentes vehiculares de similares características que se pueden ajustarse al sitio de emplazamiento.

Se plantea un puente de vigas de hormigón pretensado de tres tramos simétricos y con dos pilas intermedias, puente de vigas de hormigón Pretensado de cuatro tramos simétricos con tres pilas intermedias.

1.5.1.1 Descripción de las alternativas

- a) **Alternativa N° 1: Puente de vigas de hormigón pretensado de tres tramos simétricos y con dos pilas intermedias.**

FIGURA 1.1 1ra alternativa puente con 3 tramos vigas simplemente apoyadas



Elaboración: Propia

Esta alternativa se basa en generar un balance entre el costo de la infraestructura y la superestructura, tomando en cuenta que el uso del hormigón postesado permite cubrir luces mayores que el hormigón armado. Consiste en ejecutar un puente de 3 tramos, con 2 pilares intermedios y dos estribos extremos de hormigón armado.

La luz de cálculo tiene una longitud de 80m, por lo cual es necesario 3 tramos de 26.66 m, correspondiente a luces favorables para vigas de hormigón pretensado.

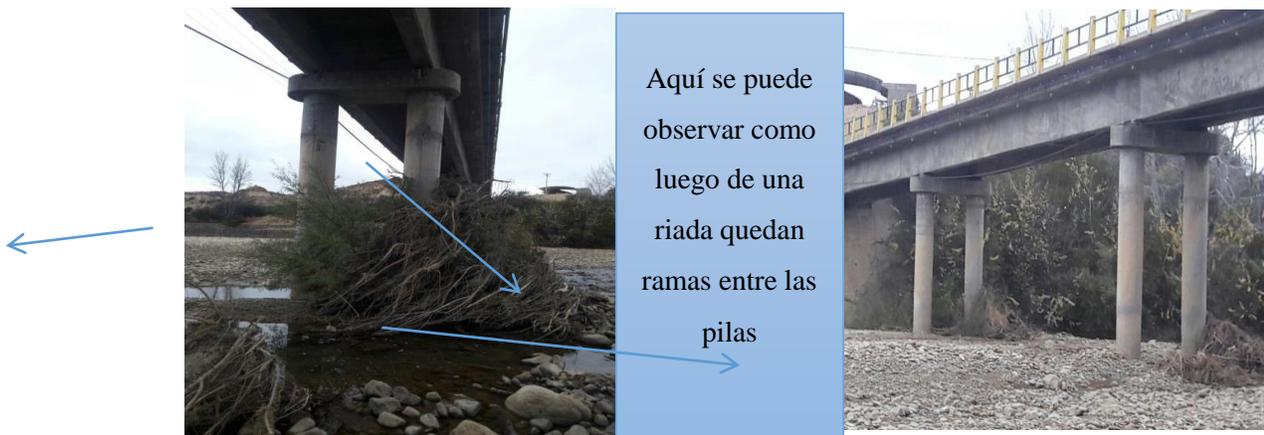
Al sólo contar 3 tramos la sección del río tendrá una menor reducción, económicamente reducimos el costo ya que no se construirán solo 2 pilas intermedias, y por las propiedades del hormigón pretensado se reduce la sección de la vigas, lo que hará que la estructura sea más liviana.

Desventajas

Como se puede observar en la figura del perfil del puente las pilas nuevas no quedan alineadas con las antiguas pilas ya construidas, esto genera la reducción de la sección del río.

También aumentaría la probabilidad de que las ramadas y vegetación que trae el río en sus máximas crecidas queden estancadas entre estos lugares, para poder estar justificando la no viabilidad de esta alternativa se muestra a continuación una foto del lugar luego de una riada.

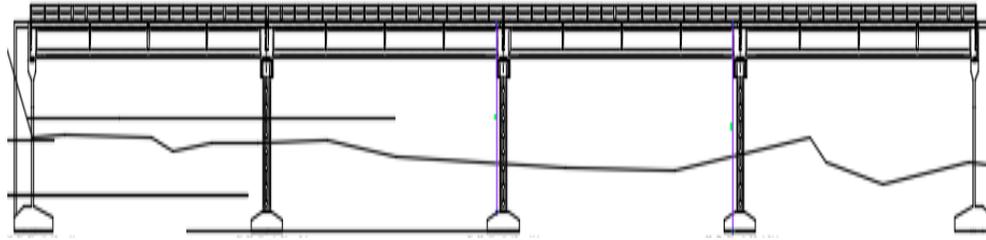
FIGURA 1.2 1ra alternativa puente con 3 tramos simétricos



Elaboración: Propia

b) Alternativa N° 2: Puente de vigas de hormigón pretensado de cuatro tramos simétricos con tres pilas intermedias.

FIGURA 1.3 2da alternativa puente con 4 tramos vigas simplemente apoyadas



Elaboración: Propia

Esta alternativa consiste en ejecutar un puente con tablero de vigas de hormigón pretensado y losa de hormigón armado con 4 tramos para lo cual se requiere de 3 apoyos intermedio consistentes en 3 pilas de hormigón armado, y dos estribos extremos de hormigón armado.

Lo desfavorable para esta alternativa es la necesidad de colocar 3 pilas intermedias que disminuyen la sección del río y se encontraría propensa a socavación local.

Es de mucha ventaja la construcción de vigas de hormigón pretensado, ya que se reduce el peso propio, y también estéticamente el peralte de las vigas coincidirá con las ya construidas actualmente.

Se concluye que la mejor alternativa es:

- Puente de vigas de hormigón pretensado de 4 tramos simétricos con 3 pilares intermedios.
- Se optará por el puente de vigas de hormigón pretensado por las siguientes razones:

Alivianamos el peso propio, ya que las vigas de hormigón pretensado son más livianas que las de hormigón armado.

Al contar con tramos simétricos tendremos mayor facilidad en el cálculo estructural.

Estéticamente las vigas del puente paralelo tendrán el mismo peralte que las del puente antiguo.

Como la longitud del lugar donde se pretende emplazar el puente es de 80 m se elige como mejor alternativa puente de hormigón pre-esforzado de 4 tramos.

Esquema de la súper estructura e infraestructura considerada

SUPERESTRUCTURA SIMPLEMENTE APOYADA	Losa de H°A° 4.5 m
	8 Vigas de Hormigón Pretensado
	4 estructuras simplemente apoyadas
INFRAESTRUCTURA SUPERFICIAL	Zapata de fundación de H°A° Flotante
	Estribos 2 Pilares de H°A°

1.5.2 Resultados a Lograr.

Para la formulación de los resultados a lograr de acuerdo a la información recopilada, se plantea:

- Visitas a la comunidad de La Higuera, para verificar la información recopilada. De manera de validar la información proporcionada de otras fuentes.
- Estudio hidrológico, con el cual se determinarán los caudales de diseño que aseguren las obras tanto a nivel funcional como la de brindar seguridad a las mismas.
- Diseño y cálculo estructural, que permita diseñar la estructura del puente, para que la misma trabaje de manera eficiente.
- Elaboración de planos a detalle para: la superestructura, infraestructura y otras obras complementarias al puente y sus detalles.

- Elaboración del presupuesto de obra como de un cronograma de actividades que nos proporcione el costo y el tiempo necesarios para su ejecución

1.5.3 Aporte académico del estudiante

El aporte que se propone es el siguiente:

Diseño de PILAS FLOTANTES en la infraestructura, se plantea esta estructura con el fin de alivianar las fundaciones y de esta manera evitar pesos excesivos en el terreno.

1.6 Localización del proyecto.

1.6.1 Ubicación de geográfica del proyecto

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

El proyecto se lo realizará en el municipio de Uriondo, primera sección de la provincia Avilés del departamento de Tarija. El Municipio de Uriondo tiene una extensión aproximada de 2742 Km² que representa en 7.29% del territorio departamental, beneficiando con el proyecto a las siguientes comunidades: Calamuchita, La Higuera, Muturayo, La angostura, Colón, Huayriguana, Barrientos, Almendros, San José de Charaja, Cabildito.

Figura 1.4 Mapa Geográfico de la provincia Arce



Fuente: Internet

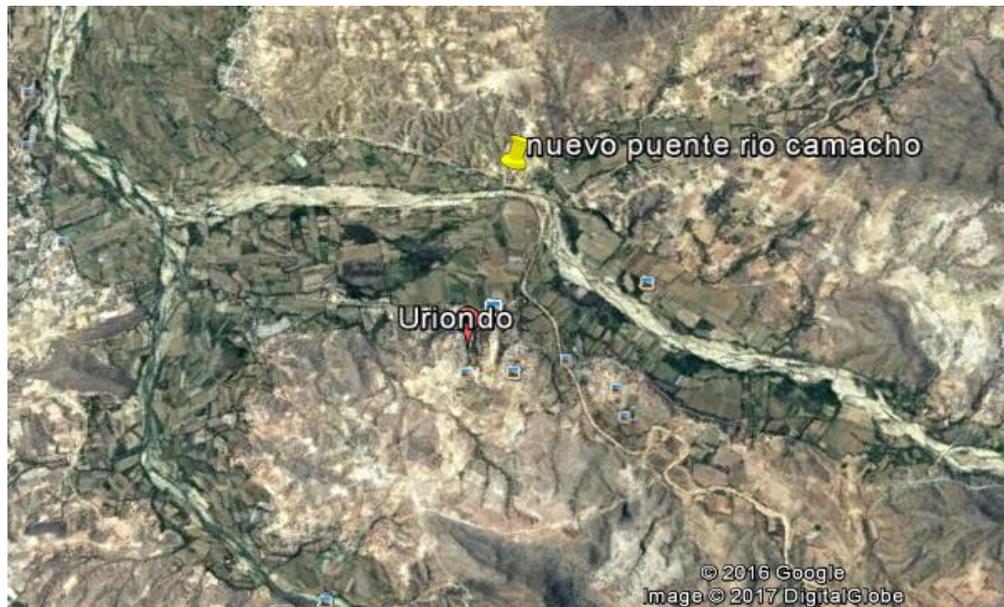
La Provincia Avilés se encuentra ubicada en el extremo sur oeste del departamento de Tarija, geográficamente se encuentra entre los $21^{\circ}29'$ y $22^{\circ}05'$ de latitud sur y los $64^{\circ}31'$ y $65^{\circ}22'$ de longitud oeste, y abarca una superficie de 2742 Km^2 que representa el 7.29 del territorio departamental. Políticamente está dividida en dos secciones Municipales, la primera sección tiene como capital a la comunidad de Uriondo, también conocida como Concepción y la segunda sección a la comunidad de Yunchará.

La primera sección de la provincia limita al norte con la Provincia Cercado, al sur con la provincia Arce, al este con la provincia Cercado, al Oeste con la Segunda Sección de la Provincia Avilés.

El puente se ubica sobre el Río Camacho y une a la Capital de la provincia de Uriondo con la comunidad de La Higuera, se cuenta con acceso al lugar del proyecto, con una distancia de 1200 m. Desde Uriondo, y la distancia desde el cruce es de 8 Km, actualmente se tarda entre 25 a 30 minutos para cubrir todo el recorrido desde Tarija.

Figura 1.5 Vista Panorámica del lugar de Emplazamiento





Fuente: Google Earth

Figura 1.6 Vista Panorámica del lugar de Emplazamiento río Camacho



Fuente: Google Eart

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Levantamiento topográfico

La ejecución de los trabajos de topografía consiste en la realización de las tareas que permiten producir una información completa, confiable y aprovechable en todas las etapas de diseño del proyecto.

Para el levantamiento topográfico se utilizó una estación total, la cual nos permite registrar la información de ángulos, distancias y desniveles, en libretas electrónicas para posteriormente ser bajadas en forma directa a la computadora, también se utilizó un navegador GPS para obtener las coordenadas de los puntos de referencia. En los planos topográficos se deberá contemplar necesariamente el perfil longitudinal, los cuales se deben dibujar a la escala correspondiente que pueda mostrar la sección a dibujarse plenamente.

Los planos que se requerirán son básicamente:

- ✓ Plano general de localización; éste debe contener el eje del proyecto y sus respectivos accesos.
- ✓ Plano de planta y perfil; éste deberá abarcar una zona que permita cubrir la información completa requerida para cada caso.

2.2 Estudio de Suelos

2.2.1 Clasificación de suelos

Se realiza a través de dos pozos a cielo abierto, método que es el más eficaz, con este método se facilita la inspección, la toma de muestras y la realización de ensayos de resistencia y penetración.

La obtención de la resistencia del suelo se la realiza a través del método SPT (ensayo de penetración estándar).

Las muestras obtenidas de cada estrato de suelo se deben llevar al laboratorio para realizar el trabajo de gabinete correspondiente.

2.2.2 Capacidad portante

En cimentaciones se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Para determinar la capacidad portante se realiza el ensayo SPT.

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico

Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

2.3 Estudio hidrológico e hidráulico

Para el presente estudio se realizará mediante una recopilación de información pluviométrica que nos proporciona SENAMHI, además de recopilación de cartas geográficas de la zona de estudio y el área de aporte al mismo y por último se realizará la determinación del tirante hidráulico mediante la sección determinada por el estudio topográfico donde se analizarán los siguientes parámetros

2.3.1 Precipitaciones máximas

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

2.3.1.1 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:

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

Donde:

E_d : Moda ponderada (mm).

E_i : Moda de cada serie (mm).

n : Número de datos de la serie.

2.3.1.2 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.

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

Donde:

K_d : Característica ponderada (mm).

K_i : Característica de cada serie (mm).

n : Número de datos de la serie

2.3.2 Lluvia máxima diaria

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

$$h_{dt} = E_{dp} * (1 + K_{dp} * \log T) \quad (2.3)$$

Donde:

H_{dt} = Altura de lluvia máxima diaria.

E_{dp} = Moda ponderada.

K_{dp} = Característica ponderada.

T =Periodo de retorno.

2.3.3 Lluvias máximas horarias

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

$$h_{iT} = Ed_p * \left(\frac{t}{\alpha}\right)^\beta * [1 + Kd_p * \log T] \quad (2.4)$$

Donde:

h_{iT} = Altura de lluvia máxima horaria.

Ed= Moda ponderada.

Kd= Característica ponderada.

T= Periodo de retorno.

t = Es el tiempo de duración de la lluvia.

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

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

Para:

$$Ac > 20 \text{ km}^2 \quad \alpha = 12 \quad Ac < 20 \text{ km}^2 \quad \alpha = 2$$

2.3.4 Intensidad máxima de la cuenca para distintos periodos de retorno (mm/hrs)

$$h_{t_{\max T}} = Ed_p * \left(\frac{t_c}{\alpha}\right)^\beta * [1 + Kd_p * \log T] \quad (2.5)$$

Donde:

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

Tc= Es el tiempo de concentración.

2.3.4.1 Tiempo de concentración

Existen varios métodos para calcular el “Tc” que se hace de la siguiente manera:

a) Fórmula de Alcantarillas

$$Tc = \left(0.871 * \frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad (2.6)$$

b) Fórmula de California

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

c) Fórmula de Giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1,5 * L}{25,3 * \sqrt{J * L}} \quad (2.8)$$

d) Fórmula de Ventura y Heras

$$T_c = 0,05 * \sqrt{\frac{A}{J}} \quad (2.9)$$

Donde:

L= Longitud del río principal (Km.)

H= Desnivel de la cuenca (m)

Tc= Tiempo de concentración (hrs.)

J= Pendiente media del rio principal en decimal.

A= Área de la cuenca (Km²).

2.3.5 Coeficiente de escorrentía

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

$$C = \frac{\sum C_i * A_i}{A} \quad (2.10)$$

Donde:

Ci = Coeficiente de escurrimiento superficial de cada sector.

Ai= Área de cada sector en (Ha).

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

2.3.6 Cálculo probabilístico de avenidas máximas

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

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

2.3.6.1 Método racional

El método de la fórmula racional permite hacer estimaciones de los caudales máximos de escorrentía usando las intensidades máximas de precipitación. Básicamente es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia para un periodo de duración igual al tiempo de concentración, y al área de la cuenca.

Sabemos que el tiempo de concentración representa en tiempo que demora una partícula de agua para trasladarse al punto más remoto de la cuenca hasta el punto de desagüe. Cuando haya transcurrido este tiempo toda la Cuenca estará contribuyendo a formar el caudal de la escorrentía que tendrá en consecuencia un valor máximo, el modelo es:

$$Q_{\max} = \frac{C * i_{\max} * A}{3.6} \quad (2.11)$$

Donde:

C= Coeficiente de escorrentía.

i_{\max} = Intensidad máxima (mm/hrs)

A= Área de la cuenca (Km²)

Q_{\max} = Caudal máximo (m³/seg)

2.3.6.2 Método de distribución Gumbell

La distribución Gumbell, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamada también Valor Extremo Tipo I, Fisher Tippett.

Tipo I o distribución doble exponencial.

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{(X-\mu)}{\alpha}}} \quad (2.12)$$

Donde:

α = Es el parámetro de escala.

μ = Es el parámetro de forma.

➤ Periodo de retorno

Se define como periodo de retorno “T”, como al intervalo promedio de tiempo, dentro del cual un evento de magnitud “X” puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio.

Así, para un evento x, de acuerdo a la definición se tiene:

$$P(X \geq x) = \frac{1}{T} \quad 1 - P(X < x) = \frac{1}{T} \quad (2.13)$$

$$P(X < x) = 1 - \frac{1}{T}$$

De Gumbell:

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

$$P(X < x) = F(X) = F(X = x) \quad (2.14)$$

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{-\frac{(X-\mu)}{\alpha}}}$$

Resolviendo la ecuación:

$$Q = \mu - \alpha * Ln \left[-Ln \left[1 - \frac{1}{T} \right] \right] \quad (2.15)$$

Donde:

α = Parámetro de escala.

$\alpha = 0,78 * S$.

μ = Parámetro de posición.

$\mu = X - 0,45 * S$.

X = media.

S = Desviación estándar.

2.3.6.3 Método del hidrograma triangular

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

✓ **Tiempo de retardo**

$$TL = 0.6 * Tc \quad (2.16)$$

✓ **Tiempo de ocurrencia del caudal pico**

$$Tp = \frac{D}{2} + TL \quad (2.17)$$

✓ **Tiempo base**

$$Tb = 2.67 * Tp$$

(2.18)

✓ **Caudal pico unitario**

$$Q_{pu} = \frac{2.08 * A * h}{T_p} \quad (2.19)$$

✓ **Lluvia neta**

$$h_{neta} = C * h \quad (2.20)$$

✓ **Caudal pico**

$$Q_p = Q_{pu} * h_{neta} \quad (2.21)$$

Donde:

TL= Tiempo de retardo.

Tc= Tiempo de concentración.

Tp= Tiempo base.

Tb= Tiempo base.

 Q_{pu} = Caudal pico unitario. h_{neta} = Lluvia neta. Q_p = Caudal pico.

Cálculo de caudales y tirantes en el eje del puente

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

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

El nivel de aguas máximas extraordinarias NAME es calculado según Maning mediante la utilización de la sección del eje del puente planteado; donde el coeficiente

de Maning se avaluó de la expresión desarrollada por la Federal Highway Administración de los EEUU para ríos con lechos de grava.

$$n = 0.0395 * (d_{50})^{\frac{1}{6}} \quad (2.22)$$

$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} A \quad (2.23)$$

Donde:

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

n = Coeficiente de Rugosidad.

R = Radio Hidráulico.

S = Pendiente Hidráulica del Cauce (m/m).

A = Área de la Sección (m²).

2.3.7 Profundidades de socavación

Los pilares de puentes son elementos extraños dentro de la corriente; ellos producen, para cada caudal, una socavación (erosión local) que se debe a la aparición de corrientes complejas al chocar el flujo contra dichos elementos. Es importante tener en cuenta que la socavación, que es una erosión local, se adiciona a la degradación del lecho (erosión generada) correspondiente al caudal de que se trata. En la Figura 1 y 2 se aprecia esquemáticamente estos conceptos.

Figura 2.1 Esquema de la socavación en pilas de puentes

sólido de aguas arriba puede llegarse en la zona socavada a un equilibrio entre el aporte sólido de la corriente y la cantidad de material erosionado. La profundidad correspondiente es la socavación o erosión de equilibrio; si embargo, la profundidad máxima de socavación puede ser mayor. En un lecho arenoso en el que el transporte sólido se realice en la face de dunas puede haber una fuerte intermitencia en el aporte de sólido, lo que explica que la profundidad de equilibrio no sea la máxima alcanzada.

Algunos de los métodos para calcular profundidades locales de socavación requieren que se determinen previamente la forma de socavación: en lecho móvil (vivo) o en agua clara. Para esto es necesario que se determine si el flujo en el cauce principal o en las laderas aguas arriba del puente está transportando o no materiales para luego escoger la ecuación que resulte más apropiada.

Para determinar si el flujo aguas arriba está transportando materiales de lecho, se debe calcular la velocidad crítica para el inicio de transporte de sedimentos V_c de la partícula D_{50} y compararla con la velocidad media de la corriente en el cauce principal o en las laderas o sobrepantallas aguas arriba de la abertura del puente.

- **Agua clara** $V < V_c$
- **Lecho móvil** $V > V_c$

La velocidad media se determina según la ecuación de Manning y para calcular la velocidad crítica se usa la siguiente ecuación:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (2.24)$$

Donde:

V = Velocidad media del cauce principal.

R = Radio hidráulico.

I = Pendiente media del río.

$$V_c = 6.19 h^{\frac{1}{6}} D_{50}^{\frac{1}{3}} \quad (2.25)$$

Donde:

V_c = Velocidad crítica por encima de la cual el material de lecho en tamaño D_{50} o más pequeño es transportado.

h = Profundidad del flujo.

D_{50} = Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor.

2.3.7.1 Cálculo de la socavación general

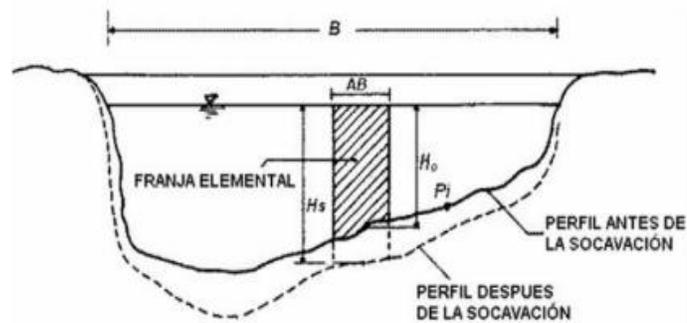
Se realizará el análisis de la socavación por más de un solo método por ser fórmulas empíricas, estas fórmulas se han desarrollado en laboratorio la mayoría para situaciones específicas y en diferentes lugares es por eso que se debe realizar un análisis comparativo y adoptar un valor razonable como resultado.

2.3.7.1.1 Método de Neill

Este método se desarrolla de la misma manera que el método de Lischtván- Levediev. Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Fig. 2.3) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de causas definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

Figura 2.3 Sección transversal del Cauce



Fuente: Juárez Badillo E, Rico Rodríguez A (1992)

Para sedimentos finos arenosos y granulares se consideran con la siguiente ecuación:

$$Q_j = K_i S^{\frac{1}{2}} \quad (2.26)$$

$$K_i = \frac{1}{n_j} R_j^{\frac{2}{3}} A_j \quad (2.27)$$

$$q_j = \frac{Q_j}{B_j} \quad (2.28)$$

$$h_{cj}^{\frac{2}{3}} \cdot \text{Ln} \left(\frac{12h_{cj}}{K_s} \right) = \left(\frac{q_j}{0.787 \sqrt{gD}} \right) \quad (2.29)$$

Donde:

Q_j = Caudal total de la franja (m³/seg.)

S = Pendiente media del lecho (m/m)

n_j = coeficiente de rugosidad de Manning de la franja.

R_j = radio hidráulico de la franja (m).

