

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.- ANTECEDENTES

La comunidad de Lapachal Bajo se encuentra aproximadamente a cuatro kilómetros del centro de la ciudad de Yacuiba; en la comunidad estaban los terrenos destinados para la construcción de la zona industrial, con el paso del tiempo los terrenos fueron reubicados en otra zona de la ciudad, lo cual produjo la disminución de los recursos destinados a la construcción de un puente en la zona.

De acuerdo a la información obtenida, en la comunidad de Lapachal Bajo y en el área de influencia existen 72 familias distribuidas de la siguiente manera: 32 familias en la zona considerada como urbana y el resto en áreas semi-dispersas, se estima un total de 350 habitantes aproximadamente; sin embargo se cree que esta población se incrementará después de la implementación del Programa Nacional de Vivienda Social planeado para la zona.

Por lo cual es apremiante la necesidad de disponer sobre la Quebrada Internacional Sauzalito de un puente que permita resolver el problema de tráfico vehicular y peatonal, especialmente durante las crecidas; ya que en época de lluvia no se cuenta con una ruta expedita, que permita el libre tránsito entre la comunidad de Lapachal Bajo y la ciudad de Yacuiba, lo cual imposibilita la exportación de los productos oportunamente y el paso de los comunarios para la realización de sus actividades diarias y ante cualquier urgencia que pudiera surgir.

Con la finalidad de dar solución al problema, se plantea el diseño de un puente vehicular entre la comunidad de Lapachal Bajo y la ciudad de Yacuiba.

1.1.- El problema

El ingreso a la comunidad de Lapachal se realiza mediante un camino de tierra, que atraviesa la quebrada Internacional Sauzalito. Durante época de lluvias, se ven perjudicados los pobladores de la zona, ya que tanto el tránsito peatonal como el vehicular, se ven interrumpidos por el incremento del nivel de aguas. La interrupción puede durar desde un día hasta semanas enteras.

La intransitabilidad peatonal y vehicular durante la época de lluvias entre la comunidad de Lapachal Bajo y la ciudad de Yacuiba, perjudica a los pobladores que trabajan en la ciudad, a los niños que no pueden asistir de manera regular a la escuela, al no contar con un centro educativo en la zona.

Esta situación principalmente perjudica el sector agrícola, que no puede transportar sus productos hacia los distintos mercados de la ciudad, disminuyendo en gran manera los ingresos económicos de las familias.

De mantenerse la situación actual no solamente se ven reducidos los ingresos económicos de la región, sino que también se puede incrementar la migración de los pobladores de la comunidad al vecino país de la Argentina, además se perjudica a los niños, porque no pueden asistir a la escuela y los adultos para realizar de manera regular sus actividades diarias.

1.2.- Objetivos

Los objetivos que se plantean con el presente proyecto son:

Objetivo general

- Realizar el diseño y cálculo estructural del Puente Vehicular Lapachal Bajo, con la finalidad de mejorar las condiciones de vida y los ingresos de la comunidad beneficiada.

Objetivos específicos

- Analizar la topografía, estudio hidrológico e hidráulico y el estudio de suelos, buscando en base a ellos la solución más conveniente para el emplazamiento del puente.
- Determinar alternativas estructurales en el diseño del puente Lapachal Bajo, de acuerdo a las características del obstáculo a salvar.

- Realizar el análisis y diseño estructural del puente, según la normativa AASHTO LRFD 2004.
- Elaborar la ficha de estudio ambiental, para determinar el impacto que producirá la construcción de un puente en la zona.
- Establecer el costo y tiempo que tomará la ejecución del proyecto planteado

1.3.- Justificación

Durante época de lluvias se presenta grandes dificultades en el acceso a la comunidad de Lapachal Bajo, debido al gran caudal de la quebrada, lo que hace imposible que los comunarios transiten libremente, manteniéndose incomunicados e imposibilitados de salir de la zona hasta que el caudal disminuya.

La quebrada tiene un ancho aproximado de 115 metros en la zona de emplazamiento del puente, previéndose un tirante de aguas máximas de 3,21 metros, con caudales superiores a los 290m³/s para un periodo de retorno de 100 años; según consultas realizadas a los comunarios regularmente el caudal de llegada alcanza una altura de aproximadamente dos metros, lo cual impide por completo el tránsito por la zona.

Por otro lado las características del material del cauce, tratándose en gran porcentaje de arena, hace dificultoso el tránsito de vehículos después de la disminución del caudal, debido a la baja cohesión de partículas de suelo.

Mediante el presente trabajo se pretende elaborar un proyecto técnica y económicamente viable, en tal sentido planteamos el diseño de un puente de vigas, debido a que se trata de la alternativa más económica; es evidente que para puentes de gran longitud existen alternativas estéticamente más convenientes; sin embargo el objetivo de Gobernación de la Región Autónoma del Chaco Tarijeño es reducir los costos de inversión en la zona.

En tal sentido, con la alternativa de construcción de un puente urbano cambiaría esta situación, facilitando la transitabilidad regular y normal sobre la quebrada durante todo el año, situación que a la vez permitirá un incremento tanto en la producción, como en los

rendimientos de las actividades agropecuarias de la zona y mejores condiciones de vida para los comunarios.

1.4.- Alcance del proyecto

La Gobernación de la Región Autónoma del Chaco Tarijeño otorgó para el diseño del presente proyecto el estudio de suelos, el análisis hidrológico e hidráulico y la topografía de la zona, destinada en un principio para la construcción del parque industrial; sin embargo se reubicó el mismo hacia otra zona de la ciudad, perdiendo de esta manera el financiamiento de la obra.

Con la información secundaria, en el perfil de proyecto se realizó un estudio de alternativas de tipo de estructura a nivel de prediseño, con la finalidad de encontrar la alternativa técnica y económicamente viable. En ese entendido, se han formulado dos tipos de estructura de puente que son los más empleados para puente vehicular, de similares características y se ajusta al sitio de emplazamiento.

Se plantea como alternativas, un puente de H° A° con vigas de alma llena de tramos simplemente apoyados y un puente de H° P° con vigas I de tramos simplemente apoyados. Para el diseño del puente se utilizará la normativa AASTHO LFRD 2004.

En cuanto a la subestructura se plantean dos estribos y pilas de H° A° con fundaciones profundas, debido a las características del suelo y a la socavación de 5,9 metros determinada para un periodo de diseño de 100 años, cabe resaltar que los cabezales de los pilotes en todos los casos se encuentran a cierta profundidad por debajo del nivel de socavación; con el objetivo de garantizar la vida útil del puente.

1.5.- Localización

El Municipio de Yacuiba se encuentra ubicado al extremo sur del país, constituyéndose parte de su territorio en límite fronterizo con la República Argentina.

Geográficamente el Municipio se encuentra ubicado entre las coordenadas 63° 42'30'' de longitud occidental y 19°02'10'' de latitud sud y una altitud de 580 m.s.n.m.

La comunidad de Lapachal Bajo se encuentra localizada en el departamento de Tarija Provincia Gran Chaco, Municipio de Yacuiba; limita al norte con la comunidad de San Isidro, al sur con la ciudad de Yacuiba, al este con la República Argentina y al Oeste con la serranía Agüaragüe.

La comunidad de se encuentra a 4 kilómetros aproximadamente de la ciudad de Yacuiba, se dice aproximado debido a que aún no se limitó bien a la comunidad; pues al pasar los años la ciudad de Yacuiba creció y esto afectó a la comunidad y por tanto una parte de lugar se convirtió en un barrio peri-urbano de la ciudad de Yacuiba; se puede llegar todo el año con interrupciones temporales en épocas de lluvia, problema, que precisamente pretende solucionar el proyecto.

El puente se ubicaría sobre la quebrada Internacional Sauzalito, convirtiéndose en el único ingreso a la comunidad; separada de la ciudad por la quebrada antes nombrada.

1.5.1.- Información socioeconómica relativa del proyecto

Yacuiba en su zona urbana presenta una escasa actividad industrial, con presencia de una pequeña fábrica de fideos en el distrito 1, existiendo también fabricas de muebles de madera en pequeñas escalas, sobre todo para uso doméstico familiar, mientras que la pequeña industria está dispersa.

Según las características geográficas del municipio de Yacuiba, se definen los siguientes usos de tierra:

Tabla 1
Tipos de Uso de la Tierra

| Uso de Suelo Actual | Superficies Estimada en Has | (%) |
|-----------------------------------|-----------------------------|------------|
| Aeropuerto | 84 | 0,02 |
| Área Cultivada | 23.302 | 4,50 |
| Área Protegida Aguaragüe | 34.225 | 6,61 |
| Área Urbana (rural y urbana) | 2.064 | 0,40 |
| Cuerpo de Agua | 347 | 0,07 |
| Infraestructura Vial y Otros | 635 | 0,12 |
| Lecho de Río | 12.157 | 2,35 |
| Suelo Descubierta | 8.924 | 1,72 |
| Uso Agrosilvopastoril en Colinas | 79.031 | 15,25 |
| Uso Agrosilvopastoril en Llanuras | 95.212 | 18,38 |
| Uso Forestal maderable | 36.280 | 7,00 |
| Uso silvopastoril colinas | 30.906 | 5,97 |
| Uso silvopastoril llanuras | 194.938 | 37,63 |
| Total | 518.105 | 100 |

Fuente: PMOT

En el área rural, se ha podido definir un modelo productivo tradicional basado en la agricultura y ganadería, la cual se constituye en el pilar fundamental de la economía de las familias.

El sistema de producción es tradicional, debido a los escasos de recursos, destino de la producción y el escaso uso de tecnología mejorada. Los campesinos en su generalidad han desarrollado sistemas de producción orientados a la seguridad alimentaria, con la mayoría de los cultivos. Se estima que en el municipio de Yacuiba existen aproximadamente 18.100 has. De cultivos según el cuadro que siguiente.

Tabla 2
Principales Cultivos (en has.)

| Productos | Superficie en Has. |
|------------------|---------------------------|
| Maíz | 8.293 |
| Maní | 4.655 |
| Sandía | 19 |
| Soya | 5.151 |
| Total | 18.119 |

Fuente: PMOT

Las principales explotaciones ganaderas son vacunas, caprinas, porcinas y ovinas. Dada la importancia económica, el ganado vacuno es el que recibe mayor preferencia por las familias del área rural: mientras que el ganado caprino y porcino si bien es más numeroso que el vacuno, es considerado como ahorro y/o para consumo de las familias. El ganado vacuno en su generalidad es criollo, aunque últimamente se introdujeron algunas razas mejoradas.

Como se indicó en párrafos arriba, la principal actividad en la zona del proyecto es la agricultura seguida por labores de ladrilleras, jornaleros y otros. Existe en la comunidad una familia que se dedica a la ganadería.

1.5.2.- Servicios básicos existentes

Son los servicios más importantes para el bienestar de la salud de la población de la comunidad de Lapachal Bajo, dichos servicios básicos se refieren al sistema de abastecimiento de agua potable, la tenencia de pozo ciego y/o letrinas adecuadas y electricidad que son indicadores importantes en la evaluación del desarrollo de una comunidad.

