

INDICE GENERAL

	Pag.
RESUMEN EJECUTIVO	
<i>CAPITULO I</i> -----	9
<i>INTRODUCCION</i> -----	9
Diseño teórico: -----	9
1.- Situacion problemica: -----	9
1.1.- Antecedentes. -----	9
1.2.- El problema. -----	10
1.2.1.- Planteamiento. -----	10
1.2.2.- Formulación. -----	11
1.2.3.- Sistematización. -----	11
1.3.- Objetivos. -----	18
1.3.1. General. -----	19
1.3.2. Específicos. -----	19
1.4. Justificación. -----	19
1.4.1. Académica. -----	20
1.4.2. Social. -----	20
1.4.3. Técnica. -----	20
1.5. Localización. -----	20
1.5.1.-Servicios básicos existentes. -----	25
1.5.1.1.- Agua potable. -----	25
1.5.1.2.- Energía. -----	25
1.5.1.3.-Salud. -----	25
1.6. Temporal. -----	26
1.7. Alcance del proyecto. -----	26
1.8.- Resultados a lograr. -----	27
1.9. Aporte académico del estudiante. -----	28

1.9.1.- Procedimientos constructivos con hormigón “In situ” -----	28
1.9.2.- Procedimientos Constructivos con elementos prefabricados.-----	28
1.9.3.- Procedimiento de avance por módulos. -----	28
1.9.4.-Metodología constructiva a emplear en la ejecución del “Puente vehicular Culpina”. -----	28
Diseño metodológico: -----	29
1.10.- Unidad de estudio. -----	29
1.11.- Población: -----	29
1.11.1.-Tipos de puentes -----	29
1.12.-Muestra: -----	32
1.13.- Muestreo: -----	33
1.14.-Desarrollo metodológico (paso a paso) -----	33
CAPÍTULO II -----	35
MARCO TEORICO -----	35
2.1.- Generalidades.-----	35
2.1.1.-Definición de puentes.-----	35
2.1.2.- Clasificaciones de Puentes.-----	36
2.2.-Partes Constitutivas de un Puente.-----	36
2.2.1.-Vigas Principales. -----	37
2.2.2.- Diafragmas. -----	37
2.2.3.-Tablero.-----	37
2.2.4.- Estribos.-----	38
2.2.5.-Pilas. -----	38
2.2.5.1.- Pilares-pared.-----	39
2.2.5.2.-Pilares-columna.-----	39
2.3.- Estudios preliminares.-----	40
2.3.1.-Estudio de suelos y geotecnia. -----	41
2.3.2.-Estudio Topográfico. -----	43
2.3.3.-Estudio Hidrológico e Hidráulico. -----	45

2.4.-Normas de Diseño.-----	46
2.4.1.-Norma para diseño de Puentes. -----	46
2.4.2.-Norma para diseño de elementos de Hormigón Armado. -----	46
2.5.-Cargas para el Diseño del Puente. -----	46
2.5.1. Denominación de las cargas:-----	46
2.5.1.1.-Cargas Permanentes: -----	46
2.5.1.2.-Cargas transitorias: -----	47
2.5.2.-Factores de carga y combinaciones de cargas. -----	48
2.5.3.-Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales: 51	
2.5.4.-Empuje del Suelo, (EH):-----	53
2.5.4.1.-Empuje Lateral del Suelo:-----	53
2.5.4.2.-Coeficiente de Empuje Lateral Activo, k_a : -----	53
2.5.5.-Sobrecarga Vehicular de Diseño, (LL): -----	55
2.5.5.1.-Camión de Diseño: -----	55
2.5.5.2.-Tándem de Diseño: -----	55
2.5.6.-Carga de Carril de Diseño:-----	56
2.5.7.-Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de diseño: -----	56
2.5.8.-Cargas Peatonales (PL):-----	57
2.5.9.-Incremento por Carga Dinámica (IM): -----	57
2.5.10.-Fuerza de Frenado, (BR):-----	58
2.5.11.- Presión hidráulica: -----	58
2.6.-Diseño Estructural:-----	59
2.6.1.- Barandado:-----	59
2.6.1.1.-Sobrecarga de Diseño.-----	59
2.6.2.-Cordones y Aceras. -----	61
2.6.2.1.- Aceras.-----	61
2.6.3.-Losa del Tablero.-----	61
2.6.3.1.- Predimensionamiento. -----	61