A_j = área de la franja (m²)

q_j = Caudal unitario de la franja ($m^3/seg./m$)

B_j = ancho de la franja (m)

h_{c_j} = socavación más tirante de agua (m)

K_s = diámetro D_{65} de la granulometría (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

D = diámetro medio de las partículas del material granular (mm)

2.3.7.1.2 Método de Lacey

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

$$f = \left(\frac{S \cdot Q^{\frac{1}{6}}}{0.0003} \right)^{\frac{3}{5}} \quad (2.30)$$

$$D_s = 1.35 \cdot \left(\frac{q^2}{f} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.31)$$

$$D_{sa} = K_{sa} \cdot D_s \quad (2.32)$$

$$d_{sa} = D_{sa} - y \quad (2.33)$$

Donde:

Q = Caudal de diseño ($m^3/seg.$)

S = Pendiente media del río (m/m)

B_e = Ancho del río (m)

q = Caudal unitario ($m^3/seg./m$)

K_{sa} = Factor de ajuste de socavación

Y= Tirante de agua en el lugar de emplazamiento (m)

TABLA 2.1 Factor de ajuste de socavación, k_{sa}

Tramo	K_{sa}
Tramo recto/ curvas moderadas	1.5
Ángulos rectos/ curvas pronunciadas	2
Aguas arriba de las pilas	2
Aguas arriba de deflectores	2.5

Fuente: CAT-PRONAR 2010

2.3.7.2 Cálculo socavación local en pilas

Muchos métodos existen para el cálculo de la socavación local alrededor de pilas pero a la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta. En 1965, Breusers propuso que la profundidad de socavación era de 1.4 veces el ancho de la pila. Más recientemente, otros investigadores como B.W, Melville, Sutherland y Chang, han reportado que la socavación local máxima es de alrededor 2.4 veces el ancho de la pila para el caso de pilas circulares. El valor de la relación profundidad de socavación al ancho de pila (d_s/a) puede llegar a 3.0 para números de Froude altos.

En conclusión, se sugiere preliminarmente para pilas con punta circular alineadas con el flujo que la constante sea tomada igual a 2.4 para números de Froude menores que 0.8 y a 3.0 para números de froude mayores que 0.8.

2.3.7.2.1 Método de Larras (1963)

Larras propone una ecuación teórico-práctica deducida de medidas de socavación tomadas en varios puentes. Larras se concentró en la máxima profundidad de

socavación para condiciones próximas a velocidad crítica del movimiento de sedimentos.

$$d_s = 1.05.K.a^{0.75} \quad (2.34)$$

a = ancho de pila (m)

$$K = K_f.K\theta$$

$$d_s = 1,05.K_f.K\phi.a^{0.75} \quad (2.35)$$

Donde:

K_f = Factor de corrección por la forma de la pila tabla.

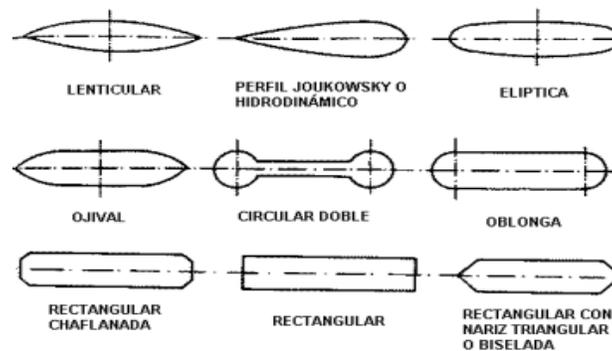
$K\phi$ = Factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente tabla 3.4. En forma aproximada:

$K = 1.0$ para pilas cilíndricas.

$K = 1.4$ para pilas rectangulares.

FORMAS USUALES DE PILAS

Figura 2.4 Formas usuales de pilas



Fuente: Adaptada de Higuera C. y Perez G, 1989

Figura 2.5 Factor de corrección K_f por forma de pila

en planta	Largo/ancho de la pila	K_f				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03			1.00	
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		

Fuente: Adaptada de Higuera C. y Pérez G., 1989 y Melville B. W., 198

Figura 2.6 Factor de corrección K_ϕ por ángulo de ataque del flujo. Método de Larras.

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	K_ϕ					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

Fuente: Adaptada de Higuera C. y Pérez G., 1989 y Melville B. W., 1988

2.3.7.2.2 Método de Froehlich (1991)

Una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HECRAS (1998).

$$d_s = 0.32.K_f.(a')^{0.62}.h^{0.47}.Fr^{0.22}.D_{50}^{-0.09} + a \quad (2.36)$$

Donde:

d_s = Profundidad de socavación local (m)

K_f =Factor de corrección por la forma de pila. Tabla.

a' = Ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo (m)

a = Ancho de la pila, adicionado como un factor de seguridad (m)

h = Profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila (m)

Fr = Número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila.

D_{50} =Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m) para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene:

$d_s \leq 2.4$ para $Fr \leq 0.8$

$d_s \leq 3.0$ para $Fr > 0.8$

TABLA 2.3 Factor de corrección k_f

Forma de pila	K_f
Punta Cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

Fuente: HEC-RAS (1998)

2.3.7.2.3 Método Neill

$$ds = 1.5 \cdot a^{0.7} \cdot h^{0.3} \quad (2.37)$$

Donde:

ds = Profundidad de socavación medida desde el nivel del lecho (m)

a = ancho proyectado de la pila (m)

h = profundidad del flujo aguas arriba de la pila (m)

2.4 Idealización de la estructura

2.4.1 Definición

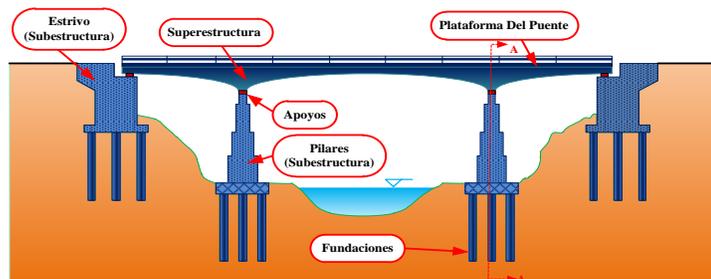
La AASHTO define a un puente como cualquier estructura que tiene una abertura no menor a 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

2.4.2 Partes de la estructura

Los componentes principales de una estructura de puente son:

- ✓ Superestructura
- ✓ Subestructura

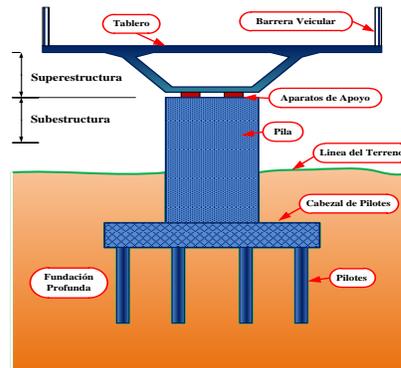
FIGURA 2.7 Componentes de un puente, vista longitudinal



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy

Jeahson León Avila 2010

FIGURA 2.8 Componentes de un puente, corte transversal A-A'

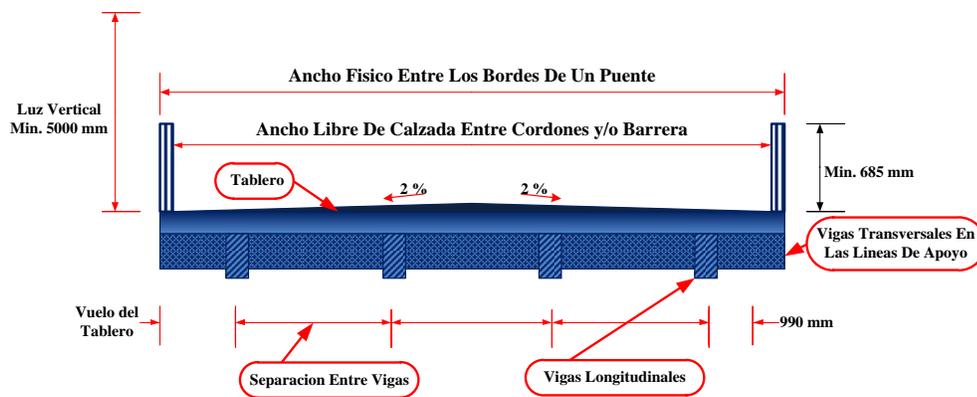


Fuente: (Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
Jeahson León Avila 2010

2.4.2.1 Superestructura

Son los componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal.

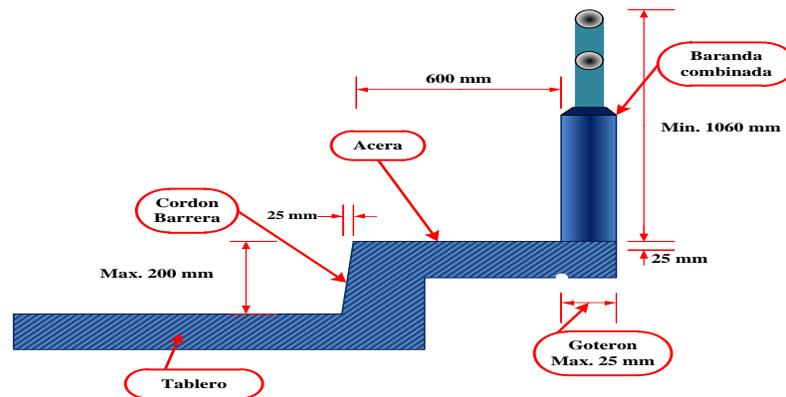
FIGURA 2.9 Tablero y estructura portante, puente viga losa



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
Jeahson León Avila 2010

- Tablero
- Estructura portante
- Accesorios del tablero

FIGURA 2.10 Accesorios de un tablero



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
 Jeahson León Avila 2010

2.4.2.2. Subestructura.

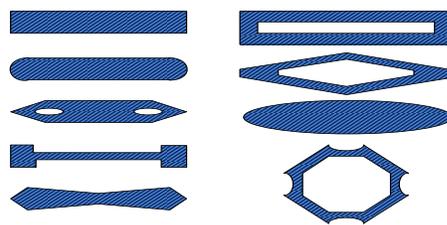
Son los componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal:

- **Pilas**

Podemos clasificar a las pilas en dos tipos:

Pilas-pared

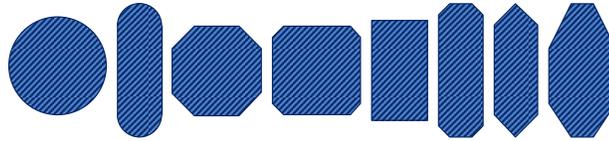
FIGURA 2.11 Formas de sección transversal de pilares pared



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
 Jeahson León Avila 2010

Pilas-columna

FIGURA 2.12 Algunos tipos de sección transversal de columnas en puentes

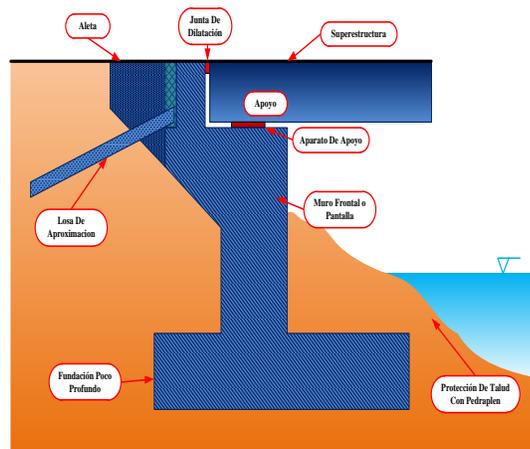


Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
Jeahson León Avila 2010

- **Estribos**

Son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo, el peso de la losa de transición y las presiones del suelo (empuje de tierras).

FIGURA 2.13 Componentes de un estribo

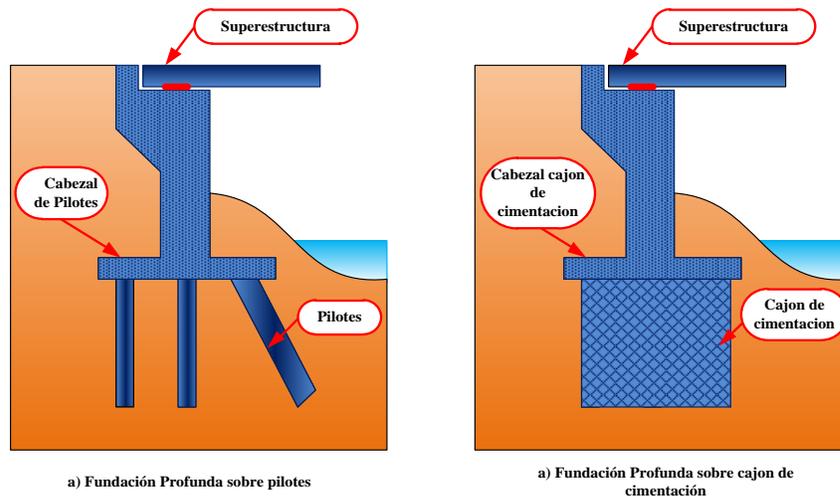


Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
Jeahson León Avila 2010

- **Fundaciones**

Se encuentran bajo el terreno de la superficie son encargados de transmitir toda la carga al suelo.

FIGURA 2.14 Fundación profunda sobre a) Pilotes, b) Cajón de cimentación



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
Jeahson León Avila 2010

Las fundaciones se pueden dividir en dos tipos:

- **Fundación superficial**
- **Fundación profunda**

2.4.3 Filosofía de seguridad

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)

Para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la inecuación en la Ec. 2.37 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 límite particular envuelve una

combinación de diferentes tipos de carga Q_i que tiene diferentes grados de predictibilidad, el lado de los efectos de carga es representado por la sumatoria de valores $\sum \gamma_i Q_i$. Si la resistencia nominal está dada por R_n , el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efectos de } \sum \gamma_i Q_i \quad (2.37)$$

Debido a que la Ec. 2.37 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:

$$\eta_i (\gamma_p M_{DC} + \gamma_p M_{DW} + \gamma_i M_{LL+IM}) \leq \phi M_u \quad (2.38)$$

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

2.4.4. Seguridad

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

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. 2.38 puede ser generalizada como:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.39)$$

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

En la Tabla 2.4 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño.

Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 2.5 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica.

Las combinaciones de carga para diversos estados límite mostradas en Tabla 2.4 son descritas abajo.

TABLA 2.5 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p en LRFD

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: Tabla 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2004).

2.4.4.4. Serviciabilidad

Las especificaciones LRFD tratan la serviciabilidad desde diferentes puntos de vista como: la durabilidad, inspeccionabilidad, mantenimiento, transitabilidad, deformaciones y futuros ensanchamientos.

2.4.5. Denominación de las cargas

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 pos-tesado (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.

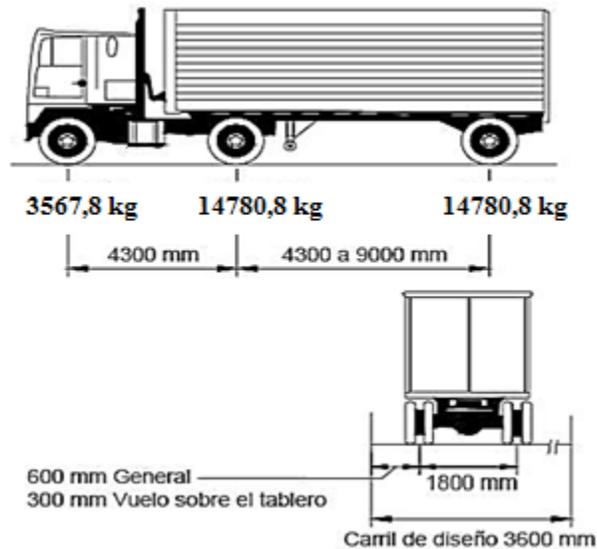
Carga viva vehicular de diseño

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

[A.3.6.1.2.2] Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 2.15. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en la Sección 5.3.6 o [A 3.6.2]

FIGURA 2.15 Camión de diseño

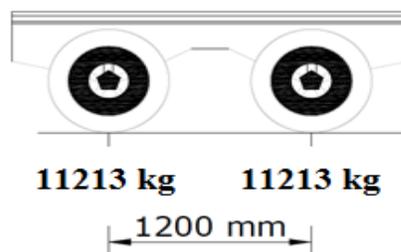


Fuente: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2004

Tándem de diseño

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, ver Figura 2.16.

FIGURA 2.16 Tándem De Diseño

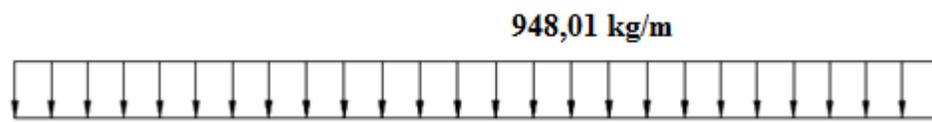


Fuente: Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2004

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, ver Figura 2.17. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

FIGURA 2.17 Carga de carril de diseño



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
Jeahson León Avila 2010

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 % como se especifica en la Tabla 2.7.

Cargas peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de **3.6 x 10⁻³ MPa** en todas las aceras de más de 600 mm

de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga de diseño.

Presencia múltiple

TABLA 2.6 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: Tabla 3.6.1.1.2-1 (AASTHO LRFD, 2004).

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 2.7 es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática

TABLA 2.7 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: Tabla 3.6.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2004).

Fuerza de frenado

Según la norma [A3.6.4]: 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:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D * V^2 \quad (2.40)$$

TABLA 2.8 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: Tabla 3.7.3.1-1 (AASHTO LRFD, 2004).

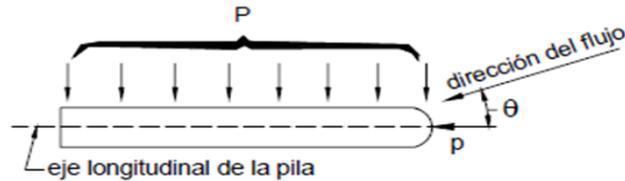
Desde el punto de vista teórico la expresión correcta de la anterior ecuación es:

$$p = C_D \frac{\gamma V^2}{2} \times 10^{-6} \quad (2.41)$$

- ✓ 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:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (2.42)$$

FIGURA 2.18 Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua



Fuente: (Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy Jeahson
León Avila 2010

- ✓ 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 2.9 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: Tabla 3.7.3.2-1 (AASHTO LRFD, 2004).

Cargas de viento

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B , para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla siguiente, y se debe aplicar a solamente una ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se aplican simultáneamente.

TABLA 2.10 Presiones básicas del Viento P_B

Ángulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	MPa	MPa	MPa	MPa
0	0,0036	0,0000	0,0024	0,0000
15	0,0034	0,0006	0,0021	0,0003
30	0,0031	0,0013	0,0020	0,0006
45	0,0023	0,0020	0,0016	0,0008
60	0,0011	0,0024	0,0008	0,0009

Fuente: (AASHTO LRFD, 2004).

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

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:

$$p = k\gamma_s z g (10^{-9}) \quad (2.43)$$

Donde:

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.

Coficiente de empuje lateral en reposo (k_0)

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

$$k_0 = 1 - \sin \phi_f \quad (2.44)$$

Donde:

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:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\Gamma[\sin^2\theta\sin(\theta - \delta)]} \quad (2.45)$$

Donde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta)\sin(\phi_f - \delta)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta + \delta)}} \right]^2 \quad (2.45)$$

Y además:

δ = Ángulo de fricción entre el relleno y el muro tomado como se especifica la Tabla 2.11

β = Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la Figura 2.19

θ = Ángulo que forma el respaldo del muro respecto a la horizontal como indica la Figura 2.19

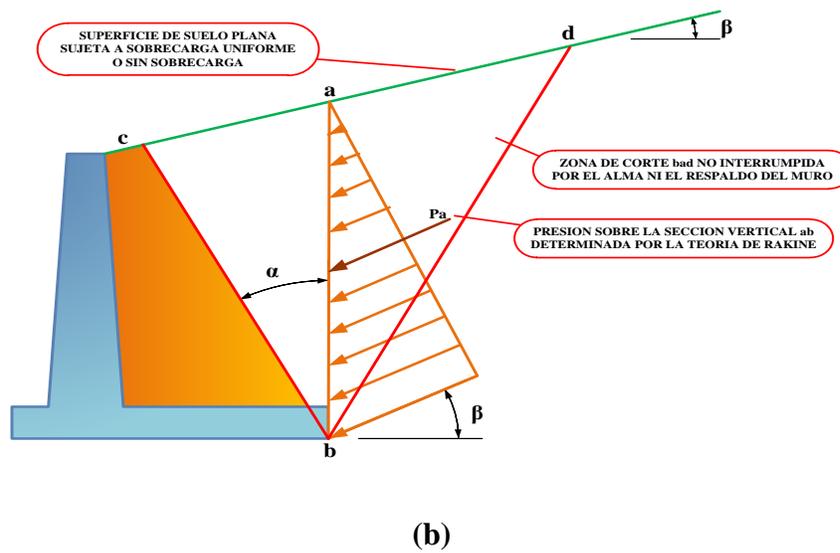
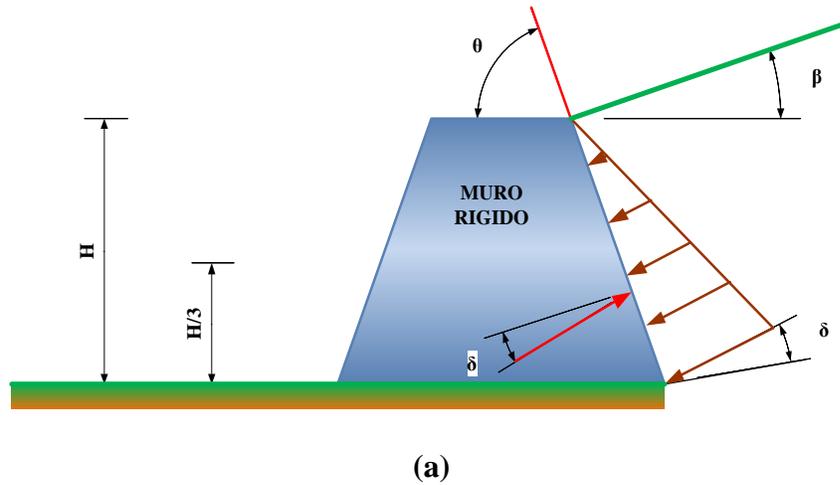
ϕ = Ángulo efectivo de fricción interna

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 como se muestra en la Figura 2.19b. 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 2.19 Simbología para el empuje activo



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy

Jeahson León Avila 2010

TABLA 2.11 Ángulo de Fricción Entre Diferentes Materiales

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave 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: Tabla 3.11.5.3-1 (AASHTO LRFD, 2004)

Coefficiente de empuje lateral pasivo, (k_p)

Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de (A3.11.5.4-1) para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal, o de (A3.11.5.4-2) 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:

$$p_p = k_p \gamma_s g z 10^{-9} + 2c \sqrt{k_p} \quad (2.46)$$

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:

$$\Delta_p = k_s q_s \quad (2.47)$$

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:

$$\Delta_p = k * g * h_{eq} * 10^{-9} \quad (2.48)$$

Las alturas de suelo equivalente, h_{eq} , para cargas carreteras sobre estribos y muros de sostenimiento se pueden tomar de las Tablas 2.12 y 2.13.

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 2.12 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.

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

Fuente: Tabla 3.11.6.4-1 (AASHTO LRFD, 2004)

TABLA 2.13 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: Tabla 3.11.6.4-2 (AASHTO LRFD, 2004)

2.4.5.5 Distribución de cargas para el diseño de la superestructura

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.

El ancho de faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 2.15 o [A 4.6.2.1.3-1], en esta se utiliza la siguiente simbología:

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 2.14 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: Tabla 4.6.2.1.3-1 (AASHTO LRFD, 2004)

Puentes vigas - losa

Las vigas longitudinales reciben las cargas de la losa, a la que dan soporte. A su vez, las vigas longitudinales se dividen en vigas exteriores y vigas interiores.

Para la distribución de las cargas sobre las vigas longitudinales de un puente cuyo tablero está compuesto por una losa y vigas longitudinales es necesario estudiar independientemente la acción de la carga muerta y de la carga viva.

Carga muerta

La carga muerta se distribuye en cada una de las vigas de acuerdo a su área tributaria. En general la carga muerta está compuesta por el peso propio de la viga y por el peso de la losa.

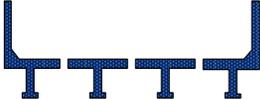
Carga viva

La determinación de las solicitaciones producidas por la carga viva sobre las vigas longitudinales es un problema altamente indeterminado dada la naturaleza móvil de la carga viva. Además, las cargas vivas no se aplican directamente sobre las vigas sino sobre la losa. Para resolver este problema la AASHTO LRFD permite una simplificación para determinar la distribución lateral de las cargas vivas en vigas interiores y exteriores.