Agua Potable

La red para el abastecimiento de agua potable en la comunidad de Lapachal Bajo no cubre al total de las familias, en consecuencia las que no cuentan con el servicio de agua a través de red de agua potable se proveen de los pozos manuales existentes en la comunidad o recurren a vecinos cercanos para proveerse del líquido elemento.

Por las características epidemiológicas del área del proyecto la población está sujeta a enfermedades infecciosas, gastrointestinales atribuidas principalmente a la mala calidad del agua consumida por las familias.

Energía Eléctrica

La comunidad en estudio cuenta con el servicio de la energía eléctrica, siendo la fuente energética más importante para los comunarios, sólo un pequeño número de comunarios aún no cuentan con este servicio, por tanto ellos utilizan fuentes de energía considerados tradicionales (mecheros, velas y otros).

Eliminación de excretas

En cuanto a la disposición de excretas en la comunidad de Lapachal Bajo aproximadamente el 70% de familias que cuentan con letrina y un 30% lo realizan sus necesidades fisiológicas al campo abierto y no se puede hablar del uso de baños por la no-existencia del sistema de alcantarillado.

Finalmente cabe indicar que en la comunidad no existen áreas verdes, árboles ornamentales; existen basurales al aire libre en la comunidad (entorno a la vivienda, quebradas, terrenos baldíos) no se recoge la basura y menos aún su reciclaje.

1.5.3.-Análisis de Demanda Vehicular Actual

Para la determinación de la demanda vehicular, se ha considerado las necesidades de la población, para poder movilizarse hacia y del centro de la ciudad de Yacuiba, quienes lo hacen para trabajar y además de proveerse de alimentos, insumos, etc. De manera resumida, los aspectos que determinan el flujo vehicular en el área de influencia estarían determinados por lo siguiente:

- Transporte de personas.
- Transporte de productos a los mercados de abastecimiento

El volumen del tráfico vehicular es definido de acuerdo al tráfico promedio diario anual (TPDA) el cual se establece sobre la base de una serie de parámetros y clasificaciones del Servicio Nacional de Caminos, que se presenta a continuación:

- **Vehículos Livianos**

- Autos y vagonetas

- Camionetas

- Camiones con capacidad hasta 2 Tn.

- Otros livianos

- **Vehículos Semipesados**

- Microbuses

- Volquetas Pequeñas

- Buses Medianos

- Camiones Medianos

- **Vehículos Pesados**

- Volquetas Grandes

- Buses Grandes

- Camiones Grandes

- Vehículos Tráiler

- Camiones con Acoplados

Es importante resaltar que en la actualidad, el tráfico vehicular en el área de influencia es afectado en la época de lluvias (noviembre – abril); marcando en consecuencia un período de mayor tráfico vehicular por el área de influencia en el período seco (mayo a octubre); mientras que en el periodo de lluvias dicha demanda disminuye, dadas las condiciones del acceso actual y la inexistencia de un puente vehicular sobre la quebrada Internacional Sauzalito.

A continuación se presentan datos estimados del tráfico promedio semanal en época escolar y pre-escolar de vehículos por la zona de influencia. Estimaciones realizadas a partir de las

necesidades de la población que determinan la demanda vehicular y de entrevistas con el presidente de barrio.

Tabla 3

Tráfico vehicular

| TIPO DE VEHÍCULO | FRECUENCIA SEMANAL | | | TRÁFICO ANUAL | TPDA |
|------------------|---------------------|---------------------|-----------|---------------|--------------|
| | Febrero- Octubre | Noviembre- Enero | PROMEDIO | | |
| Automóviles | 22 | 16 | 19 | 988 | 2,72 |
| Camionetas | 30 | 20 | 25 | 1300 | 3,58 |
| Camión mediano | 30 | 40 | 35 | 1820 | 5,01 |
| Camión de 2 ejes | 10 | 20 | 15 | 780 | 2,15 |
| TOTAL | 92 | 96 | 94 | 4888 | 13,46 |

Fuente: Elaboración Propia

En el cuadro, se muestra que existe una circulación tráfico promedio diario año vehicular de 13,46 % vehículos por día, se estima que estos valores se incrementarán después de la implementación del Plan de Vivienda Social en la región.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Diseño general y características de ubicación.

2.1.1. Ubicación.

La elección de la ubicación de los puentes se deberá justificar mediante el análisis de alternativas, considerando aspectos económicos, técnicos, sociales y ambientales.

Los puentes generalmente son obras complejas, que requieren para su proyecto definitivo estudiar algunos aspectos como:

- a) Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento pendiente y rasante.
- b) Tipo de puente que resulte más adecuado.
- c) Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.

2.1.2. Luces y Gálibos.

La altura libre o gálibo que debe existir entre el nivel de aguas máximas y el borde inferior de la superestructura debe ser como mínimo de 1.5m. Esta dimensión deberá incrementarse en zonas donde la corriente puede arrastrar árboles de gran tamaño, con el objeto de dar espacio suficiente para su paso sin que perjudique la estabilidad de la estructura.

Se tiene que investigar posibles asentamientos de la estructura, si este asentamiento anticipado es mayor que 25 mm., este asentamiento se debe sumar a la luz vertical especificada.

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

2.1.3. Objetivos de Diseño.

a) Seguridad.

El ingeniero deberá velar por la seguridad pública.

b) Serviciabilidad.

Para poder asegurar un diseño que pueda responder a la serviciabilidad se debe tomar en cuenta la calidad de los materiales que se utilizan como también no se debe descuidar su mantenimiento y verificación de deflexiones.

Límites de deflexión para hormigón.

A) Carga vehicular, general..... Longitud/800.

B) Cargas vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000.

C) Carga vehicular, sobre voladizo.....Longitud/300.

D) Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos.....Longitud/375.

c) Constructibilidad

Los puentes se deberían diseñar de manera tal que su fabricación y erección se puedan realizar sin dificultades, ni esfuerzos indebidos y de acuerdo a los materiales existentes en la zona de construcción.

d) Economía.

Los tipos estructurales, longitudes de tramo y materiales se deben seleccionar considerando debidamente el costo proyectado, también considerar factores regionales tales como las restricciones relacionadas con la disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación, transporte y erección.

e) Estética del puente.

Los puentes deberían complementar sus alrededores, ser de forma elegante y presentar un aspecto de resistencia adecuada.

2.2.-Estudios Básicos

A continuación se presentan los datos de las condiciones naturales del lugar donde se requiere construir el puente:

2.2.1.-Levantamiento topográfico

Los estudios topográficos tienen como objetivos elaborar los planos topográficos, proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología y geotecnia, así como los efectos sobre el medio ambiente, además la topografía permite definir la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales del puente.

Los estudios topográficos deberán comprender mínimamente lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentados en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de un metro y comprendiendo por lo menos cien metros a cada lado del puente en dirección longitudinal y transversal del río.
- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos con escalas entre 1:100 y 1:250 considerando curvas de nivel en intervalos no mayores a un metro y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deben indicar los accesos del puente y algunas referencias del lugar. De igual manera debe indicarse con claridad la vegetación existente en la zona.
- En el caso de puentes sobre cursos de agua debe hacerse un levantamiento a detalle del fondo del lecho. Es necesario indicar los límites de aguas máximas y mínimas.
- Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente.

2.2.2.-Estudio de suelos

Se definirá tipo de cimentación, cota recomendada, características de los suelos, estratigrafía, esfuerzos de trabajo, metodología para las excavaciones dentro del río, metodología para la construcción de la cimentación, tipo de cimentación, etc.

Estudios geológicos

Estudio geotécnico con sondeos geofísicos y perforación de pozos en los ejes de los probables emplazamientos de la infraestructura, traducidos en perfiles geológicos con identificación de capas, espesores, tipos de suelos, clasificación, tamaño medio de sus partículas, dureza, profundidad de ubicación de la roca madre y todas sus características mecánicas. Igualmente deberá incorporarse el material predominante del lecho del río, su tamaño medio, la variabilidad del lecho del río, la cota más baja de este, sus tendencias de socavación, y finalmente un informe en el que debe recomendarse la cota y tipo de fundación.

La cantidad de exploraciones que se realice están relacionadas directamente con la envergadura del proyecto.

Estudios geotécnicos

El objetivo es de establecer las características geotécnicas, es decir la estratificación, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

Se deben hacer exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, en la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos. Los estudios geotécnicos deben comprender:

- Ensayos de campo en suelos.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o roca extraídas en la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuados
- Dependiendo de la envergadura del proyecto y tipo de suelos, completados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionados.

La cantidad y profundidad de sondajes deberá tomar en cuenta la magnitud y complejidad del proyecto. En el caso de puentes de hasta 100 metros, se preverá como mínimo un sondaje de exploración por cada componente, sea este estribo, zapata, pilar, bloque de anclaje, grupo de pilotes, etc. En caso de puentes de gran longitud, deberá tomarse en cuenta la variabilidad de condiciones del terreno a lo largo del eje del puente.

La profundidad de las exploraciones y sondajes deberá ser definida considerando un pre-dimensionamiento de la cimentación y las condiciones locales del subsuelo. Si las condiciones locales del subsuelo lo requieren, se deberá extender la profundidad de los sondajes, por debajo del nivel de cimentación, de 2 a 3 veces el ancho previsto de las zapatas o 2 metros bajo el nivel inferior de las cimentaciones profundas. En el caso de macizos rocosos, se requerirá extender la profundidad de los sondajes de 1 a 3 metros por debajo del nivel estimado de cimentación.

En casi de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta además la influencia de la socavación y la subpresión en el diseño. El nivel de cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación estimada.

2.2.3.-Estudio hidrológico e hidráulico

Su objetivo es el de establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos para las características particulares de la estructura. Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación del cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.

- Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación de la cimentación.
- Obras de protección necesarias.

Los puentes ubicados en el cruce con un curso de agua deben ser diseñados de modo que las alteraciones u obstáculos que estos representen ante este curso de agua sean previstos y puedan ser admitidos en el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil o se tomen medidas preventivas. Es importante considerar la posible movilidad del cauce, el aporte de los escombros desde la cuenca y los fenómenos de socavación, así como la posibilidad de ocurrencia de derrumbes, deslizamientos e inundaciones

En los planos de puentes sobre cursos de agua, se deben registrar siempre los niveles de agua cuya notación presentamos a continuación:

N.A.M.E. = Nivel de aguas máximas extraordinarias.

N.A.M. = Nivel de aguas máximas

N.A.O. = Nivel de aguas ordinarias

N.A.m. = Nivel de aguas mínimas

2.2.4.-Estudio Ambiental

Se debe considerar el impacto de un puente y sus accesos en la localidad, ya que los accesos muchas veces invaden propiedades, también se debe considerar la geomorfología del curso de agua, las consecuencias de la socavación del lecho, la eliminación de la vegetación estabilizadora de los taludes, etc. El estudio ambiental tiene la finalidad de identificar de forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñaran proyectos con mejoras ambientales y se evitará, o compensará los impactos adversos.