2.6.3.2.-Drenaje de Tablero. -----	62
2.6.3.3.-Armadura de Distribución. -----	62
2.7.- Métodos de análisis aproximados.-----	63
2.7.1-Análisis de Vigas: -----	65
2.7.1.1.-Predimensionamiento-----	65
2.7.1.2.-Espaciamiento -----	65
2.7.1.3.-Peralte mínimo. -----	66
2.7.2.- Método de los factores de Distribución para Momento y Corte. -----	67
2.7.3.-Momento flector para vigas Interiores y Exteriores con tableros de hormigón:67	
2.7.4.-Método de los Factores de Distribución para corte en vigas Interiores y Exteriores: -----	69
2.7.5.-Ancho de Ala Efectivo. -----	70
2.8.-Diseño de Elementos de Hormigón Armado. -----	71
2.8.1.-Diseño de Elementos Sometidos a Flexión. -----	71
2.8.2.-Altura de bloque de compresiones -----	71
2.8.3.-Armadura necesaria-----	72
2.8.4.- Armadura máxima -----	72
2.8.5.- Armadura mínima -----	73
2.9.-Cuantías de Armado. -----	73
2.9.1.-Definición: -----	73
2.9.1.-Cuantía Balanceada: -----	74
2.9.2.-Cuantía Máxima de Armado en Vigas:-----	76
2.9.3.-Cuantía Mínima de Armado en Vigas: -----	76
2.10.-Diseño por Cortante.-----	76
2.10.1.-Diseño a cortante de vigas de Hormigón, con refuerzo transversal en el alma. -----	76
2.10.2.-Separacion mínima:-----	79
2.10.3.-Separacion máxima-----	80
2.11.-Hormigón Pretensado. -----	80

2.11.1.-Definición.	80
2.11.2.-Tipos de Armadura en el Hormigón Pretensado.	80
2.11.3.-Tipos de Hormigón Pretensado.	81
2.11.4.-Hormigón pretensado con armadura pretesa (Según ACI: Hormigón Pretensado).	81
2.11.5.-Hormigón Pretensado con Armadura Postesa (Según ACI: Hormigón Postensado).	81
2.11.6.-Ventajas de Hormigón Pretensado.	82
2.12.-Materiales.	82
2.12.1.-Hormigón.	82
2.12.2.-Acero de pretensado (Armadura Activa).	83
2.12.3.-Acero de Refuerzo (Armadura Pasiva).	83
2.12.4.-Propiedades Geométricas de la Sección.	83
2.12.5.-Inecuaciones de Pretensado.	84
2.12.6.-Fuerza de Pretensado.	86
2.12.7.-Bloque de Anclaje.	87
2.13.- Perdidas de pretensado.	88
2.13.1.-Perdidas Instantáneas.	88
2.13.2.-Pérdida por fricción.	88
2.13.2.1.-Pérdida por acortamiento elástico del hormigón.	89
2.13.2.2.-Pérdida por deslizamiento de anclaje.	90
2.13.3.-Perdidas Diferidas.	91
2.13.3.1.-Flujo plastico del hormigón.	91
2.13.3.2.-Contracción del hormigón.	92
2.13.3.3.-Relajación del acero de pretensado.	92
2.14.-Diseño por cortante elementos de hormigón pretensado.	93
2.14.1.-Fuerza Cortante que resiste el Concreto.	95
2.14.2.-Cortante de agrietamiento por cortante y flexión:	95
2.14.3.-Cortante de agrietamiento por cortante en el alma:	97