Distribución de cargas según la norma AASHTO LRFD

Los factores de distribución de carga, generados de las expresiones encontradas en las Tablas [A 4.6.2.2.2a-f] y [A 4.6.2.2.3a-c], dan como resultado un número decimal o fracción del carril y sirven para el diseño de la viga.

TABLA 2.15 Superestructuras habituales

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)

Sección doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 <p style="text-align: center;">(k)</p>
---	--	--

Fuente: Tabla 4.6.2.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2004)

2.5. Diseño y cálculo estructural de superestructura y subestructura

2.5.1. Materiales

2.5.1.1. Concreto

Resistencia a compresión

La resistencia a la compresión del hormigón (f_c') a 28 días después del colocado es usualmente obtenida de un cilindro estandarizado de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura cargado longitudinalmente a rotura. El módulo de elasticidad del concreto, E_c 2.49 como:

$$E_c = 0.043 * \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (2.49)$$

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), E_c 2.50 como:

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \text{ Mpa} \quad (2.50)$$

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 B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- ✓ 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 axil, el último método no es práctico

2.5.1.2. Refuerzo de acero

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.

2.5.1.3. Acero de pretensado

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.

TABLA 2.16 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: Tabla 5.4.4.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2004)

Se pueden diferenciar dos tipos de cables

Cable (tendón) adherente: Es el cable en el cual el acero de pretensado se adhiere al hormigón, asimismo los tendones adherentes pueden reducir la cuantía de armadura pasiva, dado que su comportamiento es mejor frente a fisuración que el de los no adherentes

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

2.5.2.1. Teoría básica de diseño

Las especificaciones AASHTO fueron desarrolladas 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.

El requisito para el diseño de un puente para cada estado límite en el formato LRFD es:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.51)$$

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.

Si la profundidad efectiva, de, un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en una distancia $d/2$ más próxima de la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm^2/m de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (2.52)$$

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 están 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 2.4 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.

Fatiga del hormigón

Cuando el concreto está sometido a cargas fluctuantes en lugar de cargas sostenidas, su resistencia a la fatiga, al igual que para otros materiales, es considerablemente menor

que sus resistencia estática. Cuando en concretos simples se introducen esfuerzos cíclicos de compresión variando desde cero hasta el máximo esfuerzo, el límite de fatiga esta entre el 50 y el 60 % de la resistencia a la compresión estática, para 2.000.000 de ciclos.

Fatiga de las barras de acero

En fatiga de metales, uno o más fisuras microscópicas se forman después de que un ciclo de esfuerzos que se ha repetido un número suficiente de veces. Estas fisuras de fatiga ocurren en puntos de concentración de esfuerzos u otras discontinuidades y aumentan gradualmente con el incremento en el número de ciclos de esfuerzos.

Fatiga de los tendones de pre-tensado

La AASTHO [5.5.3.1] dice que, en la regiones de los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado que comprimidas bajo la acción de la carga permanente y tensión de pre-tensado, solo se deberá considerar la fatiga si esta tensión de compresión es menor que dos veces la máxima tensión de tracción debida a la sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a la fatiga, en combinación con el camión de fatiga.

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 normativa. Las diferencias entre las combinaciones de carga por resistencia están asociadas principalmente con los factores de carga aplicados a la carga viva.

TABLA 2.17 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, 2004)

2.5.3 Análisis y diseño de la Losa

2.5.3.1 Método aproximado de las fajas equivalentes

El ancho de faja equivalente sobre la cual las cargas de ruedas pueden ser consideradas distribuidas en losas de hormigón coladas in situ se muestran en la tabla 2.14.

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.

2.5.3.2 Secciones de diseño

La sección de diseño para momentos negativos y fuerzas de corte se pueden tomar de la siguiente manera:

Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Té y doble Te- Un tercio del ancho del ala, pero no más de 0,38m, a partir del eje del apoyo. [4.6.2.1.6]

2.5.3.3 Mínima altura y recubrimiento

La altura de un tablero de hormigón excluyendo cualquier tolerancia para pulido o superficie sacrificable debe ser mayor o igual que 0,175m [9.7.1.1]

El mínimo recubrimiento de hormigón en la losa debe cumplir [5.12.3]:

Fondo de losas hormigonadas In Situ..... 2,5 cm

Superficie de tableros..... 5,0 cm

2.5.3.4 Armadura de distribución

Las losas deberán tener cuatro capas de armadura, dos en cada dirección [9.7.3.1]

En la parte inferior de las losas se debe disponer armadura en la dirección secundaria; ésta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo [9.7.3.2]:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico: $1750/\sqrt{S} \leq 50\%$
- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico: $3840/\sqrt{S} \leq 67\%$

Donde S: longitud de tramo efectiva en [mm]

La longitud efectiva se determina como [9.7.2.3]:

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

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

2.5.4. Diseño de vigas pretensadas

2.5.4.1. Diseño por flexión basado en esfuerzos permisibles

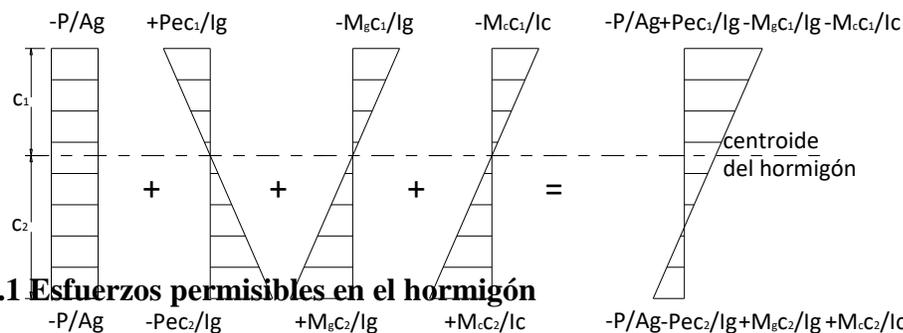
El estado límite de servicio aún es aplicado en el diseño de miembros de hormigón con tendones de acero que pre comprimen la sección de tal manera que los esfuerzos en el hormigón " f " pueden ser determinados de las propiedades de la sección elástica no fisurada y la ecuación familiar:

$$f = -\frac{P}{Ag} \pm \frac{P * e * c}{Ig} \mp \frac{M * c}{Ig} \quad (2.53)$$

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

$$f = -\frac{P}{Ag} \pm \frac{P * e * y}{Ig} \mp \frac{M_g * y}{Ig} \mp \frac{M_c * y}{Ic} \quad (2.54)$$

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.



2.5.4.1.1 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 2.18 Limites de tensión en hormigón pretensado antes de las pérdidas –
elementos totalmente pretensado

Tensión De Compresión	
Elementos Pretensados	$0.6 * f'_{ci}$
Elementos Postesados	$0.6 * f'_{ci}$
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: Tabla 5.9.4.1 (AASHTO LRFD, 2004)

TABLA 2.19 Limites de tensión en hormigón pretensado antes de las pérdidas
elementos totalmente pretensado

Tensión De Compresión	
Excepto en puentes construidos 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: Tabla 5.9.4.2 (AASHTO LRFD, 2004)

2.5.4.1.2 Inecuaciones de condición

Etapa Inicial (transferencia)

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

Inecuación I

$$-\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i * e_g}{S_{1g}} - \frac{M_{dg}}{S_{1g}} \leq f_{ti} \quad (2.55)$$

Inecuación II

$$-\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i * e_g}{S_{2g}} + \frac{M_{dg}}{S_{2g}} \geq f_{ci} \quad (2.56)$$

Etapa Final (servicio)

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

Inecuación III

$$-\frac{R * P_i}{A_g} + \frac{R * P_i * e_g}{S_{1g}} - \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{1g}} - \frac{M_{d2} + M_L}{S_{1c}} \geq f_{cs} \quad (2.57)$$

Inecuación III

$$-\frac{R * P_i}{A_g} - \frac{R * P_i * e_g}{S_{2g}} + \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{2g}} + \frac{M_{d2} + M_L}{S_{2c}} \leq f_{ts} \quad (2.58)$$

2.5.4.1.3 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

$$eg \leq \left(f_{ti} + \frac{P_i}{A_g} + \frac{M_{dg}}{S_{1g}} \right) \frac{S_{1g}}{P_i} \quad (2.59)$$

Inecuación II

$$eg \leq - \left(f_{ci} + \frac{P_i}{A_g} - \frac{M_{dg}}{S_{2g}} \right) \frac{S_{2g}}{P_i} \quad (2.60)$$

Inecuación III

$$eg \geq \left(f_{cs} + \frac{R * P_i}{A_g} + \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{1g}} + \frac{M_{d2} + M_L}{S_{1c}} \right) \frac{S_{1g}}{R * P_i} \quad (2.61)$$

Inecuación IV

$$eg \geq - \left(f_{ts} + \frac{R * P_i}{A_g} - \frac{M_{dg} + M_{d1}}{S_{2g}} - \frac{M_{d2} + M_L}{S_{2c}} \right) \frac{S_{2g}}{R * P_i} \quad (2.62)$$

2.5.4.2 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:

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (2.63)$$

Donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y}{0,85f'_c\beta_1 b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.64)$$

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

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (2.65)$$

Donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85f'_c\beta_1 b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.66)$$

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 $0,5f_{pu}$):

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (2.67)$$

Siendo:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (2.68)$$

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado

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

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

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

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción

b = ancho del ala comprimida

b_w = ancho del alma

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

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

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

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

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

a = altura del diagrama de tensiones equivalente

2.5.4.2.1. Armadura máxima

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

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (2.69)$$

Siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (2.70)$$

Donde:

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.

2.5.4.2.2. 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:

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} \right) \leq S_c f_r \quad (2.71)$$

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

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

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

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

Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por S_c

*1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia.

2.5.4.3. Diseño por cortante

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

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0,25 * f_c' * b_w * d_v + V_p \quad (2.72)$$

Siendo:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (2.73)$$

Donde:

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva.

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

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

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s} \quad (2.74)$$

El área de refuerzo al corte requerido por cálculo será:

$$A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p\right) * s}{f_y * d_v} \quad (2.75)$$

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

2.5.4.3.1. 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:

$$V_{ci} = 0,05\sqrt{f_c'} b_w * d_p + V_d + \frac{V_i * M_{cr}}{M_{máx}} \leq \frac{1}{7\sqrt{f_c'} b_w} * d_p \quad (2.76)$$

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f_{c'}} + f_{pc})b_w * d_p + V_p \quad (2.77)$$

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

$M_{m\acute{a}x}$ = 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

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} * (0,5\sqrt{f_{c'}} + f_{pe} - f_d) \quad (2.78)$$

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

$$V_c = \left(0,05\sqrt{f_{c'}} + 5 \frac{V_u * d_p}{M_u} \right) b_w * d_p \quad (2.79)$$

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

2.5.5.4. Pérdidas de pretensado

En elementos postesados se tiene:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pEs} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (2.80)$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total

Δf_{pF} = pérdida por fricción

Δf_{pA} = pérdida por acuanamiento de los anclajes

Δf_{pEs} = pérdida por acortamiento elástico

Δf_{pSR} = pérdida por contracción

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón

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

2.5.5.4.1. Pérdidas Instantáneas

2.5.5.4.1.1. Acuñaamiento de los Anclajes

A medida que la carga se transfiere a los dispositivos de anclaje en la construcción postensada, se presentará un leve movimiento hacia adentro del tendón, mientras que las cuñas se ajustan y el anclaje mismo.

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

$$\Delta f_s = \frac{\Delta_L}{L} E_s \quad (2.81)$$

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

2.5.4.4.1.2 Fricción

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

P_{px} , la fuerza en los tendones de postesado a una distancia l_{px} del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})} \quad (2.82)$$

Cuando $(K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})$ no es mayor que 0.3 P_{px} puede calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} * (1 + K * l_{px} + \mu_p * \alpha_{px})^{-1} \quad (2.83)$$

Los parámetros k y μ_p se los podrá encontrar de acuerdo a la siguiente tabla

TABLA R18.6.2 — COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TENDONES POSTENSADOS PARA UTILIZARSE EN LAS ECUACIONES (18-1) Ó (18-2)

			Coefficiente por desviación accidental, K	Coefficiente de curvatura μ_p
Tendones inyectados en revestimiento metálico		Tendones de alambre	0.0010 - 0.0015	0.15 - 0.25
		Barra de alta resistencia	0.0001 - 0.0006	0.08 - 0.30
		Torones de 7 alambres	0.0005 - 0.0020	0.15 - 0.25
Tendones no adheridos	Recubierto con mástico	Tendones de alambre	0.0010 - 0.0020	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0010 - 0.0020	0.05 - 0.15
	Pre engrasado	Tendones de alambre	0.0003 - 0.0020	0.05 - 0.15
		Torones de 7 alambres	0.0003 - 0.0020	0.05 - 0.15

Dónde:

P_{px} = fuerza de preesforzado evaluada a una distancia p_x A del extremo del gato

P_{pj} = fuerza de preesforzado en el extremo del gato

l_{px} = distancia desde el extremo del gato de un elemento de acero de preesfuerzo al bajo consideració

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

μ = coeficiente de fricción

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

e = base de los logaritmos neperianos

2.5.4.4.1.3. Acortamiento Elástico

En elementos pretensados, a medida que la fuerza del tendón se transfiere de los contrafuertes fijos a la viga de concreto, se presentará una deformación de compresión

$$ES = K_{es} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$

elástica e instantánea en el concreto, que tiende a reducir el esfuerzo en el acero de preesfuerzo adherido. La pérdida de esfuerzo en el acero es

(2.82)

$$P_i = \lambda.P_o$$

Tensión de compresión neta en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero

de pretensado, inmediatamente después de aplicar el pretensado al hormigón

f_{cip} = Tensión en el hormigón, en coincidencia con el baricentro del acero de pretensado, debido P_{pi}

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

E_s = Módulo de elasticidad del acero de pretensado; generalmente igual a 1950000 Kg/cm²

E_{ci} = Módulo de elasticidad del hormigón ; generalmente igual a 282495,13 Kg/cm²

K_{es} = Factor para elementos postesados en los cuales los cables se tesan en orden secuencial

hasta una misma tensión. Para otros procedimientos de postesado el valor de K_{es} puede

variar entre 0 - 0,5.

K_{cir} = Factor para elementos postesados igual a 1,0

$\lambda = 0.9 P_i$ = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en el Libro de Estructuras de Concreto Presforzado de Arthur Nilson que es adecuado estimar mas o menos el 10 % menor que el P_o

2.5.4.4.2. Pérdidas Diferidas

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

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

2.5.4.4.2.1. Contracción

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

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85 * H) \quad (2.85)$$

Donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción, en Mpa

2.5.4.4.2.2. Fluencia Lenta

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

$$\Delta f_{pCR} = 12f_{cgp} - 7\Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (2.86)$$

Dónde:

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

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

$$f_{cgp} = \left| -\frac{P_i}{A_g} - \frac{(P_i * e_g) e_g}{I_g} + \frac{M_{dg} * e_g}{I_g} \right| \quad (2.87)$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{d1} * e_g}{I_g} + \frac{M_{d2} * e_c}{I_c} \quad (2.88)$$

2.5.4.4.2.3. Relajación

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

- Para postesado con cables de aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 138 \text{Mpa} - 0,3 \Delta f_{pF} - 0,4 \Delta f_{pEs} - 0,2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (2.89)$$

- Para postesado con cables de baja relajación de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 0,3 \{ 138 \text{Mpa} - 0,3 \Delta f_{pF} - 0,4 \Delta f_{pEs} - 0,2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \} \quad (2.90)$$

Donde:

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

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

Δf_{pSR} = pérdida por contracción, en Mpa

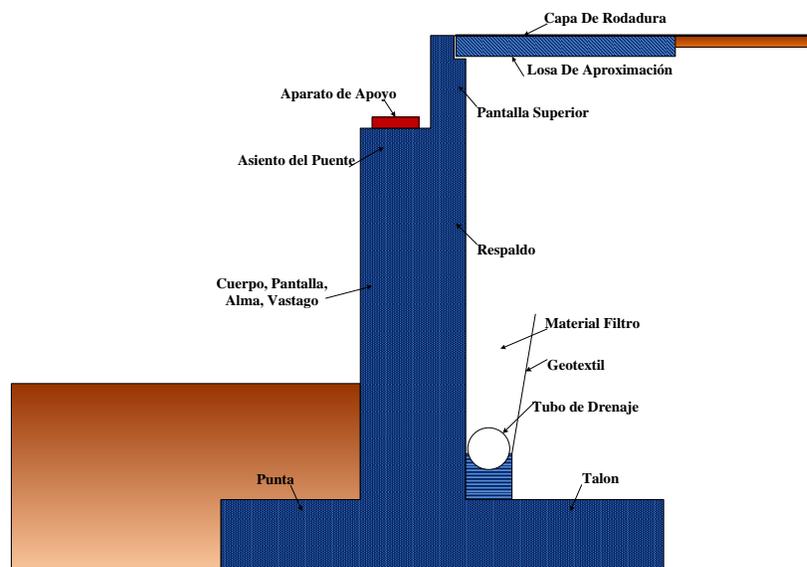
Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón, en Mpa

2.5.5. Estribos

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.

Componentes de un estribo:

FIGURA 2.20 Componentes de un estribo



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
Jeahson León Avila 2010

2.5.5.1. Tipos de estribos

La variedad de tipos de estribos es muy amplia por lo cual se los puede dividir de diferentes maneras:

- Estribo tipo gravedad.
- Estribo tipo semigravedad en voladizo
- Estribo con contrafuertes
- Un estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos

2.5.5.2. Selección del estribo

El procedimiento para seleccionar el tipo más apropiado de estribo se puede basar en las siguientes consideraciones:

1. Costo de construcción y mantenimiento.
2. Situación del movimiento de tierra, corte o relleno.
3. Tráfico durante la construcción.
4. Periodo de construcción.
5. Seguridad de los trabajadores.
6. Disponibilidad del costo del material de relleno.
7. Profundidad de la superestructura.
8. Medidas del estribo.
9. Área de excavación.
10. Estética con las estructuras adyacentes.
11. Experiencias previas con el tipo de estribo.

2.5.5.3. Estados límites

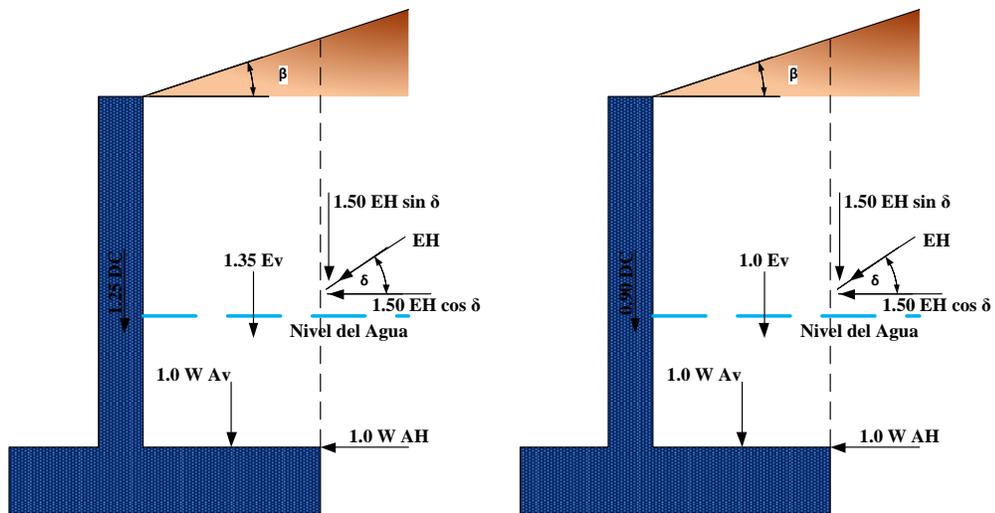
Se considera que se ha alcanzado un estado límite cuando un estribo falla para satisfacer su diseño. Los estados límites para el diseño de estribos pueden ser categorizados en: estados límites últimos o de resistencia, estados límites de servicio y estados límites de evento extremo, en el presente trabajo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

Estados límites últimos.- Un estribo alcanza un estado limite 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.

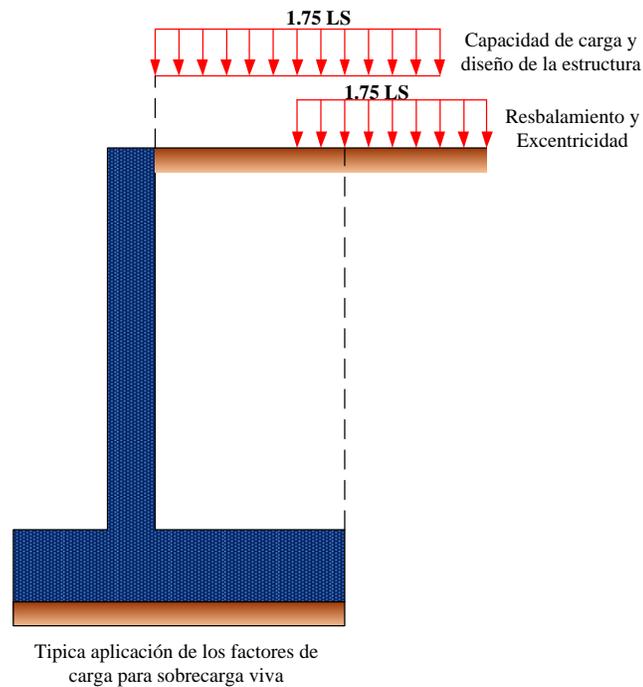
2.5.5.4. Factores de carga y de resistencia

FIGURA 2.21 Típicas Aplicaciones de factores de carga



Típica aplicación de los factores de carga
Para determinar la capacidad de carga

Típica aplicación de los factores de carga Para
determinar el resbalamiento y la excentricidad



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
Jeahson León Avila 2010

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

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

Donde:

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 2.22 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_r estimado a partir de datos de ensayos SPT	0,35
	usando ϕ_r estimado a partir de datos de ensayos CPT	0,45

Fuente: Tabla 10.5.5-1 (Especificaciones AASTHO LRFD, 2004)

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.

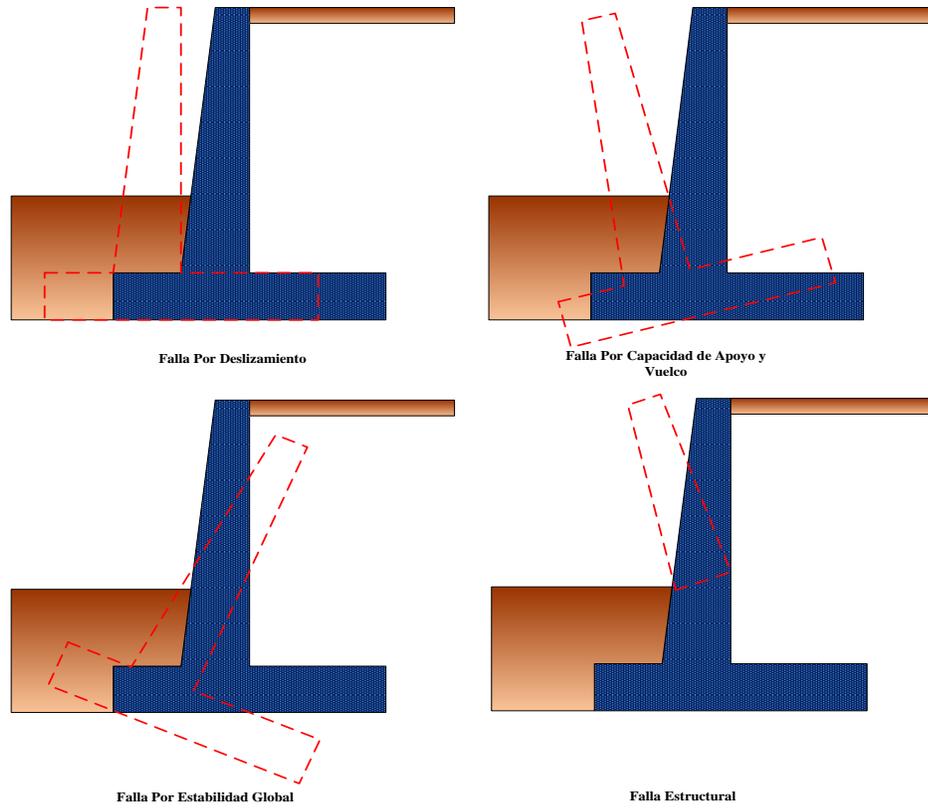
2.5.6.5. Fuerzas en un estribo

Las presiones de tierra ejercidas sobre un estribo pueden ser clasificadas en: reposo, activo, pasivo. Cada una de estas presiones de tierra corresponde a diferentes condiciones con respecto a la dirección y magnitud del movimiento del estribo.