2.2.- Geometría.

Los datos anteriores deben ser traducidos en lo posible en un mismo plano cuyas escalas vertical y horizontal sean iguales, porque en él se tiene que ir dibujando el puente, definiendo de esta manera las dimensiones del puente.

Son las condiciones topográficas e hidráulicas las que definen la longitud a cubrir así como el nivel de rasante. En cambio la sección transversal está fijada por el número de vías y la estabilidad transversal. Para el caso de puentes carreteros el ancho queda definido por el número de vías, estimándose como ancho de vía un valor comprendido entre 3 y 4.5 m.

2.2.1.- Longitud.

Cuando el lecho del río a salvar está bien definido, el problema estará resuelto. En cambio tratándose de zonas llanas donde generalmente los ríos son del tipo maduro, con meandros que dificultan determinar la longitud del puente. La caja ripiosa dará una primera idea del largo que deberá tener el puente, ya que en las grandes crecidas esta puede ser ocupada en su totalidad.

A menudo este ancho es excesivo y puede por tanto construirse un puente más corto que el ancho del lecho ripioso, avanzando con terraplenes bien protegidos y con un buen sistema de drenaje con alcantarillas, si es posible complementando con defensivos y encausadores que garanticen que el río pase siempre por debajo del puente.

2.2.2. Socavaciones.

Uno de los aspectos de alto riesgo en la estabilidad de los puentes, son las socavaciones, que están íntimamente ligadas a las características de los ríos. En general la topografía terrestre presenta una gran variedad de ríos con una diversidad de problemas, sin embargo por razones prácticas se agrupan en los dos tipos siguientes:

- a) Ríos de caudal bruscamente variable o torrencial
- b) Ríos de caudal relativamente constante.

Los ríos de caudal relativamente constante no dan problemas de índole hidráulico, en cambio los ríos de caudal bruscamente variable son los que normalmente se encuentran en las regiones bajas, con caudal más o menos reducido durante la mayor parte del año,

incrementándose enormemente y súbitamente en la época de lluvias y durante los deshielos. Presentan problemas de variabilidad de lecho, inundaciones, y socavaciones, para lo cual hay que tener muchos cuidados.

En los terrenos llanos, especialmente en la época de las grandes crecidas, el nivel de las aguas sube considerablemente, llegando en algunos casos a cubrir la calzada de las vías, provocando destrozos, deterioros y la anulación temporal de la vía, en la época de mayor necesidad.

La determinación de la cota de fundación, es una tarea compleja, y difícil. Si bien se tiene información sobre el tema, este es apenas referencial, depende de muchas variables y ocurrencias durante las propias crecidas.

Una vez estimada la profundidad de socavación, se puede definir la cota de fundación de las pilas adicionando al valor estimado con la fórmula anterior, una altura mínima de 3 m. Inclusive se debe analizar la posibilidad de hincar pilotes.

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

La inversión que se haga para profundizar las pilas, contribuye más a la seguridad de la estructura, que esa misma erogación aplicada a aumentar la longitud.

Es indispensable el conocimiento de la naturaleza del subsuelo para fijar la profundidad de fundación conveniente.

2.2.3.-Vegetación en las márgenes del río

La mayor parte de los ríos del mundo tienen sus márgenes cubiertas por bosque u otra vegetación de ribera, incluso en zonas desprovistas de árboles, como sabanas o desiertos, los pocos árboles existentes se encuentran en las riberas de los ríos, donde encuentran las condiciones adecuadas, asociadas principalmente al nivel freático en los terrenos adyacentes.

Los árboles de ribera típicamente están adaptados a suelos fértiles y son capaces de resistir la inundación; mientras que muchas otras especies no pueden sobrevivir en estas condiciones.

Se puede llamar bosque de ribera a cualquier formación boscosa que crezca en las márgenes de los ríos o llanuras de inundación, aunque en zonas de fuerte pendiente, el efecto del río sobre el bosque desaparece al alejarnos unos pocos metros del cauce. Los bosques de ribera tienen gran incidencia sobre la forma del cauce, ya que limitan la erosión de sus márgenes y la caída de troncos aumenta la complejidad estructural del cauce y favorece la retención de partículas.

En llanuras de inundación, la presencia de vegetación, puede aumentar la cantidad de agua retenida durante las crecidas y disminuir de esta manera su velocidad aguas abajo

La vegetación arbórea, junto con un sotobosque denso conformado por herbáceas, matorrales y arbustos, contribuye con su sistema radículas a estabilizar los márgenes, dado que cohesionan las partículas del suelo a mayor profundidad y disminuyen la erosión producida por la corriente del agua, las partículas en suspensión y la carga de fondo

2.3.- Análisis de alternativas

El análisis de alternativas tiene como finalidad hacer una comparación de posibles soluciones que se puedan dar en el diseño, para obtener una estructura eficiente, estéticamente conveniente, económica y la de fácil mantenimiento, sin perder de vista la servicialidad, seguridad y confort que la estructura brinde a los usuarios.

Es conveniente buscar la zona de emplazamiento más corta, que no se ubique cerca de una curva, aquella en la que las características del suelo sean las optimas para la fundación dentro de lo posible, buscando siempre el menor impacto ambiental.

2.4.-Normas de diseño.

Norma para Diseño de Puentes.

Ya que nuestro país Bolivia no cuenta con una norma propia para el diseño de puentes, se permite hacer uso de las recomendaciones de la norma AASHTO LRFD (2004).

Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Norma para Diseño de Elementos de Hormigón Armado.

Es recomendable diseñar piezas de hormigón armado con una Norma Americana, ya que la norma para puentes lo es, de esa manera conseguimos una mayor compatibilidad entre normas. Es por esto que las piezas de hormigón se diseñan con la norma ACI-318 (2005) en combinación de la norma AASHTO LRFD.

2.5.-Factores de carga y combinaciones de carga.

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

Cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la siguiente ecuación para cada uno de los estados límites.

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

Donde:

γ_i = factor de carga

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, 0.9 para flexión y 0.85 para corte.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa. Adoptar un valor de 1.

Q_i = sollicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia reducida: ϕR_n

Para el diseño de puentes se consideran los siguientes estados límites:

- **Estados límites de servicio.**

Los estados límites de servicio se deben considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular, para brindar confort al usuario, para ello se tienen los siguientes estados:

- **SERVICIO I** – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h., tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- **SERVICIO II** – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- **SERVICIO III** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- **SERVICIO IV** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.

Estado límite de fatiga y fractura.

La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente y se tiene el siguiente estado:

- **FATIGA** – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas, bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada.

- **Estado límite de resistencia.**

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga. Este estado garantiza que se provee resistencia y estabilidad:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

- **Estados límites correspondientes a eventos extremos.**

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por un vehículo:

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

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

Tabla 4

Combinaciones de carga y factores de carga

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

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

Tabla 5

Factores de carga para cargas permanente

| 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 | | N/A |
| • Muros de sostenimiento y estribos | 1,00 | 1,00 |
| • Estructura rígida enterrada | 1,35 | 0,90 |
| • Marcos rígidos | 1,30 | 0,90 |
| • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares | 1,35 | 0,90 |
| • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles | 1,95 | 0,90 |
| <i>ES</i> : Sobrecarga de suelo | 1,50 | 0,75 |

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

2.6.- Superestructura

Para el diseño del puente Lapachal Bajo se plantea un puente viga con una superestructura de elementos de hormigón pretensado con secciones I recomendadas por la AASHTO, sobre la cual se coloca una losa de concreto armado. La losa integrada con la trabe, dará lugar a una sección compuesta que aumenta sensiblemente la capacidad de la sección.

2.6.1.- Vigas de hormigón pretensado

El hormigón pretensado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medios donde se emplean elementos pretensados estándar producidos en serie, como para puentes de grandes claros.

Entre los sistemas que se utilizan para puentes de hormigón pretensado tenemos:

- Losas extruidas o alveolares pretensadas con losa colada en sitio.
- Vigas T, I o cajón con losa colada en sitio
- Vigas postesadas con losa, ambas coladas en sitio.
- Vigas de sección cajón, de una sola pieza o en dovelas, pretensadas o postesadas.

Para claros cortos, menores que 25 m, la sección T es muy efectiva, y para claros mayores, las secciones I o cajón con aletas son más eficientes.

La trabe cajón con aletas debe su gran eficiencia a tres factores principales

- Mayor rigidez torsional que evita, en la mayoría de los casos, el uso de diafragmas intermedios.
- Ancho inferior para albergar más torones y así proporcionar mayor excentricidad al presfuerzo aumentando los esfuerzos y el momento resistente de la sección.
- La presencia de las aletas elimina el uso de la cimbra para colar la losa y permite el empleo de un menor peralte de la misma (15cm) comparado con el requerido para una viga I (18 cm).

2.6.1.1.-Definición de hormigón pretensado

El hormigón pretensado es aquel concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución, que los esfuerzos resultantes debidos a las cargas externas son contrarrestados a un grado deseado, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y resistencia.

Dos conceptos o características diferentes pueden ser aplicados para explicar y analizar el comportamiento básico del hormigón pretensado. Es importante que se entiendan dos conceptos fundamentales para proporcionar y diseñar estructuras de hormigón pretensado con eficacia e inteligencia:

- Pretensar para mejorar el comportamiento elástico del hormigón.- este concepto trata al hormigón como un material elástico y probablemente es todavía el criterio de diseño más común.

El hormigón es comprimido de tal forma que sea capaz de resistir los esfuerzos de tensión. Desde este punto de vista el hormigón está sujeto a dos sistemas de fuerzas: presfuerzo interno y carga externa, con los esfuerzos de tensión debido a la carga externa contrarrestados por los esfuerzos de compresión debido al preesfuerzo.