2.14.4.-Resistencia al cortante proporcionado por el refuerzo:-----	97
CAPÍTULO III -----	99
INGENIERIA DEL PROYECTO. -----	99
3.1.-Estudio Topográfico.-----	99
3.2.-Estudio de suelos.-----	103
3.2.1.- Clasificación AASHTO-----	103
3.3.-Estudio Hidrológico e hidráulico.-----	107
3.3.1.- Cálculo de socavación. -----	107
3.4.-Diseño Estructural de la Superestructura.-----	109
3.4.1.-Diseño de Barandado. -----	109
3.4.2.-Diseño de acera peatonal y viga de borde (Bordillo). -----	110
3.4.5.-Diseño de Losa de Hormigón Armado.-----	112
3.4.5.1.-Número y separación de Vigas. -----	112
3.4.6.-Diseño de la viga diafragma de Hormigón Armado.-----	113
3.4.7.-Diseño de Vigas de Hormigón Pretensado con Armaduras Postesas. -----	114
3.4.8.-Juntas de Dilatación. -----	116
3.5.-Diseño de la Infraestructura. -----	117
3.5.1.-Diseño Apoyos de Neopreno y dados. -----	117
3.5.3.-Diseño de Estribos y Aleros. -----	118
3.5.4.-Diseño de pila central. -----	118
3.6.-Especificaciones Técnicas. -----	119
3.7.- Cómputos métricos. -----	119
3.7.1.- planilla de fierros.-----	119
3.7.1.- Análisis de precios unitarios. -----	120
3.7.2.-Presupuesto general. -----	121
3.7.3.-Cronograma.-----	121
CAPÍTULO IV -----	122
APORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE-----	122

4.1.- Procedimientos constructivos con hormigón “in situ” -----	123
4.1.1.-Encofrado sobre cimbras fijas: -----	123
4.1.2.- Encofrados sobre cimbras desplazables: -----	125
4.1.3.- Hormigonado sobre cimbras: -----	128
4.1.4.- Construcción por voladizos sucesivos. Con hormigón”In Situ”. -----	129
4.2.- Procedimientos constructivos con elementos prefabricados: -----	134
4.2.1.-Elementos prefabricados que cubren un tramo entero.-----	134
4.2.2.-Dovelas (segmentos) prefabricadas. -----	136
4.3.-Procedimiento de avance por módulos. -----	140
4.4.- Metodología constructiva a emplear para la ejecución del “Puente vehicular Culpina” -----	144
4.4.- Conclusiones y recomendaciones (Aporte académico):-----	150
4.4.1.- conclusiones: -----	150
4.4.2.- Recomendaciones:-----	151
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:-----	153
4.5.- Conclusiones: -----	153
4.6.- Recomendaciones: -----	154
4.7.- Bibliografía. -----	¡Error! Marcador no definido.

ANEXOS:

- I. Matriz P.C.E.S.**
- II. Localizacion de proyecto.**
- III. Fotografías del lugar.**
- IV. Estudio topográfico.**
- V. Estudio de suelos.**
- VI. Estudio hidrológico e hidráulico.**
- VII. Diseño estructural superestructura:**
 - 1.- Diseño del barandado.**

- 2.- Diseño del poste de hormigon armado.**
- 3.- Diseño acera peatonal.**
- 4.- Diseño de la viga de borde.**
- 5.- Diseño de losa exterior e interior.**
- 6.- Diseño de viga diafragma.**
- 7.- Diseño de viga de hormigon pretensado.**
- 8.- Diseño de zona de anclaje.**
- 9.- Diseño de apoyos de neopreno.**

VIII. Diseño estructural subestructura:

- 10.- Diseño de estribos.**
- 11.- Diseño de aleros.**
- 12.- Diseño de pila central.**

IX. Especificaciones tecnicas.

X. Computos metricos.

XI. Planilla de fierros.

XII. Analisis de precios unitarios.

XIII. Presupuesto general.

XIV. Cronograma.

XV. Cartas de respaldo.

XVI. Planos de construccion.

CAPITULO I

INTRODUCCION

Diseño teórico:

1.- Situacion problemica:

1.1.- Antecedentes.