2.5.5.6. Requisitos de diseño para estribos

Modos de falla para estribos.- los estribos están sujetos a varios estados límites o tipos de falla como es ilustrado en la Figura 2.22, la falla puede ocurrir dentro el suelo o en los elementos estructurales.

FIGURA 2.22 Modos de falla

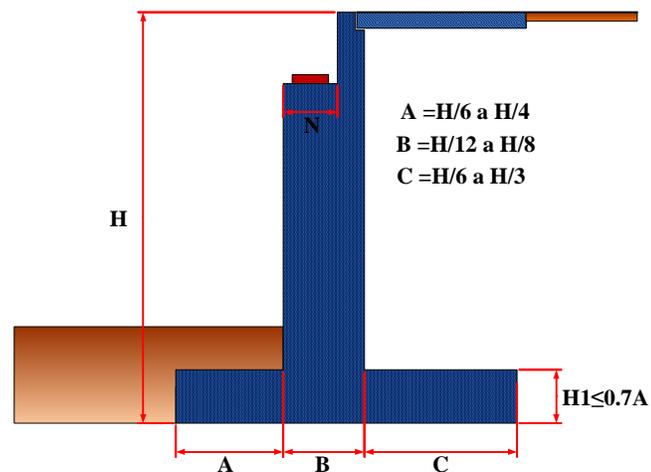


Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
 Jeahson León Avila 2010

2.5.5.7. Procedimientos de diseño para estribos

PASO 1. Dimensiones preliminares.- La Figura 2.24 muestra dimensiones usadas comúnmente para muros de semigravedad tipo pantalla, estas dimensiones pueden ser usadas para una primera prueba del estribo.

FIGURA 2.23 Dimensiones Preliminares De Un Estribo

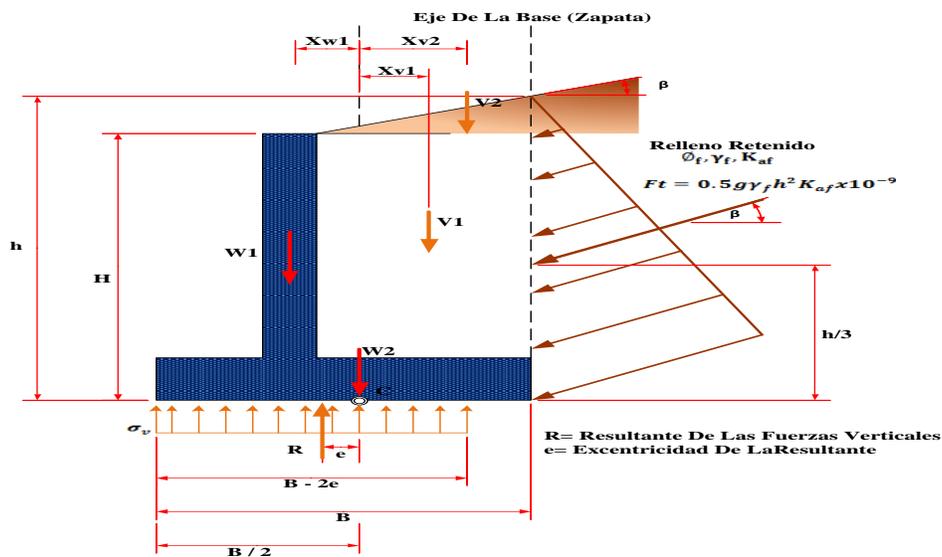


Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
 Jeahson León Avila 2010

PASO 2. Cargas y presiones de tierra.- Las cargas de diseño para un estribo se obtienen usando las combinaciones de carga de las Tablas 2.4 y 2.5. Los métodos para calcular el empuje de presión de tierra sobre el muro se discuten en la Sección 2.4.5.4.

PASO 3. Fuerzas de reacción en la base.- La Figura 2.25 muestra un típico muro tipo pantalla sujeto a varios tipos de carga que causan fuerzas de reacción las cuales son normales a la base (N) y tangentes a la base (Fr). Estas fuerzas de reacción se determinan para las combinaciones de carga en investigación.

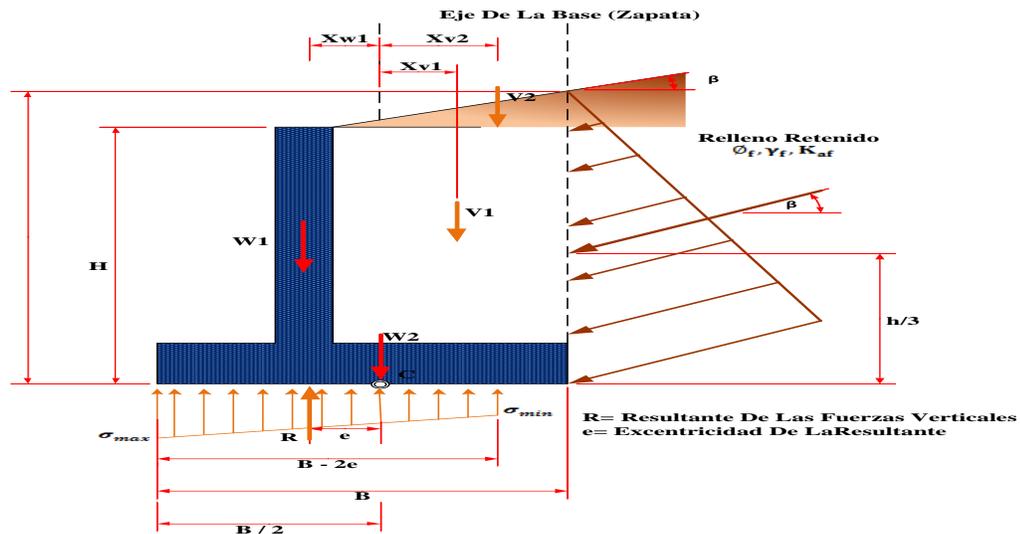
FIGURA 2.24 Criterios Para Determinar La Presión De Contacto En Fundaciones En Suelo y Roca



Sumando momentos respecto del punto C:

$$e = \frac{(F_t \cos \beta) h/3 - (F_t \sin \beta) B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 W_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_t \sin \beta}$$

a) **Fundación en suelo**



Fuente:(Universidad Mayor de San Simón) Paola Elizabeth Ramirez Coria-Nikhy
Jeahson León Avila 2010

Si $e > \frac{B}{6}$, σ_{min} bajará a cero, y a medida de “e” aumenta también la porción del talón de la zapata con tensión vertical nula.

Sumando momentos respecto del punto C:

$$e = \frac{(F_t \cos \beta) h/3 - (F_t \sin \beta) B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 W_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_t \sin \beta}$$

PASO 4. 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 2.25 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 2.25a y dentro los tres cuartos centrales de la base para fundaciones en roca, ver Figura 2.25b. 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 2.25a.

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 2.25b. 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 tomara 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 5. 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.

2.6 Estrategia para la ejecución del proyecto

2.6.1 Especificaciones técnicas

El volumen de las Especificaciones Técnicas para Construcción de puentes, tiene la siguiente estructura y organización:

Capítulos

Abarcan una serie de aspectos análogos en cuanto a rubros de construcción que frecuentemente se utilizan en proyectos viales.

Un capítulo puede contener varias secciones.

Secciones

Una SECCIÓN trata específicamente una determinada tarea de construcción que generalmente constituye un ítem que conforma el Presupuesto de Obra y del Pliego de Bases y Condiciones del Contrato.

Estructura de la especificación técnica

Una sección (ÍTEM DE TRABAJO) estará conformada por subsecciones que enfocan lo siguiente:

- ✓ Definición
- ✓ Materiales, Herramientas y Equipo
- ✓ Procedimiento Para La Ejecución
- ✓ Medición
- ✓ Forma De Pago

2.6.2 Precios unitarios

Los análisis de precios unitarios, que se calculan para cada uno de los ítems de una obra en base a las especificaciones y planos, juntamente con los correspondientes volúmenes de obra sirven para determinar el presupuesto de una obra.

Los elementos que componen un Precio Unitario son:

- ✓ Materiales
- ✓ Mano de obra
- ✓ Equipo, maquinaria y herramienta
- ✓ Gastos generales y administrativos
- ✓ Utilidad
- ✓ Impuestos

2.6.3 Cómputos métricos

Por medio del cómputo métrico se miden las estructuras que forman parte de una obra de ingeniería o de arquitectura, con el fin de:

Establecer la medición de c/u o de todos los elementos constitutivos de una obra.

Determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

Establecer el costo de la misma, o de una de sus partes.

Elegir la opción más conveniente.

Este proceso se realiza en la etapa de oficina, antes de la obra, sobre los planos y según documentación, (existe la otra medición “conforme a obra”).

Implica el uso de fórmulas geométricas (perímetro, superficie, volúmenes) cálculos aritméticos, unidades de medidas.

Principios generales (guía para el desarrollo del trabajo):

✓ Estudiar la documentación

✓ Respetar las indicaciones específicas de la misma

Confrontar planos y pliegos para obtener mayor exactitud en el resultado de la tarea.

✓ Ajustarse a las normas de medición:

✓ Medir con exactitud:

Deberá ser mayor cuánto más importante sea el costo del rubro que se analiza, para evitar desperdicios, aunque todos los componentes hacen al precio final de la obra.

✓ Proceso:

Para evitar repeticiones u omisiones se recomienda tachar con distintos colores los elementos computados, siguiendo un orden de recorrido.

Documentos necesarios

1. Planos de obra: planta, cortes, fachadas (planos definitivos, sino implica rectificar la medición).
2. Planos y planillas de estructuras.
3. Planos de detalles.
4. Pliego de condiciones: cláusulas especificadas y/o listas de trabajo.
5. Planos de instalaciones.

Según su finalidad puede hacerse un presupuesto estimado de la obra para saber si es viable un proyecto o no; el otro es ya un presupuesto de compromiso, donde se detallan completos todos los rubros analizados y busca la obtención del presupuesto definitivo.

Hay tres tipos de métodos para la valoración:

a) Presupuesto por analogía:

Determinar un costo aproximado de una obra comparándola con otra de semejantes características técnicas y funcionales. Es un buen elemento de juicio para establecer comparaciones o verificar la parte económica de un proyecto.

b) Por equivalencia:

Determina la incidencia que tiene el rendimiento de la mano de obra en cada rubro (ej: % de incidencia de las hs/ h de oficial y ayudante necesarios para revoque y mampostería, cuánto equivale el valor de una y otra mano de obra en el presupuesto), como así también podemos tener el costo de la obra actualizado por el “ número índice” del costo de la construcción, dando así las variaciones relativas de éste a lo largo de los años (utilizado debido a la afectación de la inflación sobre los valores).

c) Por análisis de costos:

Determina los costos con la mayor aproximación. Así el mismo se convierte en un documento del contrato, porque da certidumbre del costo probable y sirve de guía para la organización operativa de la obra además del contralor de su rendimiento económico.

Este detalla:

- a) La cantidad y costo total de cada material.
- b) La cantidad y costo total de c/u de las especialidades de la mano de obra.
- c) El plan de trabajo, distribuir las cantidades dadas en a) y b).
- d) El plan de inversión, es decir dinero distribuido en el tiempo.

3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis del levantamiento topográfico.

Toda la información respecto a la topografía, curvas de nivel, perfiles, secciones transversales, niveles y elevaciones revisar ANEXO I y planos.

3.2 Análisis del estudio de suelos

El estudio de suelos fue realizado por la Empresa Consultora LABOMAT SRL, el estudio se encuentra en el ANEXO VIII del proyecto.

3.3 Análisis del estudio hidrológico e hidráulico

Para poder ver más detalles del cálculo hidrológico revisar ANEXO III.

Se realizó el estudio hidrológico de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo los siguientes parámetros y resultados:

Tabla 3.1 Parámetros de la cuenca:

CARACTERÍSTICA	UNIDAD	CANTIDAD	Observación
----------------	--------	----------	-------------

Área de la cuenca	<i>Km²</i>	938,66	-
Perímetro de la cuenca	<i>Km</i>	181.51	-
Altitud máxima de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	4500	-
Altitud mínima de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	1720	-
Longitud media del cauce principal	<i>Km</i>	67.74	-
Pendiente media del río principal	<i>%</i>	0.83	-
Altura media de la cuenca	<i>m.s.n.m.</i>	2300	Altura al 50% de area

Fuente: Elaboración Propia

Las estaciones utilizadas para la presente área de influencia son: Aeropuerto, San Jacinto Sud, Tolomosa, Rejará, Pampa Redonda, Canchasmayu, Calderillas, Juntas, San Nicolás, Padcaya, Chocloca, Cañas, Calamuchita.

Tabla 3.2 Estaciones pluviométricas de la zona de estudio

Estación	Longitud S	Longitud W	Altura m.s.n.m.	Tipo de estación	Años registrados
Aeropuerto	21° 32' 48"	64° 42' 39"	1849	Pluviométrica	1955-2016
San Jacinto Sud	21° 36' 37"	64° 43' 12"	1820	Pluviométrica	1976-2016
Tolomosa	21° 37'	64° 46'	1900	Pluviométrica	1968-1992
Rejará	22° 01'	64° 59'	3000	Pluviométrica	1980-2002
Pampa Redonda	21° 42'	64° 49'	1950	Pluviométrica	1976-1993

Canchasmayu	21° 53'	64° 53'	1120	Pluviométrica	1976-1992
Calderillas	21° 45'	64° 57'	2800	Pluviométrica	1976-2002
Juntas	21° 48'	64° 48'	1900	Pluviométrica	1976-2007
San Nicolás	21° 43'	64° 41'	1800	Pluviométrica	1987-2002
Padcaya	21° 53'	64° 43'	2010	Pluviométrica	1975-2002
Chocloca	21° 47' 21"	64° 46' 37"	1884	Pluviométrica	1976-2009
Cañas	21° 54' 08"	64° 51' 03"	2078	Pluviométrica	1978-2016
Calamuchita	21° 46' 05"	64° 43' 06"	2078	Pluviométrica	1976-2015

Fuente: SENAMI

De acuerdo a lo especificado en la ecuación 2.8 y 2.9 se establecieron los parámetros de la cuenca siendo los siguientes.

Tabla 3.3 Parámetros estadísticos de las estaciones

Estación	n	Media X	Moda Ed	Características Kd	Desviación estándar Sx
Aeropuerto	60	56,102	48,569	0,611	16,518
San Jacinto Sud	38,00	53,56	44,78	0,772	19,25
Tolomosa	25	44,272	37,95	0,65	13,84
Rejará	22	36,5	33,46	0,35	6,65

Pampa Redonda	16	75,28	62,31	62,31	28,43
Canchasmayu	17	67,158	58,89	0,55	18,11
Calderillas	27	71,61	63,54	0,49	17,68
Juntas	32	52,48	43,84	0,77	18,95
San Nicolas	15	50,85	39,39	1,14	25,13
Padcaya	25	51,90	34,81	1,93	37,47
Chocloca	28	47,2	41,27	0,56	12,99
Cañas	36	55,76	46,71	0,76	19,84
Calamuchita	16	37,11	32,99	0,49	9,03

Fuente: Elaboración Propia

La característica ponderada es $Kd = 0,986$

La moda ponderada es $Ed = 79,032$

3.3.1 Tiempo de concentración.

Se determinó el tiempo de concentración de acuerdo a las ecuaciones mencionadas en el marco teórico adoptando el siguiente tiempo de concentración.

Tabla 3.4 Tiempo de concentración

MÉTODO	Tc (hr)	Promedio
CALIFORNIA	5.85	5.65
GIANDOTTI	3.27	

VENTURA Y HARAS	7.66	
-----------------	------	--

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se eligió un método no promediado es decir sólo se consideró aquellos tiempos que son próximos de los cuales se estableció la media aritmética.

De donde se adopta un tiempo de concentración $T_c = 5.65$ h.

3.3.2. Caudal máximo

Se determinó el caudal máximo de acuerdo a lo especificado en el marco teórico obteniendo el siguiente caudal máximo.

Tabla 3.5 Caudal máximo

MÉTODO DE CÁLCULO	T	Q máx.
.....	Años	m ³ /s
GUMBEL	100	1870.83
MÉTODO RACIONAL	100	2030.67
HIDROGRAMA TRIANGULAR	100	1382.33

Fuente: Elaboración Propia

De donde se descartó el método racional ya que es utilizado para cuencas menores:

Finalmente se adopta un caudal de diseño de $Q_d=1870.83 \text{ m}^3/\text{s}$

3.3.3. Tirante de circulación máximo.

El tirante de circulación se lo determinó de acuerdo a lo especificado en el marco teórico, utilizando un programa computacional (H CANALES)

Datos:

Qmax= Caudal máximo.

b= Ancho de la sección

Z= Talud.

n= coeficiente de rugosidad.

S= Pendiente aproximada.

Qmax= 1870,83 **m³/s**

b= 77,768 **m**

z= 0

n= 0,02298

s= 0,0083 **m/m**

Ecuación de Máning:

$$Q = \frac{1}{n} A * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

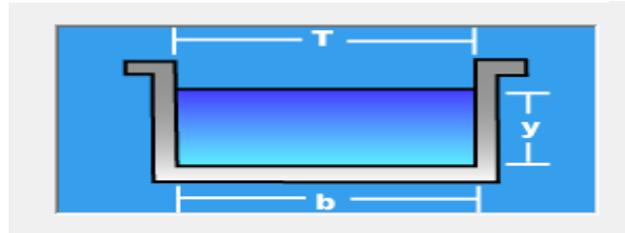
Donde:

n= Coeficiente de rugosidad

Rh= Radio hidráulico.

S= Pendiente hidráulica del cauce.(m/m)

A= Area de la sección.



RESULTADOS:

Area hidráulica =	235,38 m ²
Velocidad del Cauce =	7,94 m/s
Espejo de Agua T =	77,26 m
Número de Froude =	1,4539
Tipo de Flujo =	Supercrítico
Perímetro (p) =	83,3532 m
Radio hidráulico =	2,8239 m
Energía Especifica =	6,2664 mkg/kg

$$Y_{max} = 3.04 \text{ m}$$

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 3.6 Profundidad de socavación general

MÉTODO	h(m)	
Nell	2.91	Socavación Asumida.
Lacey	2.93	
		H=3 m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla3.7 Profundidad de socavación local

MÉTODO	h(m)	Socavación
Larras	0.9975	Asumida. H=1.7 m
Neill	2.09	
Froehlich	1.3	

Fuente: Elaboración Propia

Se adoptará para los estribos una socavación general $H_{\text{socav.en estribo}} = 3 \text{ m}$

Se adoptará para las pilas la suma de la general más la local $H_{\text{socav. en pilas}} = 4.7 \text{ m}$

Parámetros finales del estudio hidrológico.

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

Tabla 3.8 Resultados del estudio hidrológico

Características	Unidad	Cantidad
Caudal	m ³ /s	1870.83
Área	m ²	938,66
Perímetro mojado	m	83.35
Pendiente	m/m	0.0083
Velocidad	m/s	7.94
Tirante máximo	m	3.04
Socavación en pilas	m	4.7
Socavación en Estribos	m	3

Fuente: Elaboración Propia

3.4. Idealización de la superestructura e infraestructura

Todo el cálculo de la superestructura y de la infraestructura se detalla mayor en el

ANEXO IV.

Para el ancho de carril tomaremos en cuenta las recomendaciones proporcionadas por la ABC (Administradora Boliviana de Carreteras).

Las cargas y combinaciones de carga serán bajo la Norma AASHTO-LRFD 2004

3.4.1 Superestructura

La idealización de la superestructura tiene los siguientes componentes:

Barandado y postes

En el diseño del proyecto, los pasamanos y los postes estarán compuestos de hormigón armado. Se diseñará a flexión y verificación a corte, y serán prefabricados.

Acera

La acera estará compuesta de hormigón armado. Se diseñará a flexión, al igual que una losa en voladizo.

Bordillo

El bordillo estará compuesto de hormigón armado. Se diseñará a corte y flexión.

Tablero

El diseño del tablero estará compuesto por dos tipos de losas, por dos losas externas y tres losas internas de hormigón armado, se diseñarán armadura de flexión para momentos positivos y para momentos negativos.

Vigas principales

El diseño de las vigas estará compuesto de hormigón postesado y sus armaduras, se calculará el número de torones para la armadura postesada, verificaremos a corte para

verificar si es necesaria la armadura de corte y verificaremos a flexión para verificar si la viga necesitará armadura pasiva.

Diafragmas

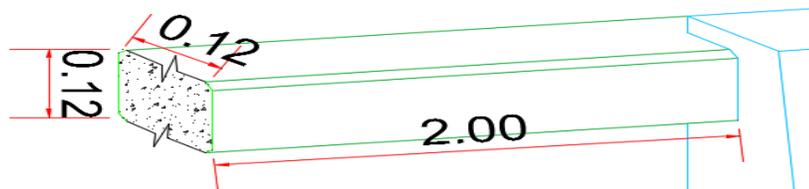
Los diafragmas estarán compuestos de hormigón armado, se diseñará la armadura de flexión y la armadura de corte.

3.4.1.1 Predimensionamiento

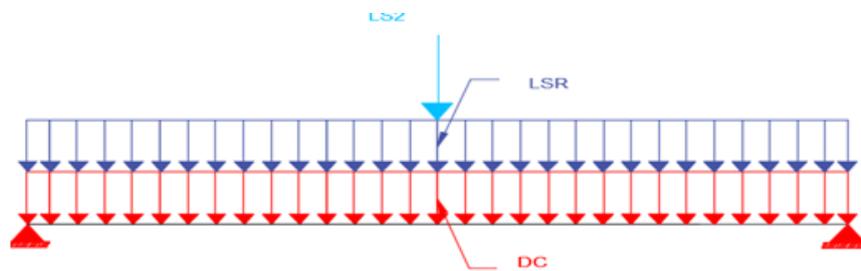
Luz del puente:	20 m
Número de vigas:	2 Vigas
Ancho de la calzada :	$a = 4.5$ m
Altura del bordillo :	$hb = 0.45$ m
Ancho útil de la vereda :	$Av = 1$ m
Ancho del bordillo :	$Av = 0.25$ m
Número de carriles	$Nc = 1$
Resistencia característica del H°A° :	$f'c = 280$ kg/cm ²
Resistencia característica del acero :	$fy = 4200$ Kg/ cm ²

3.4.1.2 Diseño de los pasamanos

Se diseñará para el puente un barandado según lo establecido por norma con una altura de 1.10 m.

a) **Diseño a flexión****Figura 3.1** Esquema de pasamanos

Fuente: Elaboración propia

Cargas vivas**Figura 3.2** Esquema de cargas vivas en pasamanos

Fuente: Elaboración propia

Momento último $M_U = 18897.8$ kg.cm

$A_s \text{ nec} = 0.57 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ min} = 0.36 \text{ cm}^2$

$A_s = 0.57 \text{ cm}^2$

FINALMENTE USAR: **2 Ø 6 mm**

Diseño a corte

calculamos el diámetro necesario para esa area.

$$\theta = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{v_{\min}}}{\pi}} \quad \text{Ø} = 0,34 \text{ cm}$$

Asumimos: 6 mm

Finalmente usar:

φ 6 mm c/ 20 cm

3.4.1.3 Diseño de los postes.

Base menor = 0,15 m

Base mayor = 0,20 m

Ancho = 0,15 m

Longitud = 1,06 m

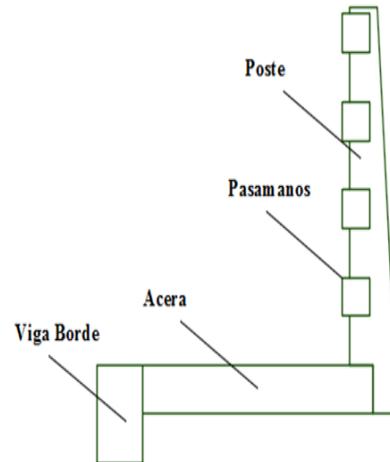
Peso propio = No se considera.