Similarmente, el agrietamiento del hormigón debido a la carga es contrarrestado por la pre compresión producida por los tendones

En su forma más simple, consideraremos una viga rectangular con carga externa y preesforzada por un tendón a través de su eje centroidal

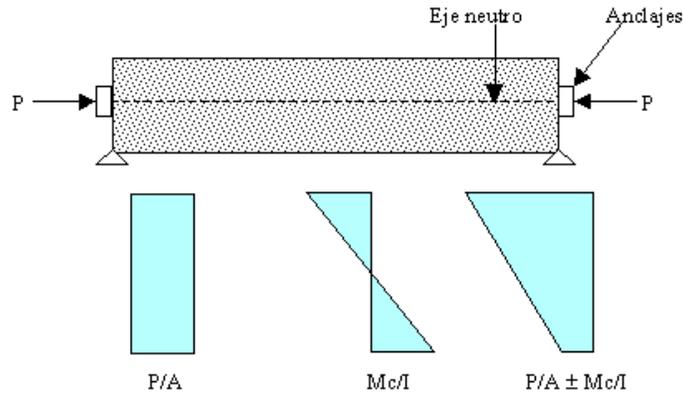


Figura 1

Distribución de esfuerzos a través de una sección de hormigón pretensado concéntricamente

Debido al presfuerzo P, un esfuerzo uniforme se producirá a través de la sección que tiene un área A:

$$f = \frac{-P}{A}$$

Si M es el momento externo en una sección debido a la carga y al peso de la viga, entonces el esfuerzo en cualquier punto a través de la sección debido a M es:

$$f = \frac{Mc}{I}$$

Donde c es la distancia desde el eje centroidal e I es el momento de inercia de la sección. Así la distribución resultante de esfuerzo está dada por

$$f = \frac{-P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

La trabe es más eficiente cuando el tendón es colocado excéntricamente con respecto al centroide de la sección, donde e es la excentricidad

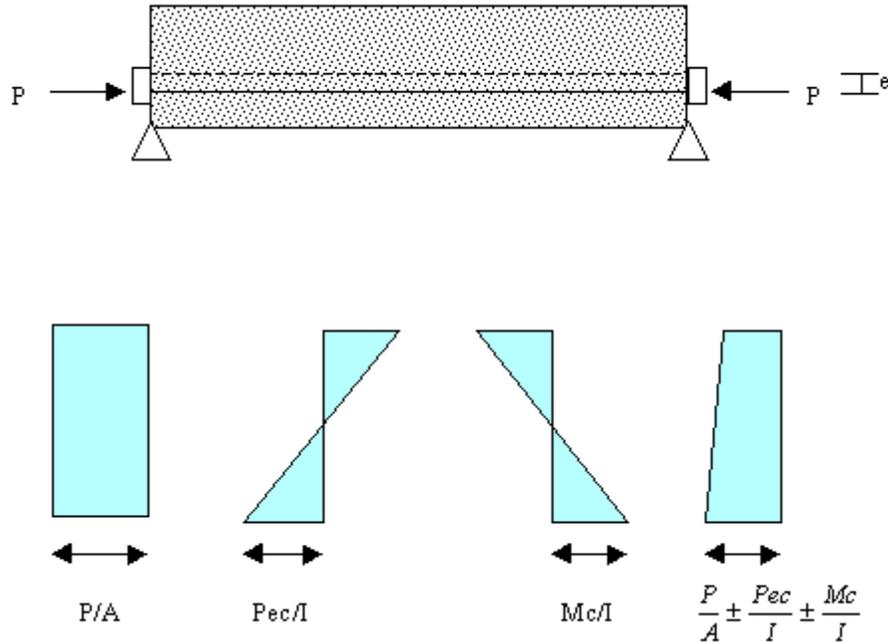


Figura N° 2

Distribución de esfuerzos a través de una sección de hormigón pretensado excéntricamente

Debido a un preesfuerzo excéntrico, el hormigón está sujeto tanto a un momento como a una carga directa. El momento producido por el presfuerzo es $P \cdot e$, y los esfuerzos debido a éste momento son:

$$f = \frac{Pec}{I}$$

Así, la distribución de esfuerzo resultante está dada por:

$$f = \frac{-P}{A} \pm \frac{Pec}{I} \pm \frac{Mc}{I}$$

- Pretensar para aumentar la resistencia ultima del elemento.- este concepto es considerar al hormigón pretensado como una combinación de acero y hormigón, similar al hormigón armado, con acero tomando tensión y concreto tomando compresión de tal manera que los dos materiales formen un par resistente contra el momento externo.

En el hormigón pretensado se usa acero de alta resistencia que tendrá que fluir antes de que su resistencia sea completamente alcanzada. Si el acero de alta resistencia es simplemente embebido en el hormigón, como en el refuerzo ordinario de hormigón,

el hormigón alrededor tendrá que agrietarse antes de que la resistencia total del acero se desarrolle.

2.6.1.2.-Ventajas y desventajas del hormigón pretensado

Ventajas

- Se tiene una mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio por el control de agrietamiento y la flexión.
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia.
- Elementos más eficientes y esbeltos, menos material.
- Mayor control de calidad en elementos pretensados por la producción en serie.
- Mayor rapidez en elementos pretensados, al fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones, la producción es más eficiente.

Desventajas

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados.
- Mayor inversión inicial.
- Diseño más complejo y especializado.
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones y apoyos.

2.6.1.3.-Hormigón pretensado con armaduras postesas

Es un método de pretensado en el cual el tendón que va dentro de unos conductos es tesado después que el hormigón ha fraguado. Así el presfuerzo es casi siempre ejecutado externamente contra el hormigón endurecido, y los tendones se anclan al hormigón inmediatamente después del pretensado. Este método puede aplicarse tanto para elementos prefabricados como colocados en sitio.

Generalmente se coloca en los moldes de la viga conductos hueco o vainas que contienen los tendones, siguiendo un perfil deseado, antes de vaciar el hormigón.

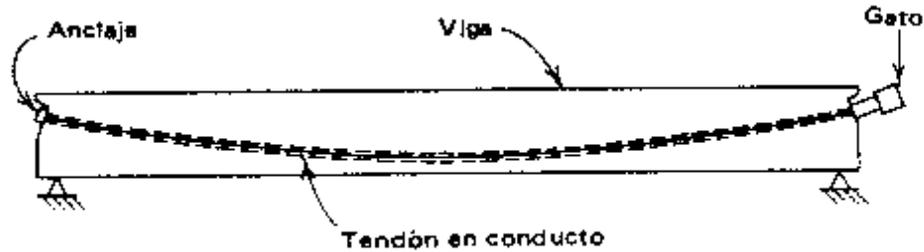


Figura 3

Elemento pretensado con armaduras postesas

Las características del método son las siguientes:

- Piezas prefabricadas o colocadas en sitio.
- Se aplica el presfuerzo después del hormigonado.
- El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
- La trayectoria del cable puede ser recta o curva.
- Se permite continuidad en los apoyos.

2.6.1.4.- Estados de carga

Una de las peculiares consideraciones en el hormigón pretensado es la diversidad de los estados de carga a los cuales el miembro o la estructura están sujetos.

- Estado de Reposo.- el elemento no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta, por lo tanto tiene un momento igual a cero.
- Estado de peso propio o estado de tiempo cero.-el elemento está bajo presfuerzo, pero no está sujeto a ninguna carga externa.
- Estado de carga balanceada.- en este estado actúan todas las fuerzas que balancean el momento y permite que actúen las fuerzas de compresión.
- Estado límite de servicio o estado del tiempo infinito.- como para otros tipos de estructuras, se deben considerar varias combinaciones de carga actuando sobre la estructura.
- Estado de límite último.- estado en el que se mayoran las cargas y se minoran las resistencias.

2.6.1.5.- Pérdidas de la fuerza de tesado inicial

A partir de la fuerza de tesado original en un elemento se presentarán pérdidas, que deben considerarse para calcular la fuerza de diseño efectiva que deberá existir cuando se aplique la carga.

De cualquier modo la fuerza efectiva no puede medirse fácilmente; sólo se puede determinar convencionalmente la fuerza total en los tendones en el momento de pretensarlos. La fuerza de tesado efectiva es menor que la fuerza de tesado inicial y la diferencia entre estos dos es la pérdida de fuerza de tesado.

Las pérdidas se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento, llamadas pérdidas instantáneas y aquellas que ocurren a través del tiempo, llamadas pérdidas diferidas o dependientes del tiempo.

La fuerza de tesado del gato, puede reducirse inmediatamente a una fuerza inicial debido a pérdidas por deslizamiento de anclaje, fricción, relajación instantánea del acero, acortamiento elástico del hormigón. A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce gradualmente, primero rápidamente y luego lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de contracción y el flujo plástico del hormigón, debido a la relajación diferida del acero altamente esforzado.

Tabla 6**Pérdidas de la fuerza de tesado inicial**

| Tipo de pérdida | Etapa de ocurrencia | |
|------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | Elementos pretensados | Elementos postesados |
| Deslizamiento del anclaje | ---- | En la transferencia |
| Acortamiento elástico del concreto | En la transferencia | Al aplicar los gatos |
| Fricción | --- | Al aplicar los gatos |
| Contracción del concreto | Después de la transferencia | Después de la transferencia |
| Flujo plástico del concreto | Después de la transferencia | Después de la transferencia |
| Relajación diferida del acero | Después de la transferencia | Después de la transferencia |

Deslizamiento del anclaje

En los elementos pretensados con armaduras postesas, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al hormigón mediante anclajes. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida en que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a debida que se forma un dispositivo de anclaje.

$$\Delta f_{s,d} = \frac{\Delta L}{L} E_s$$

ΔL =cantidad de deslizamiento

L = longitud del tendón

E_s = modulo de elasticidad del acero de refuerzo

Es importante observar que la cantidad de deslizamiento es casi independiente de la longitud del cable. Por esta razón la pérdida de esfuerzo será grande en tendones cortos y relativamente pequeña en tendones largos.

Acortamiento elástico del hormigón

Cuando la fuerza de tesado se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto a medida que se comprime. Este puede determinarse fácilmente por la propia relación esfuerzo- deformación del concreto.

En elementos postesados, cuando se tesan al mismo tiempo todos los tendones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato y existe una compensación automática para las pérdidas por acortamiento elástico, las cuales por lo tanto no necesitan calcularse.

Para el caso de tendones múltiples y se tesan siguiendo una secuencia, existirán pérdidas. El primer tendón que se ancle sufrirá una pérdida cuando se tese el segundo, el primero, y segundo sufrirá una pérdida cuando se tese el tercero y así sucesivamente. La pérdida será:

$$\Delta f_{s,e} = \frac{E_s}{E_c} * f_c$$

$$f_c = -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o * e}{I_c}$$

Fricción

Ocurre en los elementos postesados debido a la fricción entre los tendones y los ductos, la magnitud de esta fuerza es función de la forma del tendón o alineación, debido a la curvatura.

En los elementos con armaduras postesas, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante gatos del otro extremo. A medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla resistencia friccionante, por lo que la tensión en el elemento anclado es menor que la tensión en el gato. Las pérdidas por fricción se consideran en función de dos

efectos, como son la curvatura intencional del tendón y la curvatura no intencional de la trayectoria especificada del ducto.

$$P_0 = P_x e^{lkx + \mu\alpha}$$

Donde

L_x = longitud del tendón desde el extremo del gato hasta el punto x

α = cambio angular del tendón desde el extremo del gato hasta el punto x en radianes

K = coeficiente de fricción por desviaciones

M = coeficiente de fricción por curvatura

Si se acepta la aproximación de que la presión normal en el ducto que produce la fuerza de fricción resulta de la tensión inicial no disminuida alrededor de toda la curva, se obtiene la siguiente expresión simplificada para la pérdida de tensión:

$$P_0 = P_x(a + k L_x + \mu\alpha)$$

Donde α es el ángulo entre las tangentes en los extremos

Flujo plástico del hormigón

El flujo plástico es la propiedad de muchos materiales, mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lasos considerables bajo un estado constante de esfuerzo o de carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza asintóticamente un valor constante.