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

Antes de iniciar con el análisis y diseño estructural del puente vehicular Culpina, es indispensable contar con los estudios necesarios que permitan tener conocimiento pleno de la zona, el proyectista deberá informarse adecuadamente de las dificultades que caracterizan a la zona antes de definir el tipo de análisis y diseño del puente, y así poder determinar la mejor propuesta para la zona estudiada y así minimizar los riesgos provocados por la naturaleza, si bien es cierto que los datos naturales no se obtienen nunca de un modo perfecto, estos deben ser claros y útiles para la elaboración del proyecto.

El tramo vial Culpina – Villa Abecia actualmente se encuentra en la elaboración del diseño, por lo que al momento la ruta es casi intransitable, todo esto se debe al crecimiento poblacional que padece la zona a su vez deben atravesar un cauce de un rio, que en épocas de lluvia impide de la circulación de los vehículos y peatones, lo que ocasiona una molestia principalmente en los conductores y retardo en la entrega de los productos a los centros de comercialización.

1.2.- El problema.

El problema que atraviesan los municipios de Culpina y Villa Abecia en la actualidad, es la de no tener una ruta vehicular en condiciones óptimas que admita la comunicación constante con las demás poblaciones, esto a su vez se suma que se debe atravesar un cauce que en época de lluvias el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) crece considerablemente.

Esta situación provoca que las familias tengan que darse maneras no seguras para trasladarse de un punto a otro. Tomando como ejemplo el traslado de sus productos comerciales, por lo que demanda de manera rápida el mejoramiento de la carretera y por consiguiente el diseño de las obras de arte mayor constituyentes (Puente sobre el río Culpina).

1.2.1.- Planteamiento.

El Municipio de Culpina actualmente es una zona productora agrícola de: Maíz, arveja, haba, papa y cebolla.

A su vez hay un gran movimiento generado por la ganadería: bovina, porcina, caprina, equino, vacuno y ovina.

Dicha zona requiere el transporte de sus productos a los centros de comercialización y distribución como también a las fábricas, pero no cuentan con una vía transitable a su vez deben afrontarse con un cauce, que en épocas de lluvia es intransitable, tanto para vehículos como para peatones.

De persistir el problema se tendrá Retraso en la entrega de la producción a centros de abasto, pérdidas económicas en la comercialización de productos agrícolas y ganaderos.

El tramo está en proceso de diseño de la carretera se presenta otro problema existiendo el cruce de un río por lo que se plantea las siguientes alternativas de solución:

Alternativa 1. Fijar un desvío que rodee el río.

Alternativa 2. Construcción de un puente vehicular.

Con la ejecución de una de estas dos alternativas de solución se podría dar solución al problema de Intransitabilidad.

1.2.2.- Formulación.

Con la construcción de una nueva ruta de desvío o de un puente vehicular podría solucionar el problema de la Intransitabilidad debido al cauce natural que existe. Sin embargo si es que se optaría por un desvío, esto implicaría un mayor costo para la carretera, ya que se tendría que bordear el río aguas arriba, lo cual sería un trayecto demasiado largo con respecto al costo y factibilidad del puente y un gran impacto ambiental. Por tanto la solución planteada sería la construcción de un puente vehicular, porque implica menor inversión de recursos económicos y el impacto ambiental es considerablemente menor.

1.2.3.- Sistematización.

De acuerdo a la información secundaria e inspección realizada al lugar de emplazamiento, sección del río, tipo de suelo y la luz estimada del puente (sujeta a un estudio topográfico, hidrológico e hidráulico y de suelos) se deberá verificar que la alternativa de planteo estructural sea la más conveniente de acuerdo a las condiciones físicas del lugar de emplazamiento se plantea las siguientes alternativas de solución: Puente en Arco y Puente de vigas simplemente apoyadas de Hormigón Postesado.

Alternativa no 1:

Puente en arco tablero superior:

Compuesto por los siguientes elementos estructurales.

a) Superestructura

b) subestructura.