Recubrimiento = 2 cm

Momento último $M_U = 44239.9$ kg.cm

As nec = 0.68 cm²

As min = 1.16 cm²



As = 1.16 cm²

FINALMENTE USAR: 2 Ø 6 mm

Fuerza cortante último $v_u = 419.22$ kg

Resistencia del hormigón al esfuerzo de corte $v_c = 1245.117$ Kg.

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

FINALMENTE USAR: Ø 6 mm c/20 cm

PASAMANOS

As de flexión Usaremos **2Ø 6 mm** en ambos extremos del pasamanos.

As de corte Usaremos **Ø 6mm c/20cm** en ambos extremos del pasamanos.

POSTES

As de flexión Usaremos **2Ø 10 mm** en ambos extremos del pasamanos.

As de corte Usaremos **Ø 6mm c/20cm** en ambos extremos del pasamanos.

3.4.1.4 Diseño de la vereda.

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

Altura de la vereda = 0,15 m

Peso propio de la vereda = 187.026 Kg/m

Recubrimiento = 2,5 cm

Carga por rueda eje delantero = 1783,89 kg

Carga por rueda eje trasero = 7390,42 kg

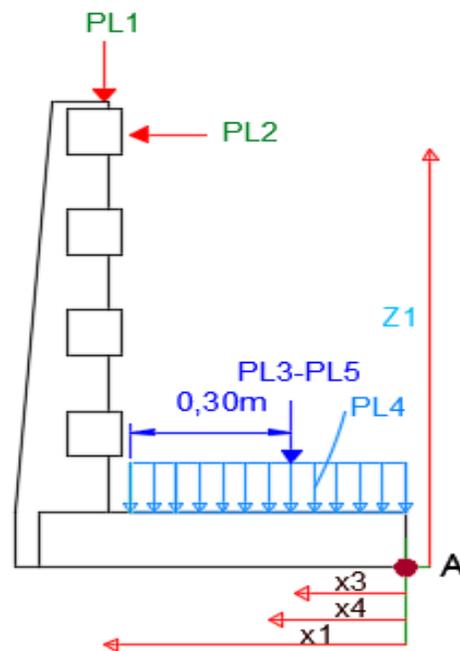


Figura 3.3 Esquema de cargas en la vereda

Fuente: Elaboración propia

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

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

Momento $M_u = 926.39 \text{ kg.m/m}$

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

Momento $M_u = 1233.33 \text{ kg.m/m}$

Hipótesis III: Se tomará en cuenta las cargas debido al peso propio y la sobrecarga de la rueda trasera.

Momento $M_u = 4148.30 \text{ kg.m/m}$

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

Momento último $M_u = 4148.30 \text{ kg.cm}$

As nec = 16.64 cm^2/m

As min = 2.11 cm^2/m

As = 9.95 cm^2/m

FINALMENTE USAR: $\text{Ø } 12 \text{ mm c/11 cm}$

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

(Art. 9.7.3.2) AASHTO-LRFD

As Distribución= 6.67 cm^2/m

FINALMENTE USAR: $\text{Ø } 10 \text{ mm c/11 cm}$

ACERA

As. De Flexión	9 $\text{Ø } 12 \text{ mm}$	c/11 cm por metro.
As. De Distribución	9 $\text{Ø } 10 \text{ mm}$	c/11 cm por metro.

3.4.1.5 Diseño del bordillo

Dimensiones del bordillo

Altura del bordillo = 0,45 m

Base 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

Sobrecargas

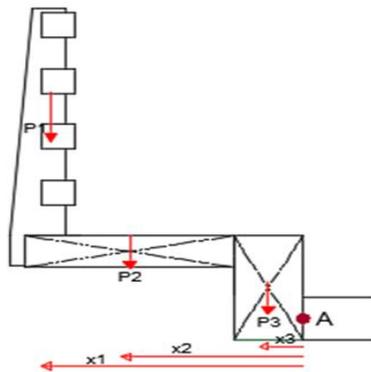


Figura 3.4 Esquema de cargas muertas bordillo

Fuente: Elaboración propia

Sobrecargas

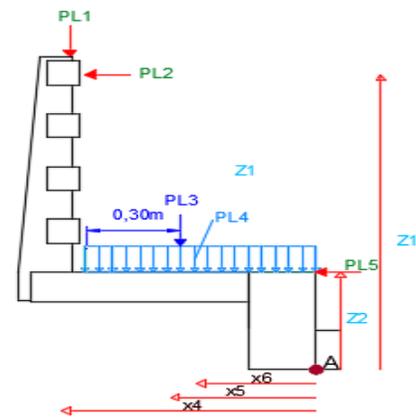


Figura 3.5 Esquema de cargas vivas bordillo

Fuente: Elaboración propia

Estado de carga 1: se tomará en cuenta las cargas debido al peso propio, cargas vivas del barandando.

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$\text{Momento} \quad \mathbf{Mu} = 1774.92 \text{ kg.m/m}$$

Estado de carga 2: se tomará en cuenta las cargas debido al peso propio y la carga de rueda trasera sobre la acera.

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$\text{Momento } \mathbf{M_u = 5745.43 \text{ kg.m/m}}$$

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

$$\text{Momento último } \mathbf{M_U = 5745.43 \text{ kg.cm/m}}$$

$$\mathbf{As \text{ nec} = 7.14 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\mathbf{As \text{ min} = 3,91 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\mathbf{As = 7.14 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

FINALMENTE USAR: 9 Ø 12 mm c/11 cm

Armadura longitudinal del Bordillo

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

Entonces por necesidades constructivas se dispondrá una armadura mínima:

$$\mathbf{As_{min} = 3,44 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

FINALMENTE USAR: 4Ø 16 mm

As. Flexión.	Usamos 9 Ø 12 mm C/ 11 cm
As. Longitudinal.	Usamos 4 Ø 16 mm

Por razones constructivas utilizaremos para la acera **9 Ø 16 mm C/ 11 cm** armadura de flexión en bordillo y acera

3.4.1.6 Diseño del Parapeto

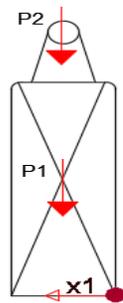
Dimensiones del Parapeto

Altura del Parapeto = 0,9m

Base del = 0,25 m

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

Sobrecargas



Sobrecargas

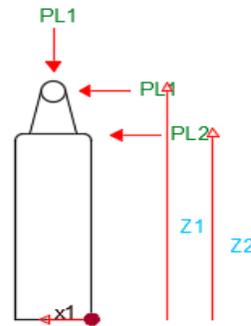


Figura3.6 Esquema de cargas muertas en parapeto

Fuente: Elaboración propia

Figura3.7 Esquema de cargas vivas en parapeto

Fuente: Elaboración propia

Estado de carga 1: se tomará en cuenta las cargas debido al peso propio, cargas vivas del barandando, y la sobrecarga peatonal.

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$\text{Momento} \quad \mathbf{Mu} = 213.70 \text{ kg.m/m}$$

Estado de carga 2 : se tomará en cuenta las cargas debido al peso propio y la carga de vehículo de choque.

De este análisis se obtienen los siguientes esfuerzos últimos:

$$\text{Momento} \quad \mathbf{Mu} = 5695.83 \text{ kg.m/m}$$

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

Momento último $M_U = 569592.9 \text{ kg.cm/m}$

$$As \text{ nec} = 9.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As \text{ min} = 3.042 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As = 9.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $\emptyset 12 \text{ mm c/11 cm}$

Armadura longitudinal del Parapeto

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

Entonces por necesidades constructivas se dispondrá una armadura mínima:

$$A_{\text{mín}} = 5.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

FINALMENTE USAR: $3\emptyset 16 \text{ mm}$

As. Flexión.	Usamos $\emptyset 12\text{mm C/ 11 cm}$
As. Longitudinal.	Usamos $5 \ 16\text{mm}$

3.4.1.7 Diseño de losa

Se dispondrá Armadura positiva y negativa en la losa, pero para ello primero haremos un análisis de la losa interna y de la losa externa, posteriormente con las máximas solicitaciones diseñaremos la armadura.

3.4.1.7.1 Losa interna

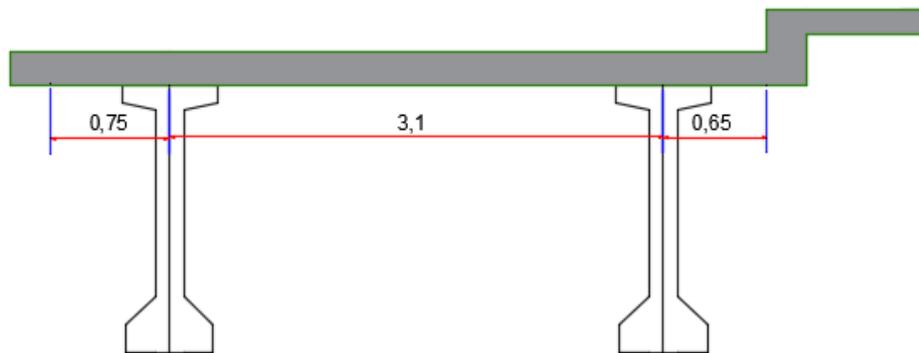


Figura 3.8 Esquema de losa interna

Fuente: Elaboración propia

En la losa interna el objetivo será encontrar el máximo momento positivo y negativo generado al aplicar las cargas mencionadas.

Carga muerta

- Peso propio
- Capa de Rodadura

Carga Viva

- Camión de diseño

Carga muerta

Se calcula el momento en cada caso.

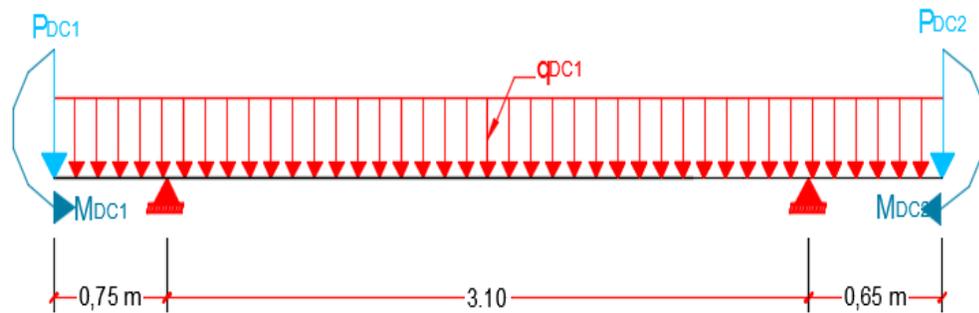


Figura 3.9 Esquema de cargas muertas en la losa interna

Fuente: Elaboración propia

Momentos por Carga Muerta :

Momentos por capa de rodadura:

$$MDC_{\max(+)} = 0 \text{ kg.m/m}$$

$$MDC_{\max(-)} = -815 \text{ kg.m/m}$$

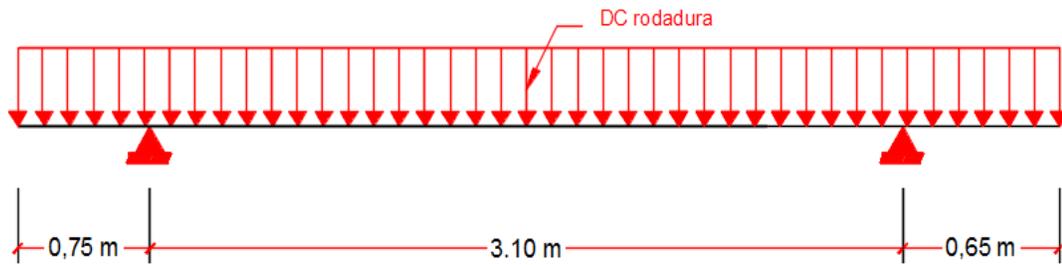


Figura 3.10 Esquema de capa de rodadura en losa intena

Fuente: Elaboración propia

Se calculará por separado el Momento que produce la Capa de Rodadura

$$M_{DW(+)} = 105,08 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{DW(-)} = -30,94 \text{ Kg.m/m}$$

Carga viva

Momento Positivo

Para calcular el máximo momento positivo se aplicará el teorema de barré para la ubicación más crítica del camión de diseño.

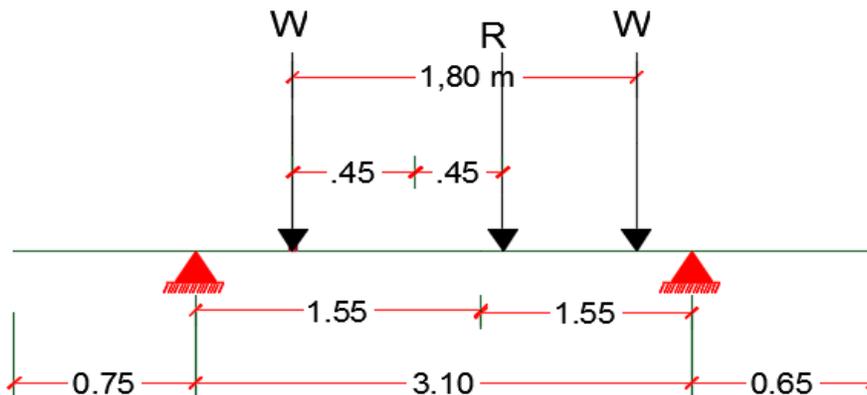


Figura 3.11 Esquema de la posición del camión de diseño para momento positivo

Fuente: Elaboración propia

Momento positivo por camión:

$$\text{MLLmax (+)} = 2439.45 \quad \text{kg.m/m}$$

Momento negativo

Para de momento negativo pondremos el camión en el lado más crítico a 0.3 m del borde.

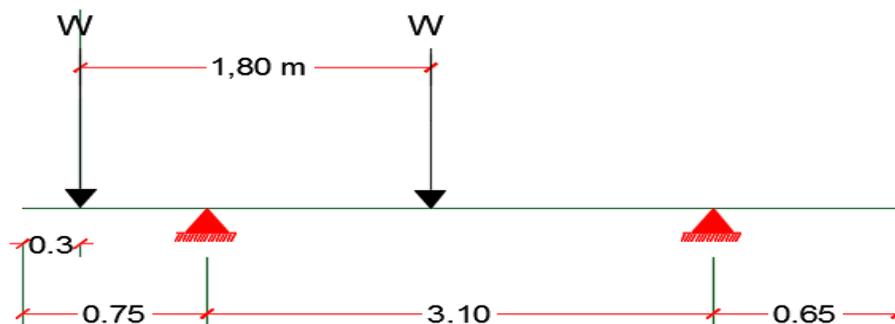


Figura 3.12 Esquema de posición para máximo momento negativo

Fuente: Elaboración propia.

Momentos por camión cargo en un carril:

$$\text{MLLmax (-)} = -1667.01 \quad \text{kg.m/m}$$

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

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

$$Mu (-) = -1852 \text{ kg.m/m}$$

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

3.4.1.7.2 Losa externa

Se calculará el máximo momento negativo en el punto D del ala superior.

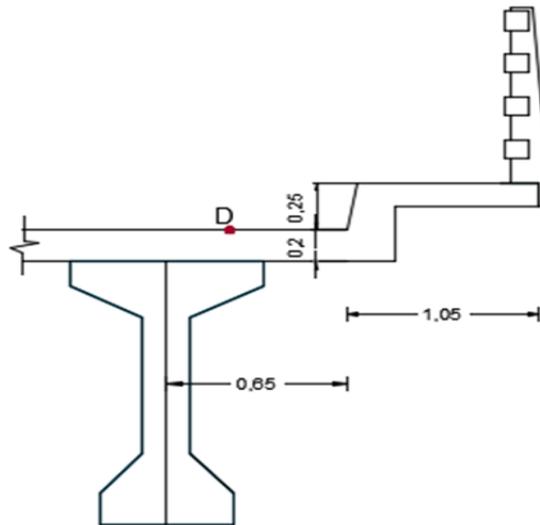


Figura 3.13 Esquema de losa externa

Fuente: Elaboración propia

Cargas permanentes

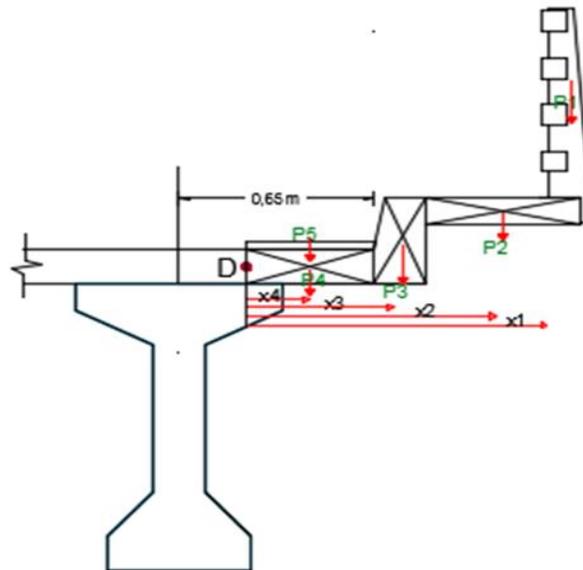


Figura 3.14 Esquema cargas permanentes de losa externa

Fuente: Elaboración propia

Cargas vivas

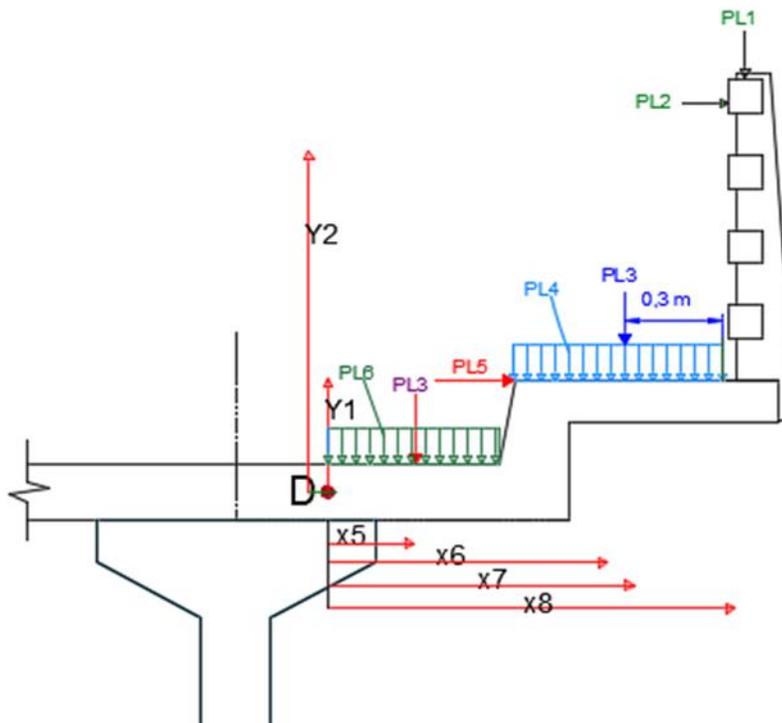


Figura 3.15 Esquema cargas vivas de losa externa

Fuente: Elaboración propia

Se calculará el momento tomando Estados de carga viva

Estado de carga 1: Se tomará en cuenta las cargas permanentes, capa de rodadura, cargas de barandado cargas peatonal, carga de colisión, carga de carril y carga de rueda trasera.

$$\mathbf{Mu (-) = 5032.82 \text{ kg.m/m}}$$

Estado de carga 2: Se tomará en cuenta las cargas permanentes, capa de rodadura y rueda trasera en la acera.

$$\mathbf{Mu (-) = 12195.3 \text{ kg.m/m}}$$

Solicitaciones mayoradas

Losa Externa

Losa Interna

$$\mathbf{Mu (-) = 12195.34 \text{ kg.m/m}}$$

$$\mathbf{Mu (+) = 4426.65 \text{ kg.m/m}}$$

$$\mathbf{Mu (-) = 1851.72 \text{ kg.m/m}}$$

Solo trabajaremos con las solicitaciones más críticas y con esto calcularemos la armadura para toda la losa.

$$\mathbf{Mu (+) = 4426.65 \text{ kg.m/m}}$$

$$\mathbf{Mu (-) = 1851.72 \text{ kg.m/m}}$$

Con los momentos calculados se diseñará la armadura para cada solicitación.

Cálculo de armadura por momento positivo en la losa

$$\mathbf{Mu = 4426.65 \text{ kg.cm/m}}$$

$$\mathbf{As \text{ nec} = 8.58 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\mathbf{As \text{ min} = 2.59 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\mathbf{As = 8.58 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

FINALMENTE USAR: 8 Ø 12 mm c/12.5 cm

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

(Art. 9.7.3.2) AASHTO-LRFD

$$\mathbf{As \text{ Distribución} = 5.75 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

FINALMENTE USAR: 8 Ø 10 mm c/10 cm

Cálculo de armadura por momento negativo en la losa.

Momento último $M_U = 1219534 \text{ kg.cm/m}$

$$\mathbf{As \text{ nec} = 26.54 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\mathbf{As \text{ min} = 2.61 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\mathbf{As = 26.54 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

FINALMENTE USAR: 9 Ø 20 mm c/11 cm

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

(Art. 9.7.3.2) AASHTO-LRFD

$$\mathbf{As \text{ Distribución} = 17.78 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

FINALMENTE USAR: 9 Ø 16 mm c/11 cm

LOSA DEL PUENTE

As. Principal (Perpendicular al tráfico) .-	(+)	Usamos \varnothing 12 c/12,5
As. Secundaria (Paralela al tráfico).-	(+)	Usamos \varnothing 10 c/12,5
As. Principal (Perpendicular al tráfico) .-	(-)	Usamos \varnothing 20 c/11
As. Secundaria (Paralela al tráfico).-	(+)	Usamos \varnothing 16 c/11

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

3.4.1.8 Diseño de los diafragmas.

Los diafragmas son vigas altas con relación lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyadas en las vivas principales que son muy largas elásticas el apoyo de los diafragmas resulta elástico por lo cual se recurre a su diseño de cómo una viga de gran canto.

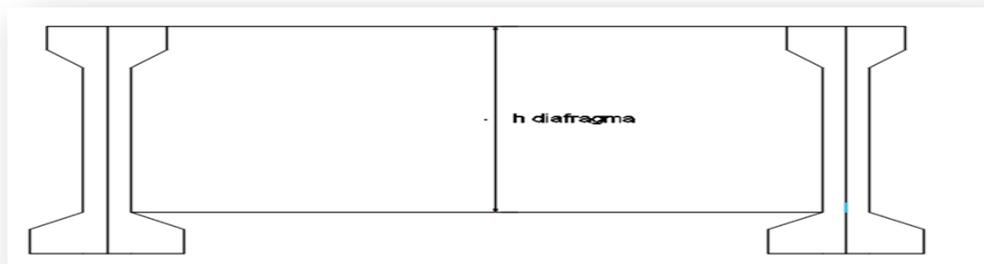


Figura 3.16 Esquema de diafragmas

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:

Recubrimiento $r = 2,50$ cm

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

Distancia al eje neutro **$Kd = 95$ cm**

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

Tracción en la fibra inferior $T_U = 2045.07 \text{ kg}$

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:

$$A_s \text{ nec} = 5.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 6.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.67 \text{ cm}^2$$

FINALMENTE USAR: **4 Ø 16 mm**

Para la armadura de refuerzo vertical y horizontal se lo determina de acuerdo a lo especificado en la norma ACI318 - 2005 y se obtiene los siguientes resultados:

FINALMENTE USAR: **Ø 8 mm c/15 cm Armadura vertical**

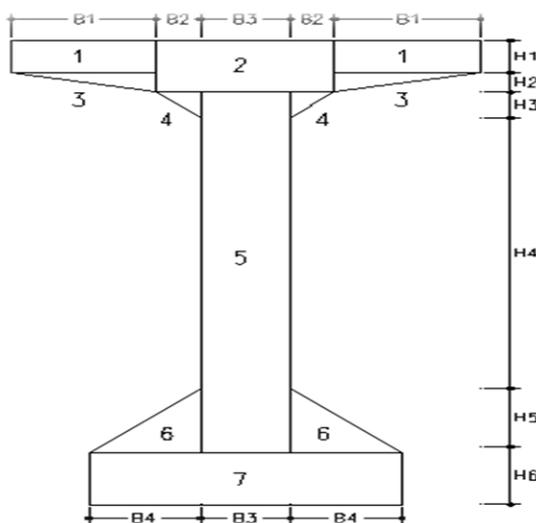
FINALMENTE USAR: **Ø 8 mm c/15 cm Armadura horizontal**

3.4.1.9 Diseño de las vigas principales.

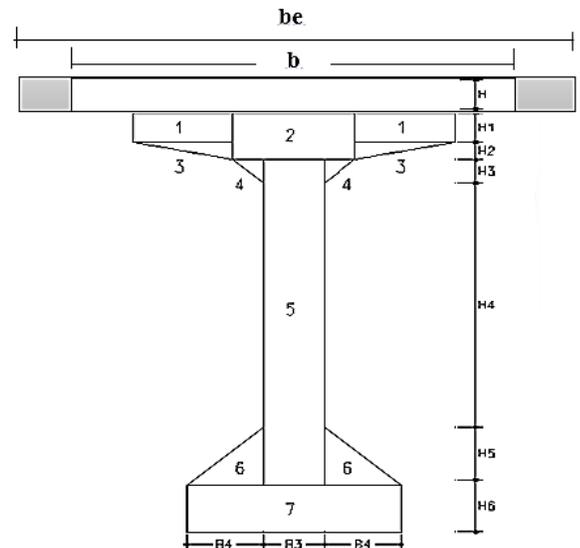
Para el diseño de las vigas se recurrió netamente a la estática como se menciona en la teoría cargando totalmente al tablero y haciendo actuar a todas las cargas simultáneamente.