En miembros de hormigón pretensado, el esfuerzo de compresión a nivel del acero es sostenido, y el flujo plástico resultante en el hormigón es una pérdida importante de fuerza de tesado. En los miembros pretensado, la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del hormigón no es constante, sino que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento y a la contracción del hormigón, así como también debido a los cambios de

longitud asociados con el flujo plástico en sí mismo. La pérdida de esfuerzo se calcula a partir de:

$$\Delta f_{pCR} = 12f_{cgP} - 7\Delta f_{cdp}$$

Retracción del hormigón

Es claro que la disminución en la longitud de un elemento por retracción de fraguado del hormigón será tan perjudicial, como los cambios de longitud ocasionados por esfuerzos, flujo plástico y otras causas. La pérdida de esfuerzo en el acero resultante de la retracción de fraguado es:

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

Sólo es necesario tener en cuenta la parte de la retracción de fraguado que ocurre después de la transferencia de la fuerza de tesado al hormigón. Para elementos pretensados, la transferencia se realiza por lo regular apenas veinticuatro horas después de vaciar el hormigón y casi toda la retracción ocurre después de este momento.

Relajación del acero

Cuando el acero del presfuerzo se esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad que se conoce como relajamiento. El relajamiento se define como la pérdida de esfuerzo en un material esforzado mantenido con longitud constante.

$$\Delta f_R = 138 - 0,3P_0 - 0,4\Delta f_{s,e} - 0,2(\Delta f_{SR} - \Delta f_{CR})$$

2.6.2.-Tablero

La losa de hormigón armado que se coloca sobre los elementos pretensados para formar la sección compuesta, tiene un espesor mayor o igual a 17,5cm dependiendo del elemento estructural sobre el que descansa. Esta losa, además de aumentar la capacidad de la sección, cumple la función de rigidizar a la superestructura, tanto en el sentido vertical, para repartir

las cargas vivas uniformemente a todas las vigas, como en el horizontal, para evitar movimientos relativos entre las vigas.

La losa debe estar perfectamente ligada a las vigas, por lo que éstas estarán provistas de conectores y contarán con una superficie de contacto limpia, húmeda y rugosa. Los conectores podrán ser los mismos estribos de la viga de manera que se doblen en obra para formar la sección compuesta.

Las cargas actuantes en el tablero son:

- Cargas permanentes.- deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre-capas y ensanchamientos previstos.
- Cargas transitorias son las correspondientes a las cargas de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil, peatones, cargas hidráulicas, de viento, etc.
- Fuerza de frenado (BR), se debe tomar como el mayor de los siguientes valores:
 - 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.
 - 5 % del camión de diseño más la carga del carril ó 5 % del tándem de diseño más la carga del carril.

En nuestro medio es recomendable tomar un valor del 5 % del peso total del camión de diseño, se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 180 cm. sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

- Sobrecarga Viva.- deberá aplicarse la sobrecarga vehicular llamada HL-93 que consiste en una combinación de:
 - Camión de diseño o tandem de diseño, y
 - Carga de carril de diseño.

a) Camión de diseño.

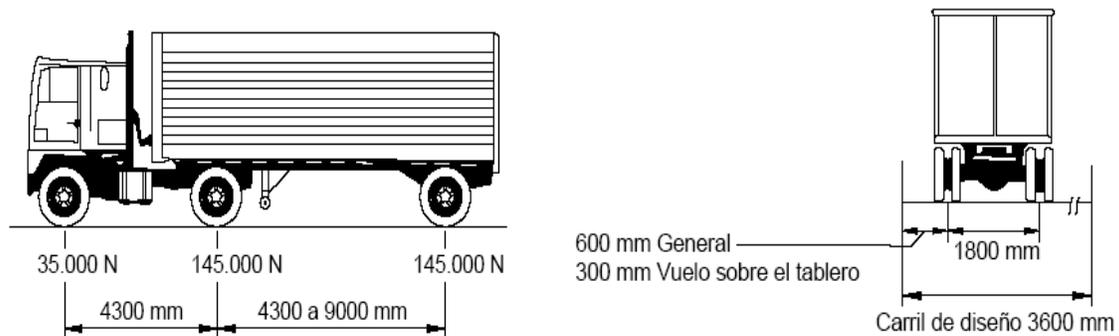


Figura 4

Camión de diseño

La separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

b) Tándem de diseño.

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

c) Carga de carril de diseño.

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 9,3 N/mm., uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente, la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no están sujetas a un incremento por carga dinámica.

- Incremento por carga vehicular.- la circulación de las cargas móviles a velocidad sobre la estructura de un puente da origen a esfuerzos instantáneos y de vibración, los cuales hacen que el material se fatigue y pueda entrar en resonancia, debido a la oscilación. Para poder tomar en cuenta los efectos mencionados se deberá aplicar un factor de mayoración aplicando los porcentajes indicados en la TABLA 6, incremento por carga dinámica, (IM).

Tabla 7
Incremento por carga dinámica

| 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: Norma AASHTO LRFD (2004)

La contribución estructural de los accesorios al tablero se debe considerar para los estados de servicio y para los límites de resistencia correspondientes.

Para el diseño de tableros se aplica los métodos de análisis elástico aproximado, en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo, en este método el momento extremo positivo de cualquier panel del tablero se considera como el que actúa en todas las regiones de momento positivo, de igual manera se trabaja con el momento extremo negativo.

Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, dividir la carga total en carril, por el ancho de faja calculado.

Tabla 8
Fajas equivalentes

| TIPO DE TABLERO | DIRECCION DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRAFICO | ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA |
|---|--|---|
| <p>Hormigón</p> <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ • Colado in situ con encofrados perdidos • Prefabricado, postesado | <p>Vuelo</p> <p>Paralela o perpendicular</p> <p>Paralela o perpendicular</p> <p>Paralela o perpendicular</p> | <p>1140+0,833x</p> <p>+M=660+0,55S</p> <p>-M=1220+0,25S</p> <p>+M=660+0,55S</p> <p>-M=1220+0,25S</p> <p>+M=660+0,55S</p> <p>-M=1220+0,25S</p> |
| <p>Acero</p> <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto • Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos | <p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p> | <p>0,007P+4Sb</p> |

| | | |
|---|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos | | |
| <p>Madera</p> <ul style="list-style-type: none"> • Madera laminada y encolada prefabricada <ul style="list-style-type: none"> No interconectada Interconectada • Laminada y tesada • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> Tableros continuos o paneles interconectados Paneles no interconectados | <ul style="list-style-type: none"> Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular | <ul style="list-style-type: none"> 2h+760 2h+1020 2280h+0,07L 4h+760 0,066S+2740 0,84S+610 2h+760 4h+1020 2h+760 2h+1020 |

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

Donde:

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

h = altura del tablero (mm)

L = longitud de tramo del tablero (mm)

P = carga de eje (N)

Sb = separación de las barras del emparrillado (mm)

$+M$ = momento positivo

$-M$ = momento negativo

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

La viga de borde ideal se considera como una faja de tablero de ancho reducido, se asume que éstas soportan una línea de ruedas y cuando corresponda una porción de carga de carril de diseño. El ancho efectivo no debe ser menor que el ancho de faja ni mayor a 1800mm.

Para el cálculo de las solicitaciones las fajas del tablero se deben tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son rígidos.

En las vigas interiores con tableros de hormigón el momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón, se puede determinar aplicando la fracción de carril.

TABLA 9

Distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores

| Tipo de Vigas | Factores de distribución | Rango de aplicabilidad |
|---------------|--------------------------|------------------------|
|---------------|--------------------------|------------------------|

| | | |
|---|--|--|
| Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuestos con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado, vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón | Un carril de diseño cargado $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{Ke}{Lt}\right)^{0,3}$ | $1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ |
| | Dos o más carriles de diseño cargados $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{Ke}{Lt}\right)^{0,3}$ | $Nb > 3$ $4 \times 10^9 \leq S \leq 3 \times 10^{12}$ |
| | Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $Nb=3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor | $Nb=3$ |

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

El corte por sobrecarga para vigas interiores se puede determinar aplicando las fracciones por carril.

Tabla 10

Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

| Tipo de Vigas | Un carril cargado de diseño | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---|-----------------------------|---|--|
| Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuestos con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado, vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón | $0,36 + \frac{S}{7600}$ | $0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$ | $1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $Nb > 3$ |
| | Ley de momentos | Ley de momentos | $Nb = 3$ |

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

Donde:

S=separación de los elementos de apoyo [mm]

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicado la fracción de carril

Tabla 11

Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

| Tipo de Vigas | Un carril cargado de diseño | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---|-----------------------------|---|-------------------------|
| Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuestos con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado, vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón | Ley de momentos | $g = e * g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{de}{2800}$ | $-300 \leq S \leq 1700$ |

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

El corte por sobrecarga para vigas exteriores se deberá determinar aplicando las fracciones por carril.

Tabla 12

Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

| Tipo de superestructura | Un carril cargado de diseño | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---|-----------------------------|--|--------------------------|
| Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuestos con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado, vigas T de hormigón, secciones T y doble T de hormigón | Ley de momentos | $g = e * g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{de}{3000}$ | $-300 \leq de \leq 1700$ |
| | | Ley de momentos | Nb=3 |

Fuente: Norma AASHTO LRFD (2004)

La superficie del tablero cuenta con pendientes transversales, con drenajes transversales en el tablero, de manera que se garantice el paso seguro y eficiente de la escorrentía superficial de la calzada, de esta manera se minimizan los daños generados al puente y se maximiza la seguridad de los vehículos que hacen uso de la estructura.

2.6.3.-Diafragmas

Los diafragmas proporcionan rigidez lateral a las vigas y a la superestructura en general. Estos consisten en vigas transversales a los elementos pretensados, generalmente de hormigón armado, que se ubican en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo. Los diafragmas extremos unen a las vigas entre sí y con la losa y le dan una gran rigidez al puente. Los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión.

La cantidad y separación de diafragmas intermedios estará en función de la rigidez lateral y la longitud del claro del puente.

En general, claros mayores a 10 m con vigas I ó T deberán llevar al menos un diafragma intermedio, con espaciamientos de entre 7,5 a 10 m entre ellos. Debido a su gran rigidez lateral, las vigas pretensadas tipo cajón con aletas pueden prescindir de diafragmas, al menos hasta claros de 30 m.

Los diafragmas van ubicados sobre estribos y pilas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo y se utilizan diafragmas intermedios entre vigas cuando sea necesario proveer resistencia

2.6.4.-Accesorios

2.6.4.1.-Aceras

Las aceras con anchos mayores a 0,6 metros son diseñadas para una sobrecarga de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa simultáneamente con la sobrecargas vehicular de diseño.

Las veredas son idealizadas como vigas en voladizo, diseñadas con la carga puntual recibida de las barandas, una carga peatonal y la carga de la llanta delantera del camión de diseño, ubicada a 0,3 metros del borde exterior de la vereda; son cargadas en su totalidad solamente en un lado de la estructura si es que esta condición produce los máximos esfuerzos

Una acera peatonal puede estar separada de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada, dependiendo de la velocidad de circulación en la vía.