- Arco de H°A°.
- Péndolas de H°A°.
- Fundaciones extendidas de

- Barandado de fierro galvanizado.
- Postes de H°A°.
- Vereda de H°A°.
- Bordillo de H°A°.
- Tablero losa de H°A°.
- Diafragmas de H°A°.
- Juntas de dilatación.
- Drenajes de tubo de pvc.

Con la información obtenida se pudo observar evidentemente el tipo de suelo y como está conformado el lecho del río, con la ayuda del programa Google Earth Pro y visita del lugar de emplazamiento, topografía y con datos proporcionados por la institución demandante se pudo conseguir la siguiente información: El puente vehicular tendrá una luz aproximada 60 metros. El lecho del río es de suelo granular y rocoso, lo cual por la luz descarta la posibilidad de realizar puente losa (maciza, alveolada, aligerada). El tirante del cauce alcanza un tirante elevado de aproximadamente 4 metros según se pudo observar las marcas en la sección transversal del río. No se cuenta con la información de estudio hidráulico e hidrológico estudio de suelos y topografía. Por tal razón en el desarrollo del proyecto se plantea efectuar dichos estudios de ingeniería básica.

Para la elección de la alternativa más viable se hará un análisis de costo ventajas, desventajas y respuesta estructural de cada una de las estructuras:

a) Ventajas:

Resistentes:

- El arco es la estructura más adecuada para resistir cargas mediante compresión, evitando los esfuerzos de flexión o reduciéndolos a valores poco significativos en su comportamiento resistente.
- El arco es la única estructura donde se pueden salvar grandes luces utilizando materiales que no resisten tracciones tales como la piedra que se asocia para formar este tipo de estructura.
- El arco tiende a trabajar mediante esfuerzo axiales únicamente, evitando las flexiones, lo que permite reducir la cantidad de materia que necesita la estructura.

Constructivas:

El uso de elementos prefabricados resulta muy favorable en cuanto al tiempo de ejecución del puente y también admite un mejor control en el proceso de elaboración.

Económicas:

- En lugares donde se presentan las condiciones favorables para su construcción pueden resultar más económicos en relación a otros tipos de puentes, por ejemplo si se pretende cubrir luces grandes (alrededor de 100m) y el terreno de fundación óptimo (roca).
- Costo aproximado de 173.842,14 Bs. El metro lineal (*referencia puente en Arco tablero inferior Quebrada Honda L=70 m.*), proyecto viable técnica pero no económicamente.

b) Desventajas

Resistentes:

- Normalmente la esbeltez del arco (relación entre la flecha máxima y la luz) es alta, haciendo que los esfuerzos horizontales sean mucho mayores que los verticales. Por este motivo son adecuados en sitios capaces de proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal (buen terreno de cimentación).

Constructivas:

- El arco al ser una estructura que resiste por forma no puede funcionar como tal hasta que esté terminado o completo por lo que se requiere de muchos medios para su construcción y además de mucha experiencia en el campo constructivo del constructor.

Económicas:

- El puente en arco es una estructura relativamente costosa en relación a otros tipos de puentes (puentes de losa, viga) cuando se pretende construir sobre todo en lugares que no reúnen las condiciones ideales para su construcción (mal terreno de fundación).
- La metodología constructiva influye de gran manera en el costo de un puente en arco por ejemplo una construcción con volados sucesivos puede resultar más económica que una con hormigonado in situ siempre y cuando se disponga de los equipos necesarios.