Se asumira una sccion recomendada por la AASHTO

Sección de viga asumida en $T=0$



Sección de viga mas losa en $T=∞$



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

Cargas muertas

- Peso propio Losa, accesorios de barandado y acera
- Capa de Rodadura
- Carga de los diafragmas

Cargas Vivas

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

De estas 2 cargas se tomará para el cálculo la que genere mayor sollicitación

A continuación se presentarán algunos esquemas de las cargas actuantes en las vigas

Carga peso propio baranda, acera, bordillo y Losa

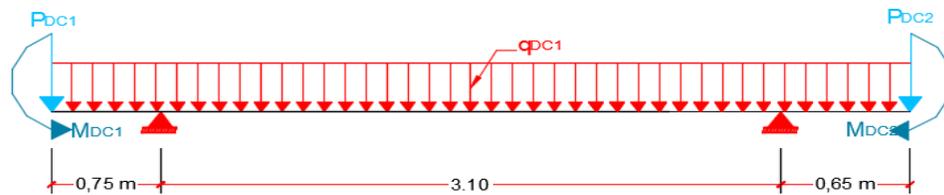
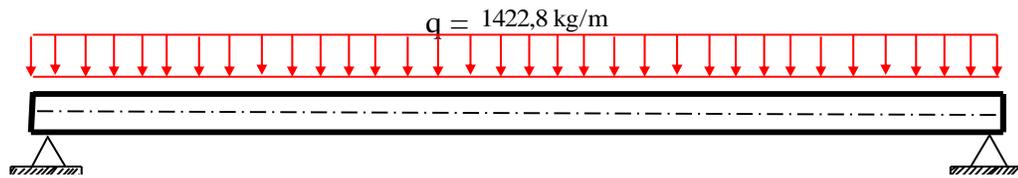


Figura 3.17 Esquema cargas muertas peso propio y vereda

Fuente: elaboración propia

Viga A



Viga B

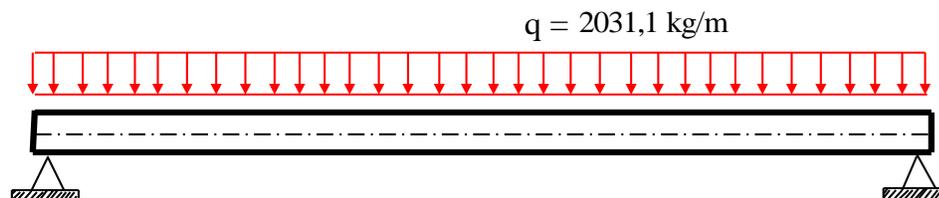


Figura 3.18 Esquema reacciones de peso propio de losa en las vigas A y B

Fuente: elaboración propia

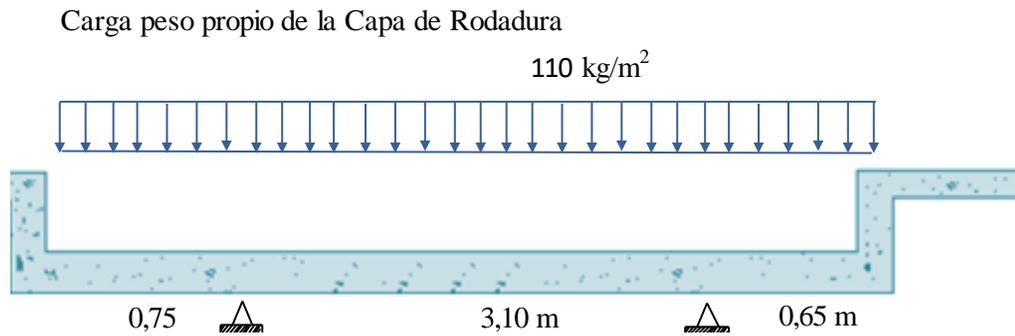


Figura 3.19 Esquema carga distribuida de capa de rodadura

Fuente: Elaboración propia

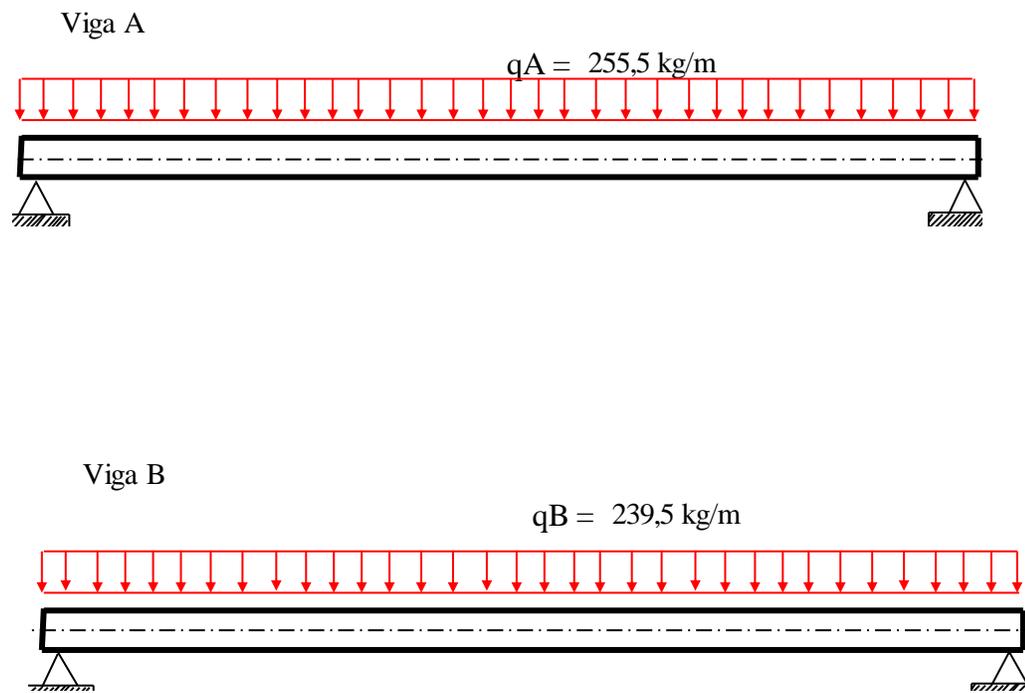


Figura 3.20 Esquema reacciones de peso por capa de rodadura en las vigas A y B

Fuente: elaboración propia

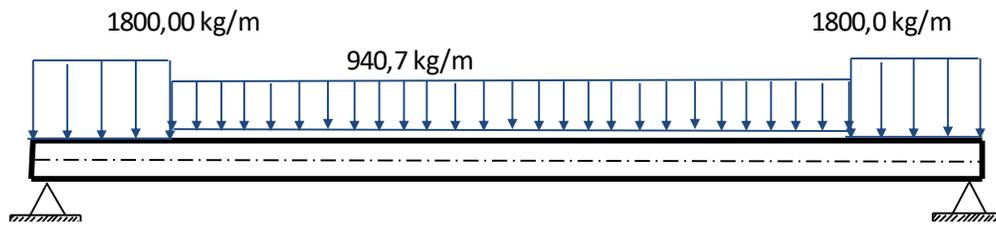


Figura 3.21 Esquema carga distribuida de peso propio en la viga

Fuente: Elaboración propia

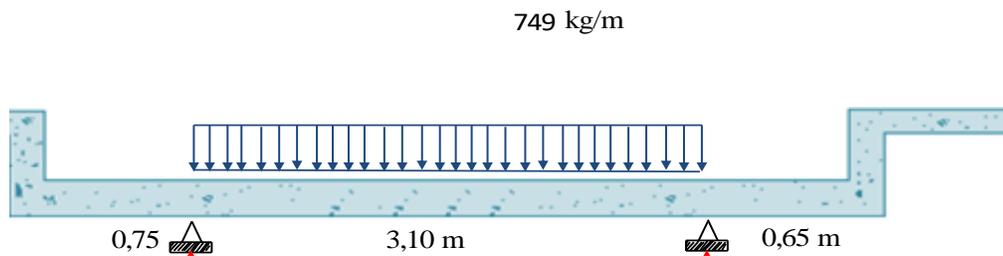


Figura 3.22 Esquema carga distribuida de peso difragmas

Fuente: Elaboración propia

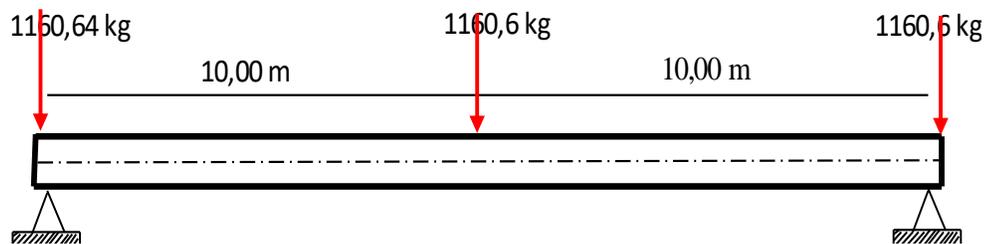


Figura 3.23 Esquema carga distribuida de capa de peso propio de Diafragmas

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.

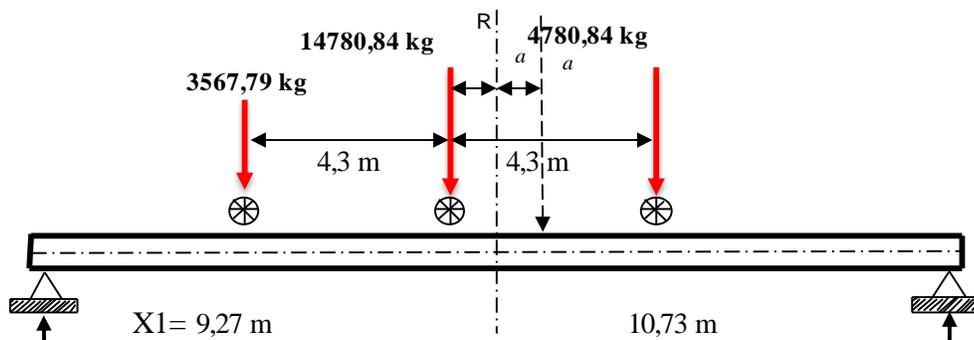


Figura 3.24 Esquema carga viva de camión de diseño

Fuente: Elaboración propia

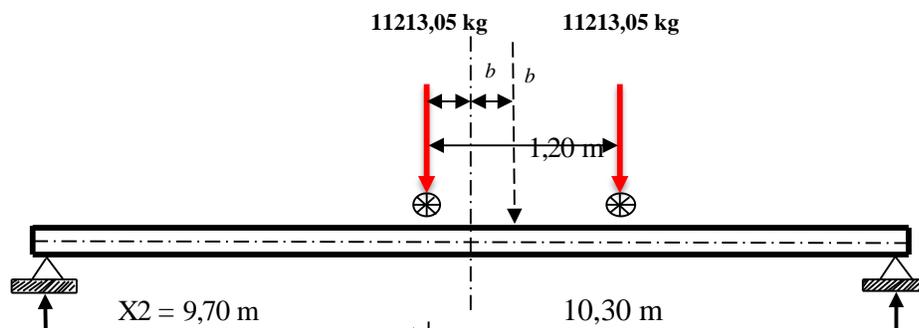


Figura 3.25 Esquema carga viva de Tándem

Fuente: Elaboración propia

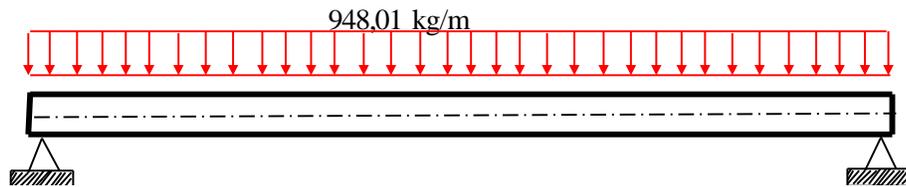


Figura 3.26 Esquema carga viva por carga de carril

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.

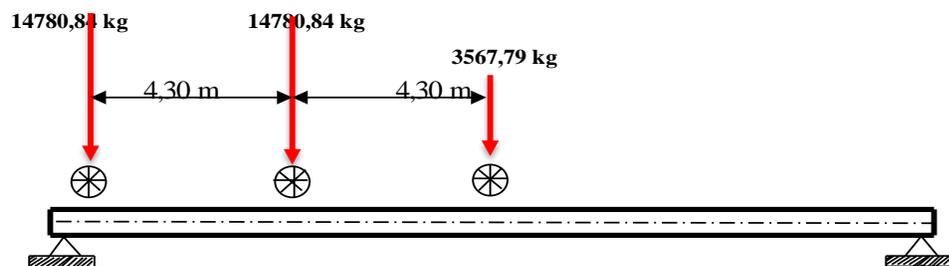


Figura 3.27 Esquema carga de camión posición para cortante

Fuente: Elaboración propia

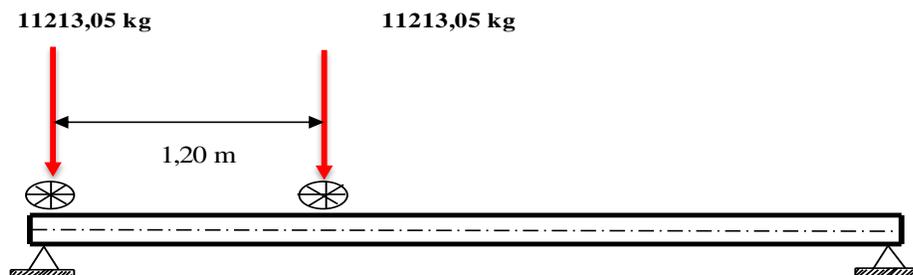
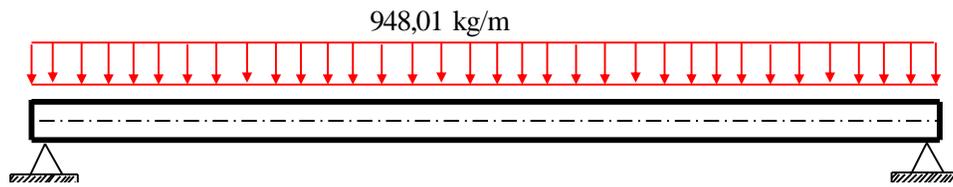


Figura 3.28 Esquema carga de Tándem para cortante

Fuente: Elaboración propia

Carga de Carril.**Figura 3.29** Esquema carga de carril para cortante**Fuente:** Elaboración propia

Finalmente cargando las cargas mostradas a la viga y aplicando los coeficientes de mayoración mencionados en la teoría tenemos:

$C1_0 = 0,72$ m	$C1_\infty = 0,45$ m
$C2_0 = 0,63$ m	$C2_\infty = 1,08$ m
$e_0 = 0,52$ m	$e_\infty = 0,98$ m
$A_0 = 0,39$ m ²	$A_\infty = 0,88$ m ²
$I_0 = 0,085$ m ⁴	$I_\infty = 0,228$ m ⁴
$M_0 = 47553,889$ kg.m	$M_\infty = 324799,43$ kg.m
	$n = 0,8$

Utilizando las ecuaciones para calcular el número de tornes que nos permitirá que la sección trabaje bien en $T=0$ y $T="∞"$ tenemos:

$$\frac{269124,10}{13862,6} \leq N^\circ \leq \frac{278327,10}{13862,6}$$

$$19 \leq N^\circ \leq 20$$

Colocó 2 vainas de 10 torones c/u.

$$N^\circ \text{ TORONES} = 20$$

Coordenadas de la vaina para calcular sus ecuaciones

Coordenadas de las Vainas

Distancia	Tendon A	Tendon B
0	0,675	1,025
9,85	0,105	0,175
19,7	0,675	1,025

Vaina A

$$y = 0,0059 x^2 - 0,116 x + 0,68$$

$$y' = 0,0117 x - 0,116$$

Vaina B

$$y = 0,0088 x^2 - 0,173 x + 1,03$$

$$y' = 0,0175 x - 0,173$$

Las Pérdidas se calcularán con las ecuaciones mencionadas en el marco teórico.

Fricción	6,610	%
Acuñamiento	4,229	%
Acortamiento elástico	1,611	%
Fluencia del hormigón	4,818	%
Contracción del hormigón	2,582	%
Relajación de cables	1,16	%
Total pérdidas	21,007	%

Armadura de corte necesaria

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \phi}{s} \longrightarrow A_v = \frac{V_s S}{f_y d_v \cot \phi}$$

$$S = 15 \text{ cm} \text{ asumido}$$

$$A_v = 0,7 \text{ cm}^2$$

Armadura de corte mínima necesaria:

$$A_{smin} = \frac{0,083 \sqrt{f'c} b_v S}{f_y} \quad A_{smin} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_v \geq A_{smin}$$

Se observa que la armadura necesaria es mayor que la mínima, por lo tanto se diseñará con la necesaria.

$$A_v = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{piernas} = 2$$

$$A = \frac{\pi}{4} D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi \cdot \# \text{piernas}}} \quad 6,66 \text{ mm}$$

Finalmente se usará barras de 10mm C/15

Armadura en las caras de la viga (Armadura de piel)

Donde: $Ask = 0.001 * (de - 760)$

Ask= Área de armadura superficial por unidad de altura en una cara lateral (mm²)

de= Profundidad efectiva d.

Separación máxima:

d/6= 23,08 cm max= 30 cm

Ø(mm)	N° de Fierros	AØ (cm²/m)
12	5	5,65
10	6	4,71
20	1	3,14

As. De piel.-

Finalmente USAR:

φ 10 mm c/ 20,00 cm

Calculo de la Armadura Pasiva

$$\phi M_n = 1136420 \text{ kg.m} > M_u = 487749,71 \text{ [Kg*m]} \quad \text{ok!!!}$$

No se requiere acero de refuerzo en tracción adicional.

Pero pondremos siempre la armadura mínima:

Donde se utilizará toda el area de la región traccionada en T= 0

$$A= 2027 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{s_{\min}}= 6,76 \text{ cm}^2$$

Número de barras:

$$\varnothing_v= \text{Diámetro de la varilla (adop)} \quad \varnothing_v= 16 \text{ mm}$$

$$N^{\circ} \text{Barras} = \frac{4 \cdot A_{s_{nec}}}{\pi \cdot \varnothing^2}$$

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

$$N^{\circ} \text{Barras} = 4$$

Finalmente usaremos:

$$4 \varnothing 16 \text{ mm c/15 cm}$$

Para ver más detalles del cálculo y las combinaciones de carga ver ANEXO 4

3.4.1.10 Diseño de los apoyos de neopreno.

Se diseñara el neopreno de tal forma que soporte el peso de la superestructura, y las fuerzas de frenado.

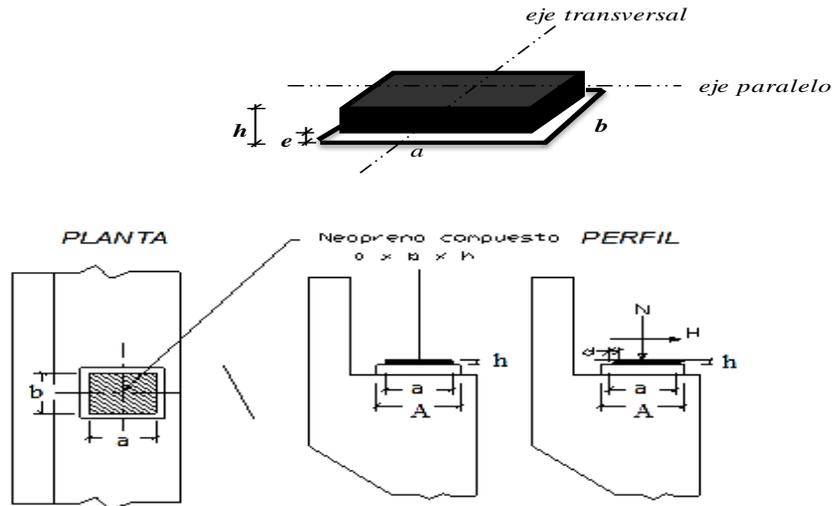


Figura 3.30 Esquema del predimensionamiento del neopreno

Fuente: Elaboración propia

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

$$a \leq b$$

$$a = 0,30 \text{ m} \quad b = 0,4 \text{ m}$$

La fatiga media del aparato de apoyo será:

$$\beta_m = \frac{N}{a * b} < 12 \text{ MPa}$$

$$6,46 \text{ Mpa} < 12 \text{ Mpa} \quad \text{cumple!!!}$$

La distorsión :

Tomando $G = 0,9 \text{ MPa}$ calculamos:

$$\mu = \frac{H}{a * b * G} < 1,20$$

$$0,38 < 1,2 \quad \text{cumple!!!}$$

La fatiga en las placas de 1 mm de acero que van intercaladas en la goma es:

$$\beta_a = 0,75 \cdot \frac{e}{s} \cdot \beta_a < 140 \text{ MPa}$$

$$\beta_a = 96,90 \text{ Mpa} < 140 \text{ Mpa} \quad \text{cumple!!!}$$

3.4.2 Infraestructura

3.4.2.1 Diseño del estribo

Predimensionamiento :

Para la altura $H= 13,00$ m

$B_f = 1/2H - 2/3H =$	8,67 m	=	9,00 m
$D = 0,1H =$	1,30 m	=	1,30 m
$L_p = B/3 =$	3,00 m	=	3,00 m
$T_{sup} = H/24 =$	0,54 m	=	0,60 m
$T_{inf} = 0,1H =$	1,30 m	=	1,30 m
$L_{\text{talón}} =$	4,70 m		
$b_{\text{parap}} =$	0,25 m		
$t_1 =$	0,15 m		
$t_2 =$	0,25 m		
$h_{\text{parap}} =$	1,73 m		
$e_1 =$	0,30 m		
$e_2 =$	0,50 m		
$N =$	0,75 m		

Bf = Base de fundación.

D = Altura del cimiento.

Lp = Longitud de punta.

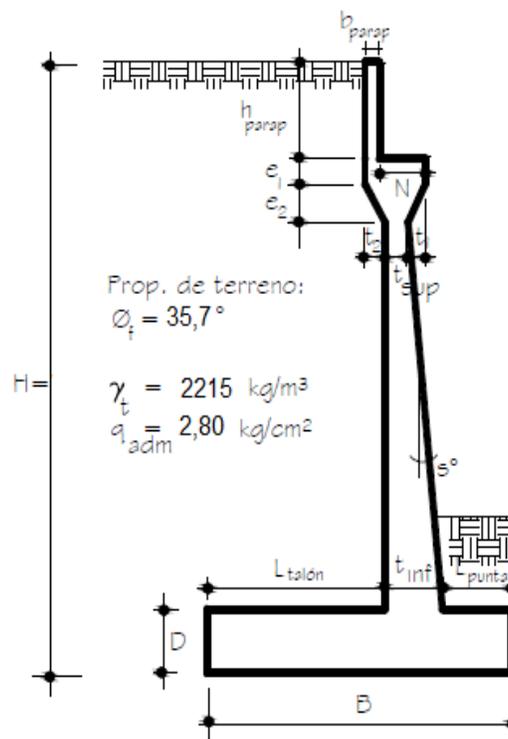


Figura 3.31 Esquema del predimensionamiento del estribo

Fuente: Elaboración propia

CASO I – ESTRIBO CON PUENTE

Para el primer caso se probará si cumple la estabilidad y esfuerzos:

Vuelco alrededor del punto “*”

Cálculo de $e_{máx}$:

- 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 $3/4$ centrales ($e \leq 3/8B$).