2.6.4.2.- Barandas

Con el objetivo de proteger al tráfico y a los peatones se dispone de barandas en el borde de la superestructura

La mínima altura de las barandas para peatones debe ser de 1,06m. medidos a partir de la cara superior de la acera.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro. Se debería proveer un riel de seguridad o un cordón al nivel de la superficie de rodamiento.

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

Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, PLL , en N, se deberá tomar

$$PLL = 890 + 0,73 L$$

Donde:

L = separación entre postes (mm)

2.7.- Infraestructura

Los muros de sostenimiento, pilas y estribos son diseñados de manera que soporten los empujes laterales del suelo, presiones hidrostáticas, peso propio, peso de las sobrecargas del suelo y las sobrecargas de la superestructura.

2.7.1.-Estribos

Los estribos de puentes sirven para transmitir la carga desde la subestructura hasta la cimentación y actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos.

En los terraplenes de acceso al puente o en los cortes que se realizan en las inmediaciones del mismo, se colocan aleros en los costados de los estribos. Hay varias alternativas a usar en función de la altura del muro de contención, del empuje de tierra y sobrecarga a que vaya estar sometido.

Para determinar los empujes laterales del suelo se asume que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo y se toma como:

$$EH = k\gamma_s gz (\times 10^{-9})$$

Donde

EH= empuje lateral del suelo

k = coeficiente de empuje lateral

γ_s = densidad del suelo (kg/m³)

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

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

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

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$ka = \frac{\text{sen}^2(\theta + \varphi)}{\tau(\text{sen}^2 * \text{sen}(\theta - \delta))}$$

Donde:

$$\tau = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta)\text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\vartheta - \delta)\text{sen}(\vartheta + \beta)}} \right]^2$$

Donde

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro

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

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal

φ' = ángulo efectivo de fricción interna (°)

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

Los muros de sostenimiento rígidos de gravedad y semi-gravedad se pueden utilizar para subestructuras de puente o separación de taludes y generalmente se construyen para aplicaciones permanentes.

No se deberán utilizar muros rígidos de gravedad o semi-gravedad sin fundaciones profundas si el suelo/roca de apoyo tiene tendencia a sufrir asentamientos totales o diferenciales excesivos.

2.7.1.1.- Combinaciones de carga

Los factores de carga para producir las sollicitaciones extremas totales mayoradas para evaluar la estabilidad externa de los muros de sostenimiento son mostrados en las siguientes figuras

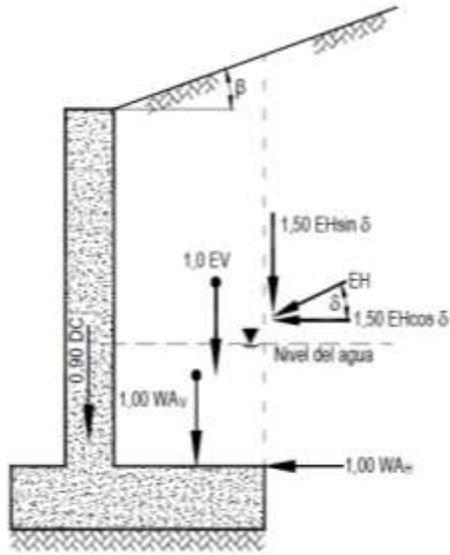


Figura 5

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

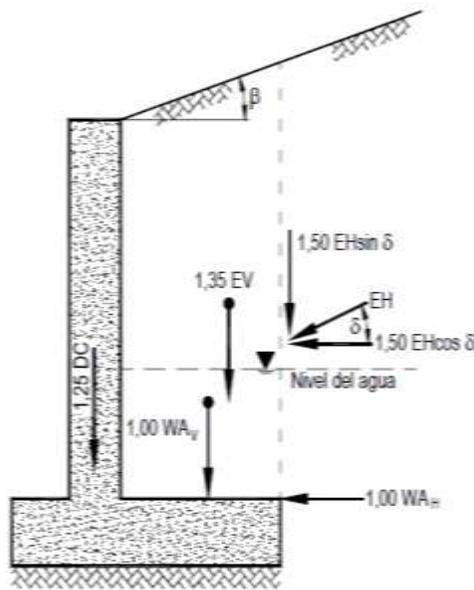


Figura 6

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

Si es necesario considerar una sobrecarga, la fuerza mayorada debida a la sobrecarga generalmente se incluye sobre el relleno inmediatamente encima del muro, solamente a los

finde evaluar la capacidad de carga de las fundaciones y el diseño de la estructura. La sobrecarga debida a esta sobrecarga de suelo no se incluye encima del muro para evaluar la excentricidad, el resbalamiento u otros mecanismos de falla para los cuales esta sobrecarga de suelo representaría una contribución a la resistencia. De forma similar, la sobrecarga que actúa sobre el estribo de un puente se incluye solamente para evaluar la capacidad de carga de la fundación y el diseño de la estructura. El factor de carga correspondiente a la sobrecarga de suelo es igual tanto para las solicitaciones verticales como para las solicitaciones horizontales.

Las cargas y esfuerzos permanentes y transitorios ilustrados en las figuras incluyen:

• **Cargas permanentes:**

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

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

EH = empuje horizontal del suelo.

ES = sobrecarga de suelo.

EV = empuje vertical debido al peso propio del suelo de relleno.

• **Cargas transitorias:**

LS = sobrecarga viva.

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua.

El diseño se realiza considerando cualquier combinación de esfuerzos que pudiera producir la condición de carga más desfavorable.

Los estribos integrales deben ser diseñados de manera que resistan y/o absorban las deformaciones por fluencia lenta, contracción y efectos térmicos de la superestructura.

Los posibles fallos de un muro de contención son:

- Fallo de la estructura como pieza de hormigón armado. Las formas de fallo pueden afectar el alzado, la puntera o el talón y pueden provenir de cualquier estado límite último o por la corrosión por fisuración excesiva.

- Deslizamiento.
- El vuelco, habitualmente el vuelco se produce alrededor del borde de la puntera, aunque en realidad el giro se produce alrededor de un centro de rotación situado a mayor profundidad que el cimiento del muro.
- Profundidad de deslizamiento.

2.7.2.-Muros de ala

Los muros de ala se pueden diseñar de forma monolítica con los estribos o bien se pueden separar de la pared del estribo mediante una junta de expansión y diseñar para que trabajen de forma independiente.

Las longitudes de los muros de ala se deberán calcular utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Los muros de ala deberán tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proveer protección contra la corrosión.

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por aplastamiento, vuelco y deslizamiento.

La capacidad de carga se deberá investigar en el estado límite de resistencia utilizando cargas y resistencias mayoradas.

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.

La tensión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{B - 2e}$$

Donde:

ΣV = sumatoria de las fuerzas verticales.

En las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro del medio central del ancho de la base.

En las fundaciones en roca la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los tres cuartos centrales del ancho de la base.

2.8.-Pilas

Cuando un puente tiene más de un claro, los apoyos intermedios se pueden construir con columnas de concreto con o sin ménsulas para recibir a traveses portantes sobre las que descansarán las traveses longitudinales.

2.8.1.- Factor de Longitud Efectiva, K

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K , para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

Tabla 13
Factores de longitud efectiva

| FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K | | | | | | |
|---|---|--|-----|-----|------|-----|
| La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos | (a) | (b) | (c) | (d) | (e) | (f) |
| Valor teórico de K | 0,5 | 0,7 | 1,0 | 1,0 | 2,0 | 2,0 |
| Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales | 0,65 | 0,80 | 1,2 | 1,0 | 2,10 | 2,0 |
| Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos |  | Rotación impedida, traslación impedida | | | | |
| |   | Rotación libre, traslación impedida | | | | |
| |   | Rotación impedida, traslación libre | | | | |
| |  | Rotación libre, traslación libre | | | | |

Suponiendo que sólo hay acción elástica y que todas las columnas pandean simultáneamente en un pórtico no arriostrado, se puede demostrar que:

$$\frac{Ga * Gb * \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6(Ga + Gb)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan \frac{\pi}{K}}$$

Donde los subíndices a y b se refieren a los dos extremos de la columna, siendo

$$G = \frac{\sum \frac{Ic}{Lc}}{\sum \frac{Ig}{Lg}}$$

Donde:

Σ = sumatoria de las propiedades de los componentes conectados rígidamente a un extremo de la columna en el plano de flexión.

Ic = momento de inercia de la columna (mm⁴).

Lc = longitud no arriostrada de la columna (mm).

Ig = momento de inercia de la viga u otro elemento que provee restricción (mm⁴).

Lg = longitud no apoyada de la viga y otro elemento que provee restricción (mm⁴).

K = factor de longitud efectiva para la columna considerada.

La siguiente figura es una representación gráfica de la relación entre K , Ga y Gb , y se puede utilizar para obtener los valores de K en forma directa.

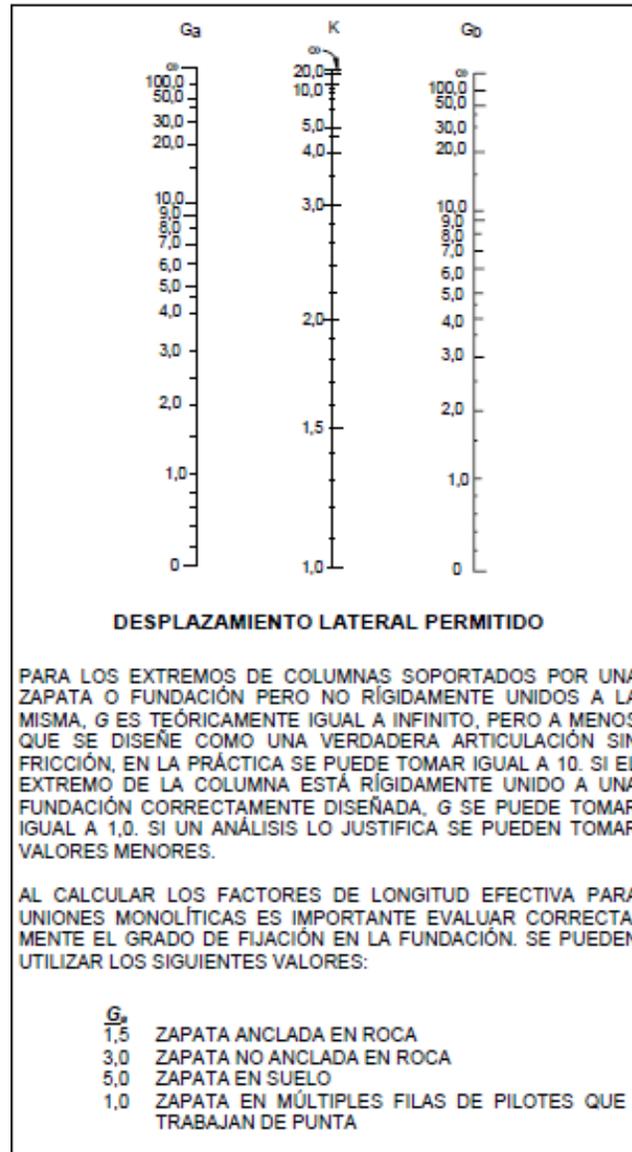


Figura7

Desplazamiento lateral permitido

2.8.2.- Elementos Comprimidos

A menos que se permita lo contrario, los elementos comprimidos se deberán analizar considerando los efectos de:

- La excentricidad,
- Las cargas axiales,
- Los momentos de inercia variables,

- El grado de fijación de los extremos,
- Las flechas,
- La duración de las cargas, y
- El pretensado.