Respuesta estructural:

- La ley de flexiones en el arco varía en función de las coacciones que se establezcan en los apoyos; los arcos pueden ser empotrados o articulados en sus extremos, y se puede introducir también una tercera articulación en clave; es el arco triarticulado que se ha utilizado con mucha frecuencia porque tiene la ventaja de ser isostático.
- **El arco empotrado.**- es el que teóricamente tiene flexiones más pequeñas para una determinada carga; pero es el más hiperestático, y por tanto al que más le afectan los fenómenos de temperatura, fluencia, retracción, asientos de apoyos, etc., por ello los momentos flectores totales pueden resultar mayores que en los biarticulados o triarticulados. Es además el que requiere unas cimentaciones mayores. La mayoría de los grandes arcos de hormigón son empotrados.
- **El arco biarticulado.**- Se ha utilizado con frecuencia en los arcos metálicos. El arco adquiere forma de luna en cuarto menguante, siguiendo la ley de los momentos flectores; por ello tiene canto máximo en clave y nulo en arranques, donde están situadas las articulaciones. La mayoría de los grandes arcos metálicos son biarticulados.
- **El arco triarticulado.**- También ha sido muy utilizado. Es una estructura isostática y por tanto las flexiones en él no se ven afectadas por las deformaciones de los apoyos, ni por los fenómenos de fluencia, retracción, o temperatura; únicamente se verán afectadas si las deformaciones son muy grandes y el arco pierde forma.

Alternativa N° 2 (alternativa elegida):

Puente de vigas de hormigón pretensado con armaduras postesas:

Compuesto por los siguientes elementos estructurales.

b) Superestructura

- Barandado de fierro galvanizado.
- Postes de H°A°.
- Vereda de H°A°.
- Bordillo de H°A°.
- Tablero de losa de H°A°.
- Diafragmas de H°A°.
- Vigas de H°P°.
- Aparatos de Apoyo de neopreno compuesto
- Juntas de dilatación.
- Drenajes de tubo de PVC.

d) subestructura.

- Pila de H°A°.
- Estribos de H°A°.
- Aleros de H°A°.
- Fundación superficial de H°A°.

a) Ventajas**Técnicas:**

- Permite la aplicación de cualquier sistema constructivo (construcción in situ mediante cimbra, construcción evolutiva por avance en voladizos sucesivos con prefabricación de piezas a pie de obra o en planta de prefabricados, montaje mediante ensamblaje y unión de piezas prefabricadas).
- Se adapta a cualquier forma por la moldeabilidad del hormigón.
- No necesita protección adicional contra los agentes agresivos del ambiente.

Económicas:

- Con un coste de construcción semejante al de otras soluciones, la durabilidad y la resistencia están garantizadas durante varias decenas de años.
- Las operaciones de mantenimiento son prácticamente innecesarias, siendo por tanto estos costes muy reducidos, así como la afección que dichas operaciones producen sobre los usuarios.
- Costo aproximado de 49700 Bs. El metro lineal tomado de obras similares, proyecto viable técnica y económicamente.
- Las ventajas anteriormente citadas también se traducen en ventajas económicas.

Respuesta estructural.

- Puentes de tramos simplemente apoyados: Pueden ser los de losa maciza o de losas y vigas. Su desventaja se encuentra en el mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.
- Puentes isostáticos con voladizos (Gerber). Existen vigas Gerber con apoyo interno y vigas Gerber con apoyo externo.
- Puentes de vigas continuas. Este tipo de puentes constituyen estructuralmente la solución más eficiente. Un tipo especial de estos puentes son los formados por vigas parcialmente continuas, está formado por vigas prefabricadas, que se colocan entre los apoyos y posteriormente integrarse con una losa hormigonada en sitio.

b) Desventajas.

- No cubrir grandes luces, su luz queda limitada a la longitud de las vigas.
- Mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.
- Necesariamente deben tener pilares intermedios para cubrir luces mayores a los 45 metros lo cual encarece la obra y es mucha estructura.
- Socavación de fundaciones de pilas intermedias.

c) Esquema de Superestructura:

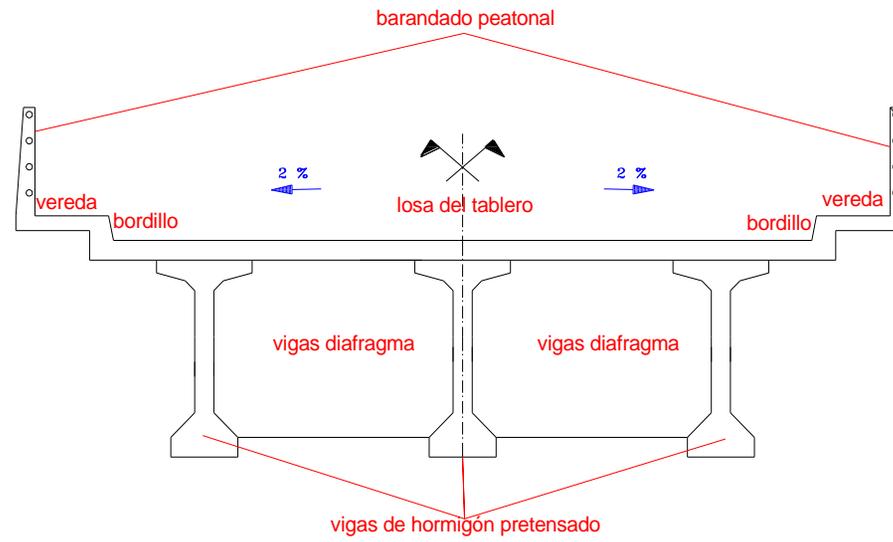


Fig.1.1.- Elementos de superestructura elegida (*Fuente elaboración propia*)

d) Esquemas de Infraestructura:

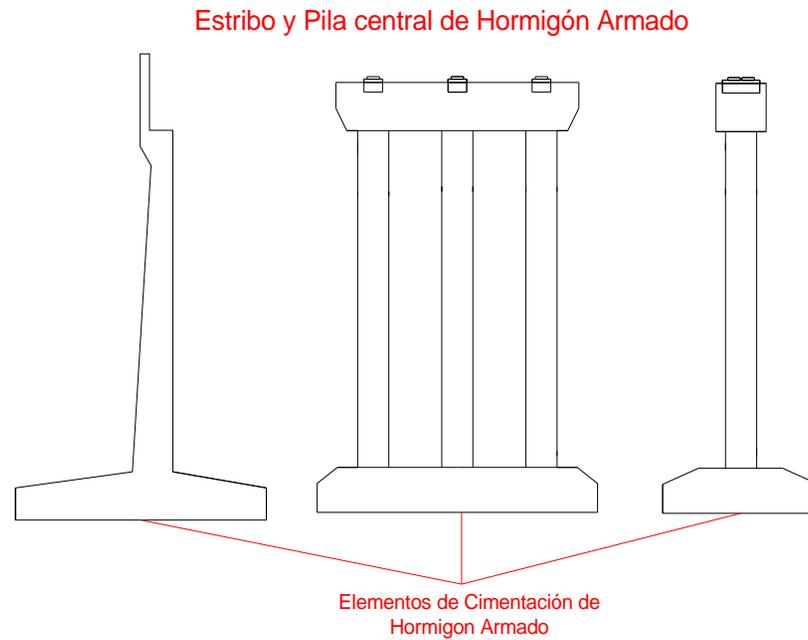


Fig.1.2.- Elementos de infraestructura elegida (*Fuente elaboración propia*)

1.3.- Objetivos.

Los objetivos planteados para solucionar el problema de Intransitabilidad son:

1.3.1. General.

Realizar el diseño y cálculo estructural de todos los elementos del puente vehicular con vigas de hormigón postesado, sobre el río Culpina.

1.3.2. Específicos.

Entre los objetivos específicos se plantean los siguientes:

- ✓ Efectuar los estudios de ingeniería básica para el emplazamiento del puente.
- ✓ Examinar toda la información secundaria correspondiente al área de influencia del proyecto.
- ✓ Definir las características generales del puente como son la ubicación, la geometría, materiales, tipo de superestructura, tipos de apoyos e infraestructura.
- ✓ Ejecutar el predimensionamiento de los elementos estructurales en base a las especificaciones de la normativa AASHTO LRFD 2004 y ACI-318S-05.
- ✓ Analizar las cargas actuantes sobre la estructura y posteriormente calcular un ancho de faja equivalente para la sobrecarga a partir de las ecuaciones empíricas planteadas en la normativa AASHTO LRFD 2004.
- ✓ Calcular los máximos esfuerzos ocasionados por la posición más desfavorable de las cargas.
- ✓ Consumar una estimación del costo económico para el emplazamiento del puente vehicular.
- ✓ Formalizar los planos de construcción del puente vehicular.