Es decir $e_{máx} = B/4 = 2,25$

$$X_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} \qquad e = \frac{B}{2} - X_o$$

ESTADO	V_U kg	M_{VU} kg.m	M_{HU} kg.m	X_o m	e m	$e_{máx}$ m	OBS.
RESIS Ia	236412,4	1322228,3	244481,7	4,56	0,06	2,25	BIEN
RESIS Ib	317428,2	1794244,4	350323,5	4,55	0,05	2,25	BIEN
SERVICIO I	233030,2	1306707,5	225385,3	4,64	0,14	2,25	BIEN

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 KN	RESISTENTE	ACTUANTE H_U	OBS.
RESIS Ia	236412,4	76445,8	46460,0	BIEN
RESIS Ib	317428,2	102642,9	70885,0	BIEN
SERVICIO I	233030,2	75352,1	46321,2	BIEN

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 =1,0 m son las siguientes:

$$\sigma_{max} = \frac{\sum(F\text{Verticales})}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) \quad \sigma_{min} = \frac{\sum(F\text{Verticales})}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)$$

ESTADO	VU kg	e m	σ_{max}	σ_{min}	OBS.	OBS.
RESIS Ia	236412,4	0,059	1,82	1,683	BIEN	BIEN
RESIS Ib	317428,2	0,049	2,43	2,275	BIEN	BIEN
SERVICIO I	233030,2	0,140	1,89	1,565	BIEN	BIEN

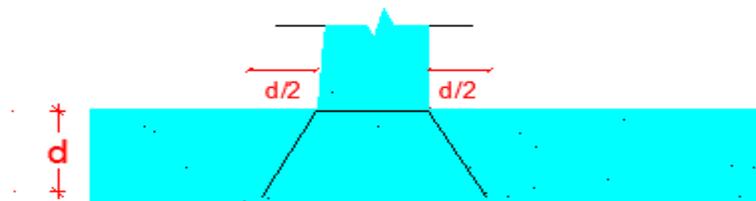
La capacidad de carga mayorada, q_R , en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

$$q_R = \phi * q_n$$

$$q_n = q_{ult} = \text{Capacidad de carga nominal (kg/cm}^2\text{)}.$$

Resistencia admisible del Terreno; $\sigma_{adm} = 2,80 \text{ kg/cm}^2$

Por Punzonamiento



Pu = Cargas verticales.

t_{inf} = Grosor mayor de pantalla.

d = Canto útil.

B = Ancho del cimiento.

b = Ancho de la sección.

L_{cj} = Longitud del cajead

ϕ = Coeficiente de seguridad para cortante.

$$b_o = 2.(t_{inf} + d + L_{cj}) = 16,03 \text{ m}$$

$$Vu = Pu - Pu \cdot \frac{(t_{inf} + d)}{B} = 36741,7 \text{ kg}$$

Pu = 50990,8 kg

t_{inf} = 1,30 m

d = 1,215 m

B = 9,00 m

b = 100 cm

L_{cj} = 5,50 m

ϕ = 0,90

Resistencia del hormigón al punzonamiento. $v_c = 1,06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$

$$v_c = 628104,63 \text{ kg}$$

$$V_U < \phi v_c$$

Como: $36741,68 \text{ kg} < 565294,2 \text{ kg}$ **BIEN**

Calculo de armaduras de estribos

a) Calculo de cortante y momento de diseño en la base de la pantalla

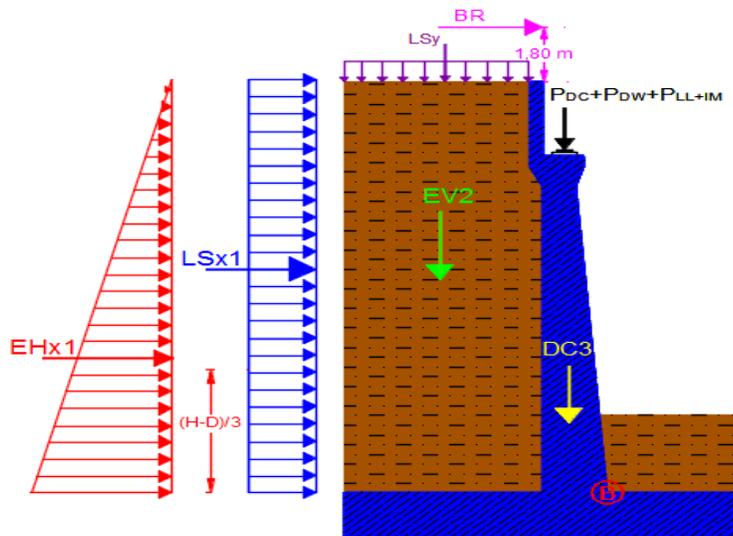


Figura 3.32 Esquema de cargas actuantes en el estribo

Fuente: Elaboración propia

Armaduras a flexión

$$A_s = 24,91 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s\min} = 21,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ neces}} = 24,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	A \emptyset (cm ² /m)
20	8	25,13

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 12,5 \quad \text{cm}$$

Armaduras de Temperatura

$$A_{s\min} = 0,0018.A_g$$

$$A_{s\min} = 23,4 \text{ cm}^2 \quad \text{Para las dos caras.}$$

$$A_{s\min} = 11,7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara.}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	A \emptyset (cm ² /m)
20	4	12,57

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 25 \quad \text{cm}$$

Diseño a cortante

$$V_U < \phi v_c$$

$$\text{Como: } 58564,43 \text{ kg} < 96778,56 \text{ kg}$$

No se pondrá armadura de corte

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

Armaduras a flexión

$$15,99 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s\min} = 3,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{ neces}} = 15,99 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	A \emptyset (cm ² /m)
16	8	16,08

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 16 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 12,5 \quad \text{cm}$$

Armaduras de Temperatura.-

$$A_{s\min} = 0,0018.A_g$$

$$A_{s\min} = 4.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Para las dos caras}$$

$$A_{s\min} = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	A \emptyset (cm ² /m)
10	4	3.14

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 10 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 25 \quad \text{cm}$$

Diseño de la cimentación

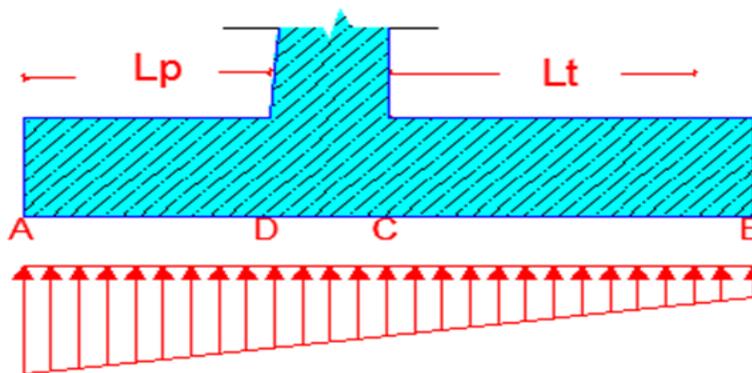


Figura 3.33 Esquema de cargas actuantes en la cimentación

Fuente: Elaboración propia

c) Diseño armadura en PUNTA (ACERO ABAJO)

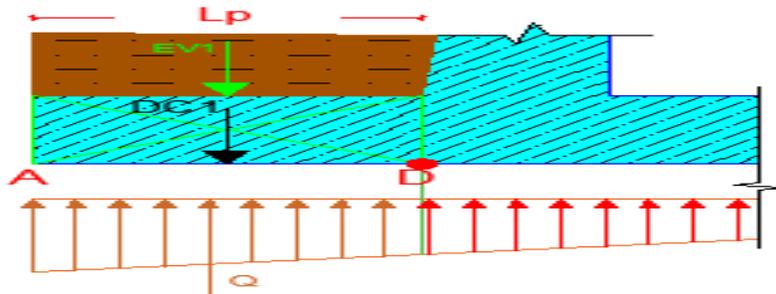


Figura 3.34 Esquema del punto crítico para calcular el esfuerzo

Fuente: Elaboración propia

Armaduras a flexión

Como la armadura necesaria es **menor** que la mínima se diseñara con la mínima $A_{s \text{ min}}$.

$$A_s = 12.58 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ min}} = 21.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ neces}} = 21.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ² /m)
20	7	21.99

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 14 \quad \text{cm}$$

Diseño a cortante

$$V_U < \phi v_C$$

Como: $37901.99 \text{ kg} < 96978.10 \text{ kg}$

No se pondrá armadura de corte

d) Diseño armadura en TALÓN (ACERO ARRIBA)

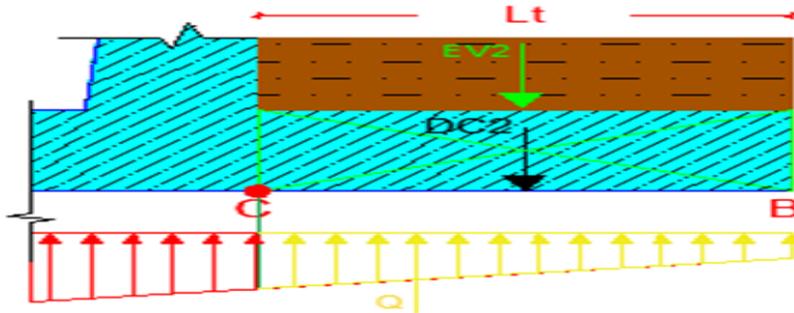


Figura 3.35 Esquema del punto crítico para calcular el esfuerzo en el Talón

Fuente: Elaboración propia

Armaduras a flexión

$$A_s = 14.56 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s\text{min}} = 21.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{ neces}} = 21.87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ² /m)
20	7	21.99

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 14 \quad \text{cm}$$

Armaduras de Temperatura

Donde:

$$t_{inf} = 1.30 \text{ m} \quad A_{s_{min}} = 0,0015.A_g$$

$$A_g = 13000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 23.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Para las dos caras.}$$

$$A_{s_{min}} = 11.7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Para una cara.}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ² /m)
20	4	12.57

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 25 \quad \text{cm}$$

Diseño a cortante

$$V_U < \phi v_c$$

Como: **68837.93 kg** < **96978.10 kg**

No se pondrá armadura de corte

3.4.2.2 Diseño del alero

Los aleros que se diseñaron son una continuación de los estribos calculados anteriormente, estas estructuras presentan el mismo cálculo que los estribos con una pequeña diferencia que en los mismos no se hace actuar el peso de la superestructura ni la fuerza de frenado por lo cual solo se presenta la armadura a utilizar y en la memoria de cálculo se presenta el detalle su cálculo para poder ver el detalle de armadura ver ANEXO IV del presente proyecto.

3.4.2.3 Gaviones

Los gaviones que se contemplaron en los ítems son los que comúnmente se utilizan en nuestro medio los cuales se especifican en los planos a detalle en el ANEXO X del presente proyecto.

3.5 Economía del proyecto

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

3.5.1 Cómputos métricos

Los resultados de los cómputos métricos de los ítems contemplados fueron calculados algunos de manera directa y otros de manera indirecta, para poder tener una mejor apreciación se puede consultar el ANEXO V de este proyecto.

3.5.2 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 **9%**

- Impuestos I.T. **3.09%**

Para más detalles consultar el ANEXO VI del presente proyecto.

3.5.3 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se muestran a detalle en el ANEXO VII del presente proyecto.

3.5.4 Presupuesto general de la obra

El presupuesto general de la obra asciende a NUEVE MILLONES CIENTO OCHENTA MIL CIENTO DIECIOCHO 68/100 ver detalles en el ANEXO VI del presente proyecto.

3.5.5 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 371 días calendario de ejecución.

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

4 APORTE ACADÉMICO

4.1 Marco conceptual del aporte

Se realizará el diseño estructural de una PILA FLOTANTE la misma que servirá como fundación de la Super estructura, para el mismo como el cálculo es moroso para hacerlo de forma manual se simulará la estructura en el programa computacional SAP-200.

4.2 Marco teórico

Se llama pila flotante a un muro de contención tipo cajón enterrado el cual tendrá la estabilidad y armadura suficiente para resistir las cargas solicitantes de las vigas a la fundación.

Las ventajas de este tipo de fundación son:

- Reduce el esfuerzo del suelo en el terreno, ya que como es un cajón enterrado transmite menor esfuerzo x el empuje Vertical de la tierra.
- Reduce la cantidad de Hormigón ya que son estructuras livianas con el fin de reducir el costo en el momento de la construcción.

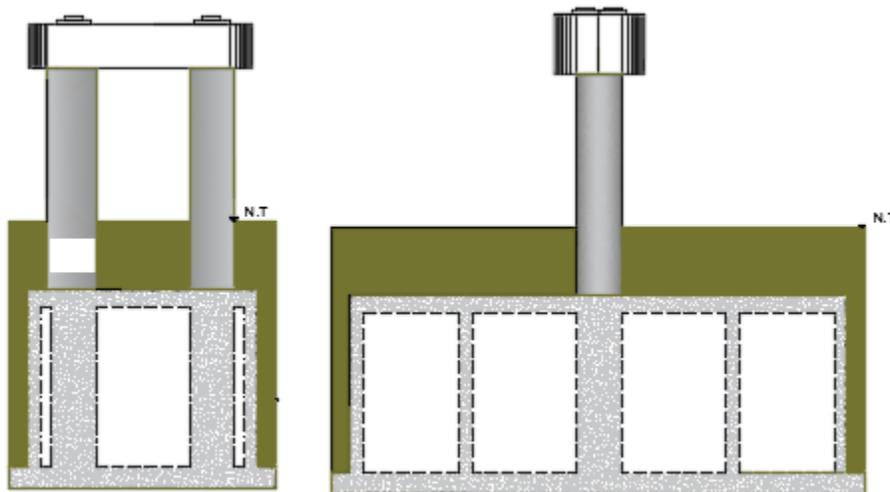


Figura 4.1 Esquema de las pilas flotantes

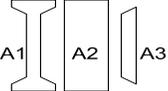
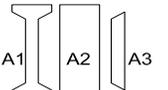
Fuente: Elaboración propia

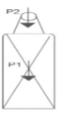
4.3 Producto del aporte académico

Para ver mas detalles del cálculo estructural de la fundación ver ANEXO IV.

Primeramente se dibuja un esquema de lo que será la fundación en el programa para poder cargarla con las cargas afectadas en la misma.

Cargas de la Super Estructura.

Detalle	DESCR	Área [m ²]	Peso Esp. [kg/m ³]	Cant.	Longitud [m]	Volumen Parcial [m ³]	Peso Parcial [Kg]
LOSA 1 		1.03	2400.00	1.00	20.00	20.60	
	PL1					20.60	49440.00
LOSA 2 		1.03	2400.00	1.00	20.00	20.60	
	PL2					20.60	49440.00
VIGA LADO 1 			2400.00	2.00		8.62	
	PV1					17.24	41376.00
VIGA LADO 2 			2400.00	2.00		8.62	
	PV2					17.24	41376.00
POSTE LADO 1 		0.18	2400.00	11.00	0.20	0.40	
	PP1					0.40	966.24
POSTE LADO 2 		0.18	2400.00	11.00	0.20	0.40	
	PP2					0.40	966.24
BARANDADO LADO 1 		0.02	2400.00	4.00	20.00	1.80	
	PB1					1.80	4320.00

BARANDADO LADO 2 		0.02	2400.00	4.00	20.00	1.80	
	PB2					1.80	4320.00
PARAPETO LADO 1 	LAT.	0.19	2400.00	1.00	20.00	3.80	
	CENT.						
	PD1					3.80	9120.00
PARAPETO LADO 2 	LAT.	0.19	2400.00	1.00	20.00	3.80	
	CENT.						
	PD2					3.80	9120.00
DIAFRAGMA LATERAL LADO 1 	LAT.	2.57	2400.00	2.00	0.20	1.03	
	CENT.						
	PD1					1.03	2467.20
DIAFRAGMA LATERAL LADO 2 	LAT.	2.57	2400.00	2.00	0.20	1.03	
	CENT.						
	PD2					1.03	2467.20
DIAFRAGMA CENTRAL LADO 1 	LAT.	2.89	2400.00	1.00	0.20	0.58	
	CENT.						
	PD1					0.58	1387.20
DIAFRAGMA CENTRAL LADO 2 	LAT.	2.89	2400.00	1.00	0.20	0.58	
	CENT.						
	PD2					0.58	1387.20

PESO DE DOS TRAMOS	218153.28
REACCION DE LADO 1	54538.32
REACCION DE LADO 2	54538.32

PESOS DE TERRENO SOBRE FUNDACIÓN (PILA)

Peso específico del terreno = 2215,00 Kg/m³

Presión vertical del peso propio del suelo de relleno(E_v).

$$E_v = \gamma_t * V_v \quad E_v = 5E+05 \text{ Kg}$$

Distribución longitudinal de la carga viva para N (máx.) y M transversal (máx.) (LL).-

Se calcularán las reacciones de la carga viva de la super estructura suponiendo el caso más Crítico del camión en movimiento, además considerando que la mínima distancia entre eje de cada camión será de 15m.

Hipótesis I.-

Se pondrá un camión justamente en el apoyo derecho, y a 15m el eje trasero del 2do camión en movimiento.

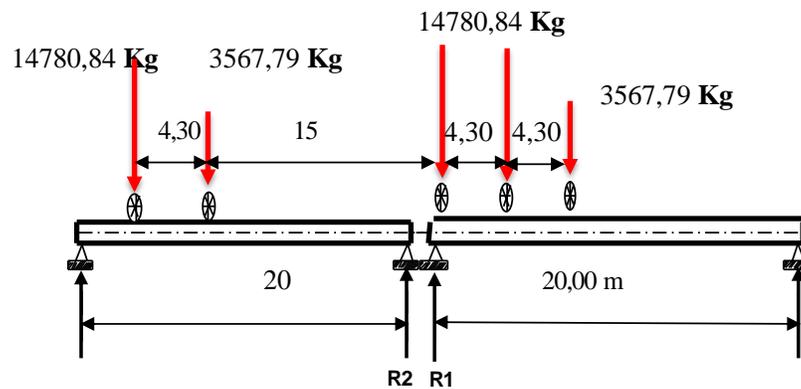


FIGURA 4.2 Esquema de la Posición del camión en posición desfavorable.

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando las ecuaciones de la estática calculan las reacciones del Lado 1 y Lado 2.

$$\begin{aligned} R1 &= 28417,44 \text{ Kg.} & R2 &= 1409,21 \text{ Kg.} \\ R_t &= 29826,65 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Hipótesis II.-

Se pondrá el eje del medio de un camión justamente en el apoyo derecho, y a 15m el eje trasero del 2do camión en movimiento, y 15 m atrás el eje delantero de un tercer camión.

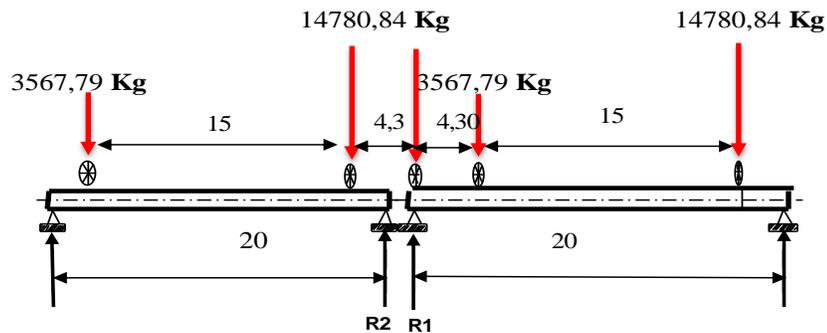


FIGURA 4.3 Esquema de la Posición del camión en posición desfavorable.

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando las ecuaciones de la estática calculan las reacciones del Lado 1 y Lado 2.

$$R1 = 18098,88 \text{ Kg.} \quad R2 = 15170,78 \text{ Kg.}$$

$$Rt = 33269,66 \text{ Kg.}$$

De las 2 hipótesis planteadas se elegirá la más desfavorable (**HIPÓTESIS II**)

$$\text{Carga viva (LLz1)} = 18098,9 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga viva (LLz2)} = 15170,8 \text{ Kg.}$$

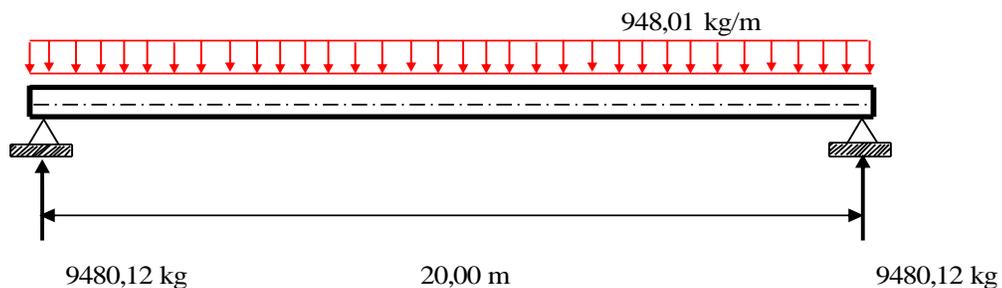
Distribución longitudinal de la carga de carril.-**a) Reacción Lado 1 tramo de 20 m**

FIGURA 4.4 Esquema de la Posición de la carga de carril lado 1.

Fuente: Elaboración propia.

$$\text{Reacción del lado 1} \quad R1 = 9480,12 \text{ Kg.}$$

Reacción para los 2 tramos simétricos

b) Reacción Lado 2 tramo de 20 m

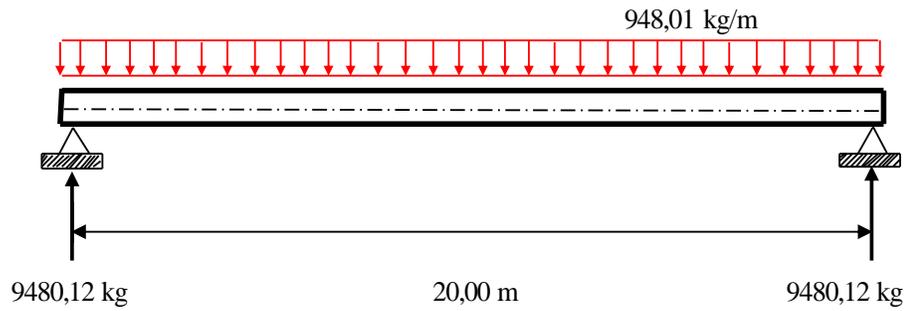


FIGURA 4.5 Esquema de la Posición de la carga de carril lado 2.

Fuente: Elaboración propia.

Reacción del lado 2 $R_2 = 9480,12 \text{ Kg.}$

$L_{c2} = 9480,12 \text{ Kg.}$

Reacción para los 2 tramos simétricos

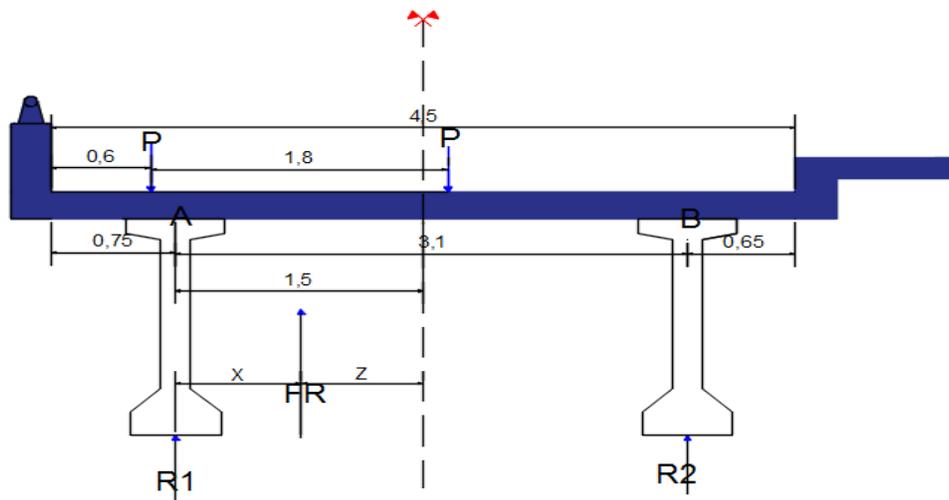


FIGURA 4.6 Esquema de la Posición del camión transversal

Fuente: Elaboración propia.