Se deberán tomar recaudos para transferir todas las sollicitaciones de los elementos comprimidos, ajustadas para considerar la amplificación de los momentos que provocan los efectos de segundo orden, hacia los componentes adyacentes.

Si la conexión a un elemento adyacente se materializa mediante una articulación de hormigón, a fin de minimizar la resistencia a la flexión se deberá concentrar armadura longitudinal dentro de la articulación y anclarla a ambos lados de la misma.

2.8.3.-Evaluación Aproximada de los Efectos de la Esbeltez

Para el diseño de los elementos comprimidos no pretensados en los cuales $K\ell u/r$ es menor que 100 se puede utilizar el siguiente procedimiento aproximado:

- El diseño se basa en una carga axial mayorada, P_u , determinada mediante análisis elástico y un momento mayorado amplificado, M_c .
- La longitud sin apoyo lateral, ℓu , de un elemento comprimido se toma como la distancia libre entre elementos capaces de proveer apoyo lateral a los elementos comprimidos. Si hay acartelamientos, la longitud sin apoyo lateral se toma hasta el extremo de cualquier acartelamiento en el plano considerado.
- El radio de giro, r , se calcula para la sección bruta de hormigón.
- Para los elementos indesplazables, a menos que mediante un análisis se demuestre que es posible utilizar un valor menor, el factor de longitud efectiva, K , se toma igual a 1,0.
- Para los elementos desplazables, K se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa, y nunca se deberá tomar menor que 1,0.

En ausencia de cálculos más precisos, el valor EI a utilizar para determinar Pe se deberá tomar como el valor mayor entre:

$$EI = \frac{\frac{Ec * Ig}{5} + EIg}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{\frac{Ec * Ig}{2,5}}{1 + \beta_d}$$

Donde:

Ec = módulo de elasticidad del hormigón (MPa)

Ig = momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico (mm⁴)

Es = módulo de elasticidad del acero longitudinal (MPa)

Is = momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricéntrico (mm⁴)

β_d = relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado, siempre positivo

2.8.4.- Método de Amplificación de Momentos

Los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s}$$

Donde:

$$\delta_b = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{\phi Pe}} \geq 1$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\phi \sum Pe}}$$

Donde:

P_u = carga axial mayorada (N)

P_e = carga de pandeo de Euler (N)

ϕ = factor de resistencia para compresión axial,

M_{2b} = momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo (N mm)

f_{2b} = tensión correspondiente a M_{2b} (MPa)

M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ , mayor que $\ell u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo (N mm)

f_{2s} = tensión correspondiente a M_{2s} (MPa)

Para todos los casos excepto en columnas compuestas de acero/ hormigón, se deberá tomar como:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(K * \ell u)^2}$$

Donde:

ℓu = longitud no apoyada de un elemento comprimido (mm)

K = factor de longitud efectiva

E = módulo de elasticidad (MPa)

I = momento de inercia respecto del eje considerado (mm⁴)

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_s se deberá tomar como 1,0 a menos que un análisis indique que se puede utilizar un valor menor. Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, δ_b se deberá determinar como para un elemento arriostrado y δ_s como para un elemento no arriostrado.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, C_m se puede tomar como

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4$$

Donde:

$M1b$ = menor momento de extremo

$M2b$ = mayor momento de extremo

La relación $M1b/M2b$ se considera positiva si el componente se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona con doble curvatura.

Para todos los demás casos Cm se deberá tomar como 1,0.

En las estructuras que no están arriostradas contra el desplazamiento lateral, los elementos flexionados y unidades de la fundación que forman pórticos con el elemento comprimido se deberán diseñar para la sumatoria de los momentos de extremo del elemento comprimido en la unión.

Si los elementos comprimidos están sujetos a flexión respecto de ambos ejes principales, el momento respecto de cada eje se deberá amplificar aplicando δ , determinado a partir de las correspondientes condiciones de restricción respecto de dicho eje.

Si un grupo de elementos comprimidos en un nivel comprende un caballete, o si están conectados de manera integral a la misma superestructura, y resisten el desplazamiento lateral de la estructura colectivamente, el valor de δ_s se deberá calcular para el grupo de elementos con ΣPu y ΣPe igual a las sumatorias para todas las columnas del grupo.

2.9.-Aparatos de apoyo

Existen una gran variedad de aparatos de apoyo, generalmente patentados, con distintas características y utilidades. Las funciones de los aparatos de apoyo, además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros.

Por su alta eficiencia para disipar los movimientos de traslación y rotación, estos dispositivos están siendo adoptados como una solución de aislamiento sísmico. En esta sección nos

limitaremos a hablar de los apoyos más sencillos y utilizados: los apoyos de neopreno con placas de acero.

Estos apoyos se fabrican con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento. Las ventajas del neopreno respecto al hule natural son su mejor comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia a la acción del ozono y menor deterioro bajo condiciones ambientales. Aunque hay apoyos de neopreno sencillos, sin placas metálicas intercaladas, los más utilizados son los laminados conformados por varias placas de neopreno y acero estructural (como refuerzo interno) que se intercalan y vulcanizan entre sí

Los neoprenos se especifican por su dureza, propiedad fácil de medir y que puede correlacionarse nominalmente con el módulo de cortante y de compresión.

2.10.-Juntas

Las juntas se localizan en medio de dos tableros de puente.

Sus funciones son:

- Proveer una transición suave entre los módulos del puente que forman la superficie de rodamiento.
- Evitar la filtración de agua y otras sustancias químicas que oxidan y corroen los elementos de la subestructura que están por debajo de la superficie de rodamiento.
- Permiten el desplazamiento longitudinal de la estructura.

Al igual que los apoyos, existen muchos tipos de juntas.

Pueden ser de materiales elastoméricos o ensambles de un mecanismo metálico integrado con otros materiales plásticos.

2.11.- Pilotes de fundación

Los pilotes son miembros estructurales que se usan como cimentaciones profundas, son más costosas que las fundaciones superficiales. A pesar del costo el uso de pilotes es a menudo

necesario para garantizar la seguridad estructural. A continuación se identifican algunas de las condiciones que requieren cimentaciones de pilotes:

- Cuando el estrato o los estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga y transmitida por la superestructura, se usan pilotes para transmitir la carga al lecho rocoso o a una capa dura.
- Cuando están sometidos a fuerzas horizontales, las cimentaciones con pilotes resisten por flexión, mientras soportan aun la carga vertical transmitida por la superestructura
- En muchos casos, están presentes en el sitio de una estructura propuesta, suelos expansivos y colapsables que se extienden a gran profundidad por debajo de la superficie del terreno
- Las cimentaciones de algunas estructuras fuera de la costa y en losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento
- Los estribos y pilas de puentes generalmente se construyen sobre cimentaciones de pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial sufrirá por erosión del suelo en la superficie del terreno

Los pilotes de concreto se dividen en dos categorías básicas:

Pilotes pre colados.- se preparan usando refuerzo ordinario, el refuerzo se proporciona para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por la carga lateral.

Pilotes colocados in situ.- se construyen perforando un agujero en el terreno y llenándolo con concreto

Estimación de la longitud de pilotes de fricción

Este tipo de pilotes se hincan en materiales más blandos a profundidad específica, se denomina pilotes de fricción porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo de la carga aplicada y del tamaño del pilote.

Resistencia por fricción

La resistencia por fricción se expresa como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

La resistencia unitaria por fricción es difícil de estimar. Al calcular f deben tenerse en cuenta diferentes factores importantes, como son:

La fricción unitaria superficial crece con la profundidad más o menos a una profundidad linealmente hasta una profundidad de L' y permanece luego constante. La profundidad crítica L' es de entre 15 y 20 diámetros del pilote. Una estimación conservadora sería:

$$L' = 15D$$

A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento.

A profundidades similares, los pilares perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión, tendrán fricción unitaria superficial menor que en el caso de pilotes hincados.

Considerando los factores anteriores, se da una relación aproximada para f como sigue:

Para $z=0$ a L'

$$f = K \sigma_o \tan \delta$$

Y para $z=L'$ a L

$$f = f_{z=L'}$$

Donde:

K = coeficiente de presión efectiva de tierra

σ_o = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote

CAPÍTULO III
INGENIERÍA DEL
PROYECTO

3.1. Ingeniería básica

Para definir la ubicación del puente se hizo un estudio de la quebrada Internacional Sauzalito, depresión que se va a atravesar, tomando en cuenta diferentes factores en función del aspecto económico sin apartarse substancialmente del trazo general del camino existente.

Al tratarse de una depresión de gran longitud, es necesario el uso de pilas intermedias para reducir luces; sin embargo un número exagerado de pilas volvería poco práctico desde el punto de vista económico un proyecto de puente, por lo cual se buscó el menor ancho de la quebrada con la finalidad de reducir el número de pilas a emplear.

En cuanto al subsuelo es preciso buscar el suelo más favorable para fundar, en la zona se presenta materiales finos como ser arena y limo, debido a su naturaleza colapsable se precisa de fundaciones profundas.

En la zona de las pilas la capacidad portante del suelo resultó de $1,6 \text{ kg/cm}^2$, mientras que en la zona de los estribos la resistencia alcanzó $2,1 \text{ kg/cm}^2$. (ANEXO 2)

Para la definición de los niveles de fundación, la topografía, hidrología e hidráulica y el estudio de suelos trabajan en conjunto debido a que no sólo se asume como dato la capacidad portante del suelo, también es muy importante la socavación que se pueda presentar. Las pilas como dijimos anteriormente cuentan con fundaciones profundas, el cabezal de los pilotes se encuentra tres metros por debajo del nivel de socavación con la finalidad de resguardar a la estructura.

La hidrología e hidráulica del puente juegan un papel muy importante al definir el emplazamiento, se busca que la profundidad del nivel de aguas no sea excesiva, que las velocidades del flujo tampoco sean excesivas de manera que el ataque a las barracas y las pilas sea mínimo, de esta manera se reducen los costos en la construcción de defensivos.

De acuerdo a la información obtenida por el Gobierno Autónomo Regional de Chaco Tarijeño –Yacuiba, se tiene un tirante máximo para un periodo de retorno de 100 años de 3,21 metros.

La velocidad máxima registrada en la zona del puente es de 3,46 m/s, la profundidad de socavación es de 5,9 metros. (ANEXO 3).

3.2.- Análisis de alternativas

Definido el emplazamiento del puente con ayuda del plano topográfico, se obtuvo una longitud de 130 metros, para lo cual se plantean diferentes alternativas de tipo estructural que pueden adaptarse al caso. Son dos los tipos de estructuras más empleados para puentes de similares características, que sean ejecutables.