Cargando una carga unitaria transversalmente en el tablero y colocando a 0,60 m del apoyo se observa el porcentaje de reacción que llega a cada viga.

$$\sum A = 0$$

$$R1 * 3.10 - 1 * (3.25) - 1 * (1.45) = 0 \quad R1 = 1,516 \quad \text{Kg}$$

$$\sum B = 0$$

$$R2 * 3.10 - 1 * (1.65) + 1 * (0.15) = 0 \quad R2 = 0,484 \quad \text{Kg}$$

POSICIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE EN FUNCIÓN DE LAS REACCIONES

Haciendo un análisis se llega a la conclusión que el lado más desfavorable será generado cuando el camión pasa por el lado del parapeto.

Primer momento de Area

$$FR * X = R2 * 3.10$$

$$X = \frac{R2 * 3.10}{FR} \quad x = 0,7502 \text{ m}$$

$$X = \frac{R2 * 3.10}{R1 + R2}$$

Posteriormente se calculará la ubicación respecto al eje de la carretera.

$$Z = 0,8 \text{ m}$$

Análisis para Momento longitudinal Max.-

Para calcular el Momento longitudinal máximo cargaremos el camión en el lado derecho, y también la carga de carril.

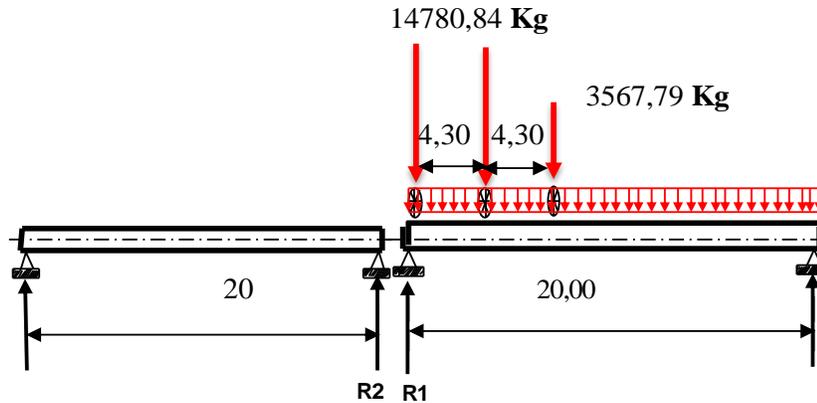


FIGURA 4.7 Esquema de la Posición del camión Momento longitudinal

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando las ecuaciones de la estática calculan las reacciones del Lado 1 y Lado 2.

$$R1 = 37897,56 \text{ Kg.} \quad R2 = 0 \text{ Kg.}$$

$$Rt = 37897,56 \text{ Kg.}$$

Reacción por capa de rodadura (DW).-

Rodadura:

h= altura capa de rodadura (m) h= 0,05 m
 b= base de rodadura (calcularemos para 4,5 m.) b= 4,5 m
 γ_{asfalto} = Peso específico del hormigón (Kg/m³) γ_{asfalto} 2200 kg/m³

$$DW_{\text{rodadura}} = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{asfalto}} \quad DW_{\text{rodadura}} = 495 \text{ kg/m}$$

a) Reacción Lado 1 tramo de 20 m

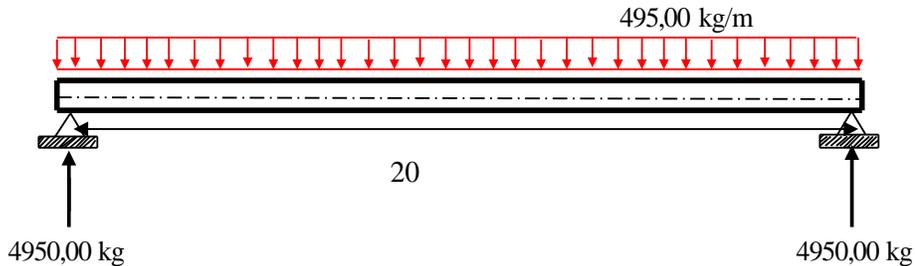


FIGURA 4.8 Esquema de capa de rodadura lado 1

Fuente: Elaboración propia.

Reacción del lado 1 $R1 = 4950,00 \text{ Kg.}$

b) Reacción Lado 2 tramo de 20 m

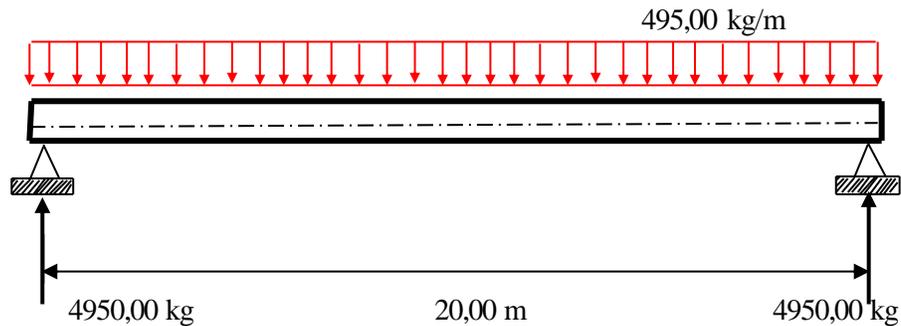


FIGURA 4.9 Esquema de capa de rodadura lado 2

Fuente: Elaboración propia.

Reacción del lado 1 $R_2 = 4950,00 \text{ kg}$
 $Dw_2 = 4950,00 \text{ kg}$

Fuerza de frenado:

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

* 25% de los pesos de los pesos por eje del camión o tándem de diseño.

* 5% del camión de diseño mas la carga del carril o 5% del tándem de diseño más la carga de carril.

Carga de Camión:	33129.46	kg		
TÁNDEM	FB=	8282 Kg	25%	
	FB=	3078 Kg	5%	

Adoptaremos la primera opción que es la mayor.

FB= 8282 Kg
81.25

La fuerza de frenado se la pondrá a una altura de 1,8 m sobre la capa de rodadura.

$y_1 = \text{Brazo longitudinal hasta la base}$ **Y1= 17.20 m**

Fuerza de viento en la superestructura (WS) Art.3.8.1.2.2

Las cargas de viento especificadas por la AASHTO, se basan en velocidades de viento de 160 Km/hr y deben multiplicarse por la relación, al cuadrado para otras velocidades.

Tabla de Fuerzas de viento en la superestructura para diferentes ángulos de incidencia en Kn/m ²				
Ángulo del viento	Reticulares		Vigas maestras	
Grados	Lateral	Long.	Lateral	Long.
0	3,66	0	2,44	0
15	3,42	0,59	2,15	0,29
30	3,18	1,37	2	0,59
45	2,3	2	1,61	0,78
60	1,22	2,24	0,83	0,93

Resumen de la fuerza del viento en la superestructura

Elemento	Area	Lateral	Brazo hasta
	m ²	Kg	la Base
Viga	30.60	7611.01	15.38
barandado	11.00	4103.98	16.20

No se tomará en cuenta el viento en dirección lonitudinal ya que lo recomendado por tablas es 0.

Fuerza del viento en la carga viva (WL) Art 3.8.1.3

Será considerada como una fuerza por metro lineal de estructura de acuerdo a la siguiente tabla.

Ángulo Grados	Lateral Kn/m	Longitudinal Kn/m
0	1,5	0
15	1,3	0,18
30	1,2	0,36
45	1	0,48
60	0,5	0,57

Long	Fuerza Lateral	Brazo hasta
m	Kg	la Base
20,00	3058,10	17,20

No se tomará en cuenta el viento en dirección lonitudinal ya que lo recomendado por tablas es 0.

El viento en la infraestructura no se tomará ya que se toma en cuenta la fuerza de la corriente de agua

Fuerza de corriente de agua (WA). Art 3.7.3

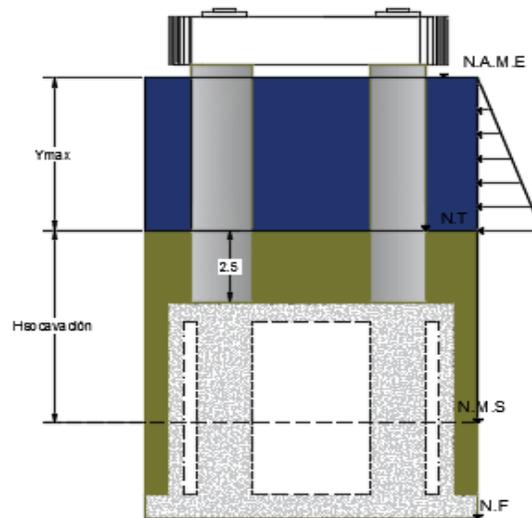


FIGURA 4.10 Esquema de la corriente de agua sobre la pila

Fuente: Elaboración propia

$$F = P * A$$

A= Area proyectada de la parte afectada. **A**= 3.04 **m**²
hcg= Altura al centro de gravedad. **hcg**= 1.52 **m**
Ix= Momento de inercia de la figura. **Ix**= 2.3412 **m**⁴

$$F = 34.55 \text{ KN}$$

$$F = 3521 \text{ Kg}$$

Cálculo del coeficiente de empuje activo (Ka) Art 3.11.5.3

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

$\phi_f = 35,7^\circ$ ángulo de fricción interna.

$\delta = 0,00^\circ$ ángulo de fricción entre el suelo y el muro.

$\beta = 0^\circ$ ángulo del material del suelo con la horizontal.

$\Theta = 90^\circ$ ángulo de inclinación del muro del lado del terreno.

H= 7 m Altura de terreno enterrado

Entonces; $\phi = 2,508$ $k_o = 0,263$

Cargas EH (Presión lateral del terreno)

$$P = K_a * H * \gamma$$

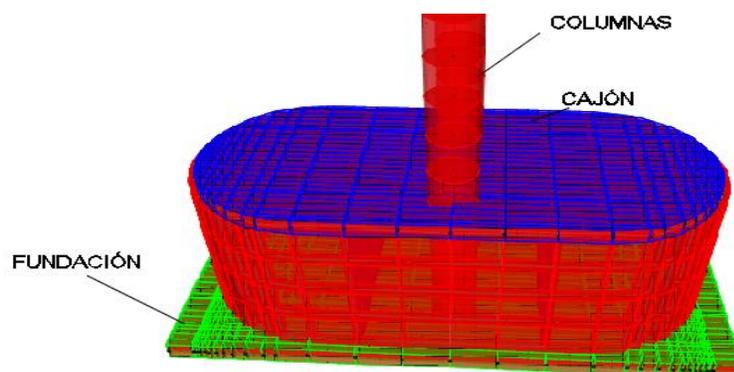
P=	4077,69	kg/m ²
EH=	14271,9	kg/m
EHx=	14271,9	kg/m
YA=	2,33	m

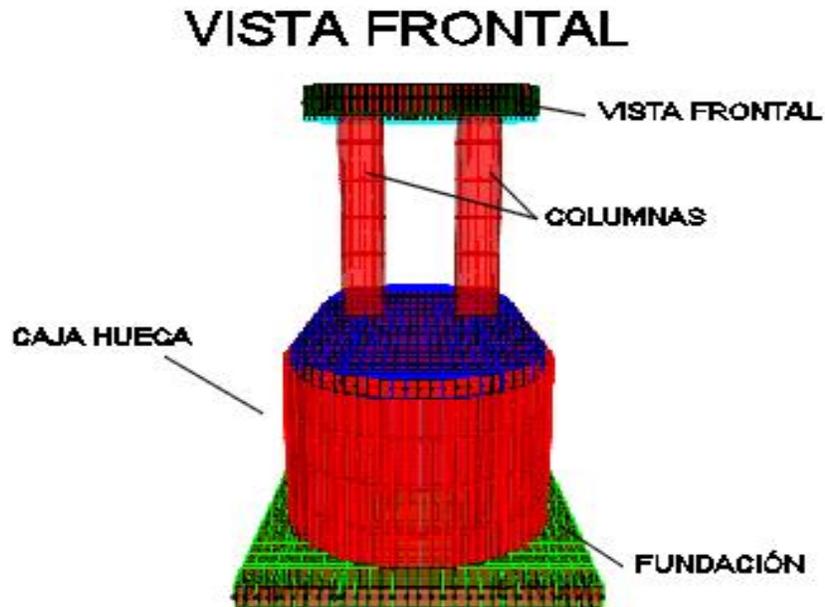
SOLICITACIÓN	CARGA (Kg) X	CARGA A (Kg) Y	CARGA (Kg) Z	BRAZO (m) X	BRAZO (m) Y	BRAZO (m) Z
CARGA MUERTA SUPERESTRUCTURA(DC1z)			54538,32	0,35		
CARGA MUERTA SUPERESTRUCTURA(DC2z)			54538,32	0,35		
CARGA DE LA CAPA DE RODADURA (DW1z)			4950,00	0,35		
CARGA DE LA CAPA DE RODADURA (DW2z)			4950,00	0,35		
CARGA VIVA (LLz1)			18098,9	0,35	0,7998	
CARGA VIVA (LLz2)			15170,8	0,35	0,7998	
CARGA DE CARRIL (Lc1)			9480,12	0,35	0,7998	
CARGA DE CARRIL (Lc2)			9480,12	0,35	0,7998	
FRENADO [BRX]	8282,37					17,20
VIENTO 1 LONG. SUPER V. MAESTRA [WSx]	0					
VIENTO 2 LONG. SUPER BARANDADO [WSy]	0					
VIENTO 1 TRANS. SUPER V. MAESTRA [WSz]		7611,01				14,35
VIENTO 2 TRANS. SUPER BARANDADO [WSx]		4103,98				15,85
VIENTO 1 LONG. CARGA VIVA [WLx]	0					
VIENTO 1 TRANS. CARGA VIVA [WLy]		3058,10				17,20
CORRIENTE DE AGUA [WAx]		3521,4				8,01
PESO DE TERRENO [EV z]			537234			

Infraestructura:

La infraestructura será simulada en el programa computacional SAP-2000. debido a las complicaciones de hacer el cálculo de los esfuerzos manualmente.

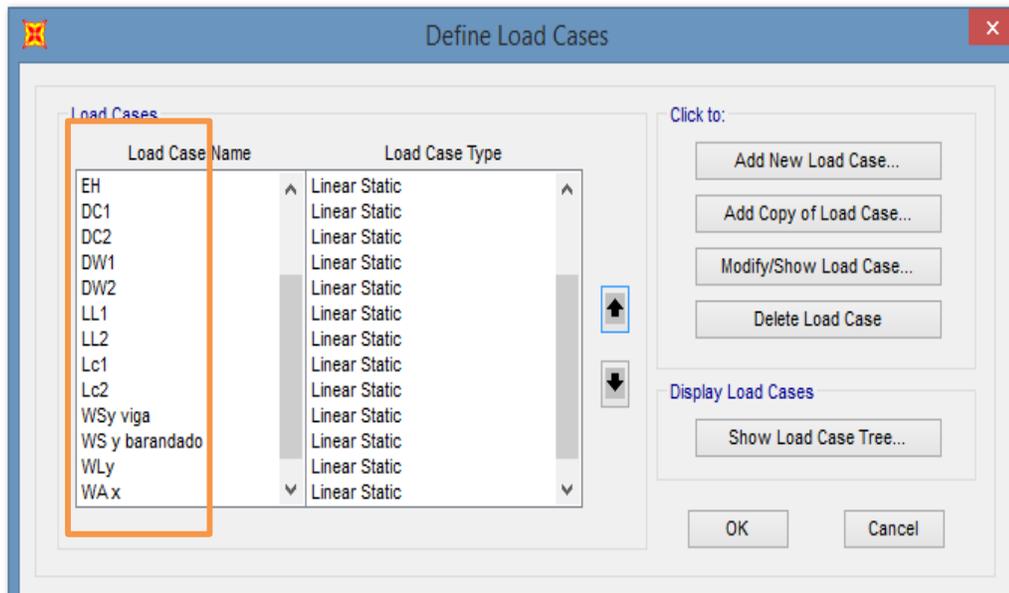
A continuación presentamos algunas fotos de como fue simulada la estructura en el programa





Esquema de como se cargará la estructura en el programa computacional:

- 1) Crear el resumen de cargas ya calculadas anteriormente.



2) Combinaciones de carga

Cargas	Resistencia I			Resistencia III		Resistencia V			Servicio I
	γ_{max}	γ_{min}	a	γ_{max}	γ_{min}	γ_{max}	γ_{min}	a	γ
DC	1,25	0,90	0,90	1,25	0,90	1,25	0,90	0,90	1,00
DW	1,50	0,65	0,65	1,50	0,65	1,50	0,65	0,65	1,00
LL	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
EV	1,35	1,00	1,00	1,35	1,00	1,35	1,00	1,00	1,00
EH	1,50	0,50	1,50	1,50	0,50	1,50	0,50	1,50	1,00
LS	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
BR	1,75	0,00	1,75	-	-	1,35	0,00	1,35	1,00
WS	-	-	-	1,40	0,00	0,40	0,00	0,40	0,30
WL	-	-	-	-	-	1,00	0,00	1,00	1,00

RESISTENCIA I

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
BR	Linear Static	1.75
DC1	Linear Static	1.25
DW2	Linear Static	1.5
DW1	Linear Static	1.5
LL2	Linear Static	1.75
LL1	Linear Static	1.75
Lc1	Linear Static	1.75
Lc2	Linear Static	1.75
EV	Linear Static	1.35

Buttons: Add, Modify, Delete

RESISTENCIA III

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DC	Linear Static	1.25
DC1	Linear Static	1.25
DC2	Linear Static	1.25
DW1	Linear Static	1.50
DW2	Linear Static	1.50
EV	Linear Static	1.35
EH	Linear Static	1.50
WS y barandado	Linear Static	1.40
WSy viga	Linear Static	1.40

Buttons: Add, Modify, Delete

RESISTENCIA V

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DC	Linear Static	1.25
Lc2	Linear Static	1.35
EV	Linear Static	1.35
EH	Linear Static	1.5
BR	Linear Static	1.35
WS y barandado	Linear Static	0.4
WSy viga	Linear Static	0.4
WLy	Linear Static	1.
WA x	Linear Static	1.

Add
Modify
Delete

SERVICIO

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
WA x	Linear Static	1
Lc1	Linear Static	1
EV	Linear Static	1
EH	Linear Static	1
BR	Linear Static	1
WSy viga	Linear Static	.30
WS y barandado	Linear Static	.30
WLy	Linear Static	1
WA x	Linear Static	1

Resumen de combinaciones de cargas en el SAP.

Define Load Combinations

Load Combinations

- SERVICIO
- RESISTENCIA I
- RESISTENCIA III
- RESISTENCIA V

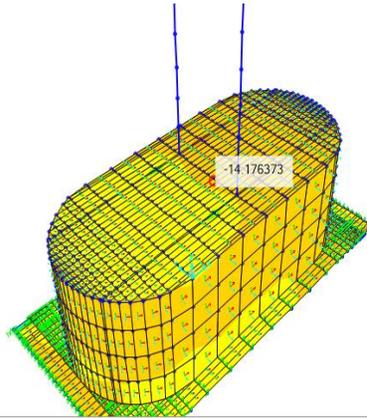
Click to:

Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo

Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...

OK
Cancel

Finalmente se hace correr las cargas ya mostradas anteriormente en la estructura y obtenemos los máximos momentos en paredes y losas, teniendo en cuenta que se diseñará armadura para el momento más crítico.



Resumen de armaduras:

Diseño de armadura de flexion en losa inferior

$$A_s = 5.33 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s\text{min}} = 8.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{ neces}} = 8.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ² /m)
20	3	9.42

almente USAR:

$$\phi \quad 20 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 30 \quad \text{cm}$$

Diseño de armadura de flexion en losa superior

$$A_s = 1.58 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s\text{min}} = 7.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ neces}} = 7.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ² /m)
16	4	8.04

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 16 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 25 \quad \text{cm}$$

Diseño de armadura en las paredes

$$A_s = 4.63 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s\text{min}} = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ neces}} = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\emptyset (mm)	Nº Fierros	$A\emptyset$ (cm ² /m)
12	5	5.65

Finalmente USAR:

$$\phi \quad 12 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 25 \quad \text{cm}$$

UTILIZAR PARA ESTRIBOS EN COLUMNA

$$\phi \quad 12 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 20 \quad \text{cm}$$

PARA EL CABEZAL PONDREMOS

Armadura de flexión

$$\phi \quad 25 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 16 \quad \text{cm}$$

armadura de temperatura

$$\phi \quad 12 \quad \text{mm} \quad \text{c/} \quad 15 \quad \text{cm}$$

Esta armadura irá en ambas caras del cabezal tanto horizontal como vertical.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Se pudo realizar la ingeniería básica del proyecto con ayuda de la Subgobernación de Uriondo la cual nos proporcionó el equipo topográfico, reduciendo el costo económico.
- Con los estudios hidrológicos e hidráulicos pudimos estimar la altura de tirante máximo de crecida de 3m, dejando así una revancha de 5m por debajo de la parte inferior de las vigas lo cual es favorable para evitar el impacto de ramadas que traerían las máximas riadas.
- Al hacer el estudio hidráulico se pudo determinar la socavación general en los estribos y local en las pilas fundando por seguridad a 2m por debajo de la socavación máxima dicha profundidad es asumida preguntando a ingenieros que tienen experiencia en la construcción de este tipo de puentes.
- El barandado que se diseñó, es de tipo peatonal cumpliendo con las especificaciones de la norma AASHTO-LRFD 2004, buscando la seguridad de los peatones, que fue completada con el diseño de un bordillo de altura considerable para evitar el descarrilamiento de los vehículos y eludir accidentes en el puente.
- Para el cálculo de armaduras por momento negativo en la acera, bordillo y losa se utilizó la hipótesis más crítica siendo esta cuando la rueda trasera del camión se sube a la vereda generando así un mayor momento.
- Los estados de resistencia más desfavorables en el diseño de las vigas de hormigón pretensado son el estado de Servicio I y Resistencia I, ya que en el estado de Servicio I se calculó la fuerza de pretensado inicial y el estado de Resistencia I se calcularon las armaduras de Momento y Corte.
- Para el diseño de la infraestructura se eligió el estribo tipo voladizo ya que es el recomendado para el tipo de altura que se obtuvo, tomando también en cuenta la facilidad constructiva del mismo, y en la parte central se pusieron pilas tipo cajón las

cuales fueron propuestas en el aporte académico y ayudan a que la estructura sea más liviana.

- Se observa que la armadura que se dispone en las losas de la pila tipo Cajón es la mínima recomendada por Norma, ya que la estructura disminuye en gran cantidad su peso sobre el terreno y por eso se la llama Pila Flotante, estructura liviana.
- La disposición de armaduras en la infraestructura se optimizó, tomando en cuenta el decalaje de armaduras en las secciones que generan menores solicitaciones optimizando de mejor manera la distribución de armaduras.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda para el estudio topográfico trabajar con mayor nube de puntos para poder ver mejor el relieve topográfico de la zona 400 m a la redonda.
- Realizar consultas oportunas a los docentes de las asignaturas relacionadas con el proyecto para realizar el cálculo correctamente ya que el mantener la duda ocasiona errores en el diseño.
- Antes de cualquier duda de los resultados mostrados en la ingeniería del proyecto se recomienda recurrir a la memoria de cálculo donde se explica todo el detalle de cálculo.
- Es recomendable cumplir con el recubrimiento de la norma para elementos sometidos al contacto con el suelo.
- No es coherente trabajar mezclando unidades y sistemas de medida ya que esta situación genera dudas en cuanto a los resultados obtenidos.