Como solución se plantean dos alternativas, un puente con vigas rectangulares de hormigón armado de tramos simplemente apoyados y un puente con vigas I de hormigón pretensado con armaduras postesas de tramos simplemente apoyados.

A continuación se describen las alternativas

3.2.1.- Alternativa I.-Puente con vigas rectangulares de hormigón armado en tramos simplemente apoyados

Esta solución consta de vigas llenas de sección rectangular de hormigón armado que trabajan como una sección en T en conjunto con la losa del tablero, debido a la acción monolítica viga-losa.

La losa es principalmente armada en el sentido normal al tránsito, con armadura de distribución en el sentido longitudinal.

Este tipo de puente viene a constituirse en la solución más corriente económicamente hablando para luces comprendidas entre 5 a 20 metros. Para luces mayores a 20 metros generalmente se utilizan vigas de hormigón pretensado, por lo que brindan soluciones más económicas.

Las principales ventajas de este tipo de puentes son:

- Son más rígidos y tiene menos vibraciones
- No necesitan mucho mantenimiento

Su principal desventaja es que al cubrir tramos más cortos exige mayor número de apoyos intermedios, además de necesitar mucha cimbra, la cual debe permanecer en sitio hasta que el hormigón alcance el fraguado.

3.2.2.- Alternativa II.- Puente con vigas I de hormigón pretensado con armaduras postizas de tramos simplemente apoyados

Este tipo de puente es similar a la alternativa con vigas de hormigón armado, con la diferencia de que está compuesta de vigas de hormigón pretensado, trabajando monolíticamente con la losa.

Con esta alternativa se obtienen vigas de mayor luz frente a las de hormigón armado, la luz económica para esta alternativa es aquella luz cercana a 30 metros, llegando a salvar luces de hasta 45 metros.

Las principales ventajas de este tipo de estructura son las siguientes:

- Control de agrietamiento por lo que las vigas y todo el sistema tiene un mejor comportamiento bajo cargas de servicio
- Se utilizan hormigones de mayor resistencia en comparación con el hormigón armado logrando obtener vigas más esbeltas, siendo por lo tanto más livianas.
- No se requiere de cimbra
- Menor tiempo de ejecución de la obra debido a la prefabricación de las vigas.
- El hormigón pretensado ofrece mucha seguridad, ya que el hormigón trabaja óptimamente y con sección completa.

Las desventajas radican en:

- La ubicación de las vigas en su posición final, requiere de un equipo especializado
- Requiere de mayor control de material por el empleo de hormigones de alta resistencia.

- Requiere de personal con mayor experiencia.

3.2.3.- Parámetros de Selección de la Alternativa Óptima

La alternativa óptima se la seleccionó tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Costo de Construcción.
- Costo de Mantenimiento.
- Comportamiento Hidráulico – Estructural.
- Metodología de Construcción.
- Beneficios a los Usuarios.
- Daños y perjuicios.

En función de los criterios de selección que se tienen se han elaborado los costos y se han formulado los criterios para cada alternativa.

3.2.4.- El Costo de la Construcción

Como se puede observar en la Tabla 14, los costos elaborados sobre la base de dimensiones preliminares verificadas de cada una de las alternativas, indican que las alternativas se encuentran dentro de un mínimo de variabilidad, siendo así que la Alternativa I tiene un costo superior a la Alternativa II, razón por la cual la alternativa más económica es la Alternativa II.

Tabla 14

Estimación de costo por metro lineal

| Alternativa / Tipo de puente | N° Tramos | Costo Referencial por metro lineal Bs/m |
|--|-----------|---|
| Alt. I/Puente con vigas de Ho Ao simplemente apoyados | 6 | 79387,10 |
| Alt. II/Puente con vigas de Ho Pretensado simplemente apoyados | 5 | 78487,82 |

Fuente: Oficialía Mayor Técnica de la Prov. Cercado

3.2.5.-El Costo de Mantenimiento

El mantenimiento en un puente de hormigón armado y pretensado resulta similar, razón por la cual las dos alternativas ofrecen iguales condiciones.

3.2.6.- Comportamiento Hidráulico – Estructural y Estético

Si consideramos que todo elemento de la subestructura que se encuentra en la sección hidráulica de un río representa un obstáculo al flujo natural del mismo y que modifica su curso produciendo alteraciones en el lecho del río, entonces la alternativa con menor cantidad de subestructura será la de mejor comportamiento hidráulico, desde este punto de vista la Alternativa II presenta mayores ventajas, reduciendo ampliamente los riesgos de socavación localizada.

Estéticamente la Alternativa II presenta un perfil más elegante debido a que las vigas son más esbeltas.

3.2.7.- Metodología de Construcción

Alternativa I, presenta mayor complicación constructiva, debido a que presenta gran cantidad de pilas, situación que se complica por la existencia de caudal superficial y nivel freático. Además este tipo de estructura debe ser confeccionada en su posición definida en

sitio, lo que significa la construcción de encofrado en toda la longitud del puente que representa un encarecimiento en el costo de construcción.

Por otra parte la Alternativa II, en la construcción del tablero ofrece ventajas constructivas, ya que las vigas pueden ser hormigonadas en su totalidad en sitios cercanos al emplazamiento y luego colocarse en posición por medio de grúas y falsos encofrados para su respectivo tesado; por esa razón es la mejor alternativa desde el punto de vista constructivo.

3.2.8.- Selección de la Alternativa Óptima

Sobre la base de los anteriores parámetros y consideraciones, se concluye que la mejor alternativa técnico – económico es la Alternativa II (Puente de Hormigón Pretensado); que tiene un menor costo de construcción, es arquitectónicamente más elegante, etc.

Se plantea un puente con longitud de 130 m. con cinco tramos simplemente apoyados, con las siguientes características:

- 3 Vigas por tramo, simplemente apoyadas de 26m. de longitud, de sección I tipo V (AASHTO).
- 2 diafragmas centrales y uno en cada extremo haciendo un total de 4 diafragmas para todo el puente, los mismos que tendrán una sección rectangular, conectados al alma de la sección I.
- Losa de tablero
- Acera peatonal
- Barandado conformado de postes de Hormigón Armado y pasamanos de tubos de acero galvanizado de 2”.
- 2 estribos extremos de Hormigón Armado, de dimensiones iguales.
- 4 pilas de Hormigón Armado de iguales dimensiones, con fundaciones profundas.

CAPÍTULO IV
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

4.1.- Conclusiones.-

- Mediante el análisis de alternativas propuestas se ha seleccionado el diseño de un puente con vigas I de hormigón pretensado, como la mejor alternativa técnica y económica para el diseño de un puente de cinco tramos de 26 metros de longitud cada uno con vigas simplemente apoyadas. Para un puente de 130 metros de longitud se cuenta con varias alternativas de diseño estéticamente mejores que la solución adoptada, sin embargo en este caso la limitación es el presupuesto.
- Para el diseño del tablero se debe hacer un análisis correcto del posicionamiento de las cargas vehiculares y del número de vehículos que pueden transitar sobre el mismo, de manera que se obtengan las máximas solicitaciones y se garantice la vida útil de la estructura.
- Se proyectan losas de aproximación apoyadas en un extremo en el estribo y el otro extremo en el terreno, para minimizar los efectos de asentamientos en los terraplenes de acceso al puente vehicular, encima de la losa se coloca relleno de la estructura de la viga en un espesor de cincuenta centímetros; el relleno cumpla la función de distribuir las cargas puntuales, reduciendo de esta manera el impacto.
- El tirante máximo es de 3,21 metros, pero previendo el arrastre de objetos por la quebrada, se dejará un margen de seguridad (revancha) de 2 metros.
- La determinación del nivel del puente es igual a la sumatoria de la altura de la revancha adoptada de acuerdo al material de arrastre durante las crecidas, a la altura del tirante máximo estimado para un periodo de diseño de 100 años, la altura de socavación que se presente en la zona y finalmente una profundidad de seguridad, por debajo del nivel de socavación.
- Para las pilas se opta por fundación profunda, por los siguientes motivos: la fuerte socavación que se presenta en la zona; el material de fundación que predomina es la arena limosa, caracterizada por ser un material colapsable.
- Debido a que no se cuenta con un estrato de roca o algún material duro a una profundidad razonable, se opta por que el mecanismo de transferencia de los pilotes sea el de fricción, debido a que cualquier movimiento rompe la cohesión en la arena y produce que el material trabaje como un suelo friccionante.

- La norma AASHTO LFRD 2004 es una herramienta muy buena para el diseño de puentes; sin embargo se deben tomar en cuenta algunas diferencias constructivas que no se acomodan a nuestro medio.
- Si se realiza la construcción del puente vehicular Lapachal Bajo, se debe garantizar el libre tránsito de vehículos y peatones entre la comunidad con la ciudad de Yacuiba.

4.2.- Recomendaciones

- El paquete estructural de los accesos, así como terraplenes y subrasante mejorada de los mismos deben responder a normativas aplicables en nuestro país, recomendándose el método AASHTO o en su defecto los que propone el IBCH, para su dimensionamiento
- Debido a la socavación estimada de 5,90 metros y a la velocidad máxima registrada de 3,46 m/s, se recomienda un sistema de protección al puente con gaviones en ambos márgenes del río, la altura mínima de los gaviones debe ser de 6 metros más el desplante por colchoneta.
- En el momento de la construcción se debe verificar la capacidad portante del suelo y demás características (clasificación, coeficiente de fricción, etc.). En estructuras de esta envergadura es recomendable realizar perforaciones con diamantina, de manera que se tenga adecuado conocimiento del material sobre el cual se va a fundar.

BIBLIOGRAFÍA

- BELMONTE GONZALES HUGO E., Puentes, Edición extraordinaria, Imprenta “Ramírez”, La Paz-Bolivia.
- CALAVERA RUIZ JOSÉ, Cálculo de estructuras de cimentación, 4^a Edición, Editorial INFOPRINT S.A. España, Marzo 2000
- CALAVERA RUIZ JOSÉ, Proyecto y cálculo de Estructuras de Hormigón, Tomo I, Editorial INFOPRINT S.A. España, Marzo 2000
- CALAVERA RUIZ JOSÉ, Proyecto y cálculo de Estructuras de Hormigón, Tomo II, Editorial INFOPRINT S.A. España, Marzo 2000
- CORMACK MC, Análisis de Estructuras, 3^a Edición, Alfa-omega grupo editor, México, Agosto 2006.
- ERNST NEUFERT, Arte de proyectar en arquitectura, 14^o Edición, Ediciones G. Gili S.A. de C.V, México 1997
- JIMÉNEZ MONTOYA PEDRO, Hormigón Armado, 14^a Edición, Editorial Gustavo Gili, Barcelona, Agosto 2000.
- NILSON H. ARTHUR, Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado, Editorial Limusa, México, Octubre de 1990.
- Norma AASHTO LFRD para Puentes, 2004.
- ZABALETA JORDÁN REYNALDO, Estructura de Costos, 1^a Edición, Latinas Editores, Oruro-Bolivia, Febrero 2007.