1.4. Justificación.

Las razones por las cuales se generara el presente trabajo de proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

1.4.1. Académica.

Aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo del periodo académico para lograr mi titulación, permitiéndome a su vez desarrollar conocimientos, destrezas y nuevas formas de evaluar la viabilidad de un proyecto.

1.4.2. Social.

Con la construcción del puente se beneficiarán social y económicamente el municipio de Culpina, Villa Abecia, Camargo y las diferentes comunidades aledañas permitiendo una circulación constante de vehículos y peatones que favorecerá a la producción y comercialización agrícola y pecuaria de los municipios.

1.4.3. Técnica.

Este proyecto es de gran interés técnico puesto que con el diseño se profundizará los conocimientos y se solventaran dudas respecto al diseño de un puente, motivo por el cual reunir toda la información secundaria posible, para tener una idea clara del problema o la situación que se está analizando, las variables que influyen y plantear las posibles soluciones.

1.5. Localización.

La localización política del área del proyecto es el siguiente:

País.....Bolivia
Departamento.....Chuquisaca
Provincia.....Sud Cinti
Municipio.....Culpina
Comunidad.....Culpina



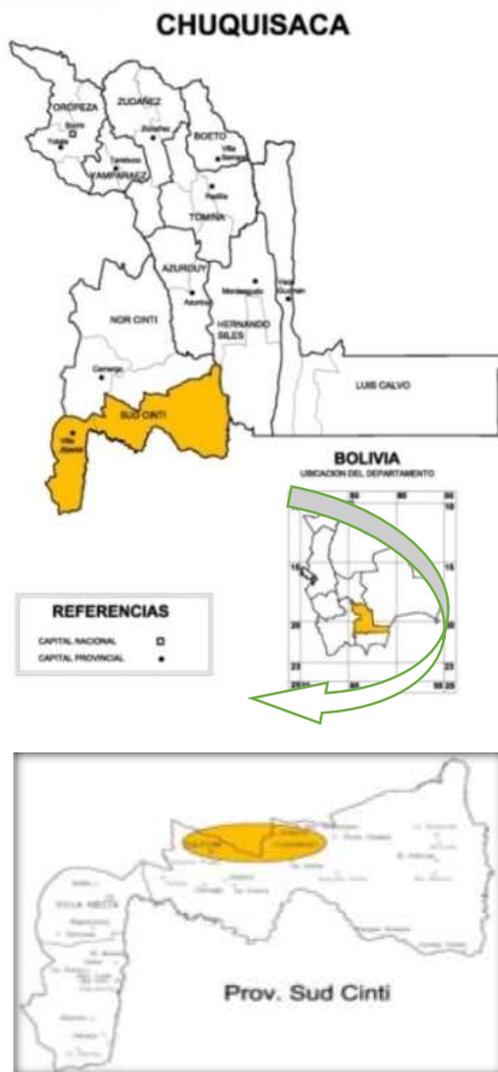


Fig.- 1.3 Mapa político Bolivia-Chuquisaca-Sud Cinti “ubicación del puente”.



Fig.- 1.4.- Ubicación del puente distrito I Culpina, imagen satelital capturada desde Google Earth.

Cuadro 1.1: Población beneficiaria del proyecto.

área geográfica	Centro poblado Culpina
cantón	Culpina
distrito municipal	Distrito I Culpina

Cuadro 1.2: Coordenadas geográficas de localización del puente.

Área geográfica	Centro poblado Culpina
latitud sur	20°49'
longitud oeste	64°57'

Cuadro 1.3: Población beneficiaria del proyecto:

área geográfica	Centro Poblado Culpina
total habitantes	2103
Nº de familias	667
promedio de miembros por familia	3,2

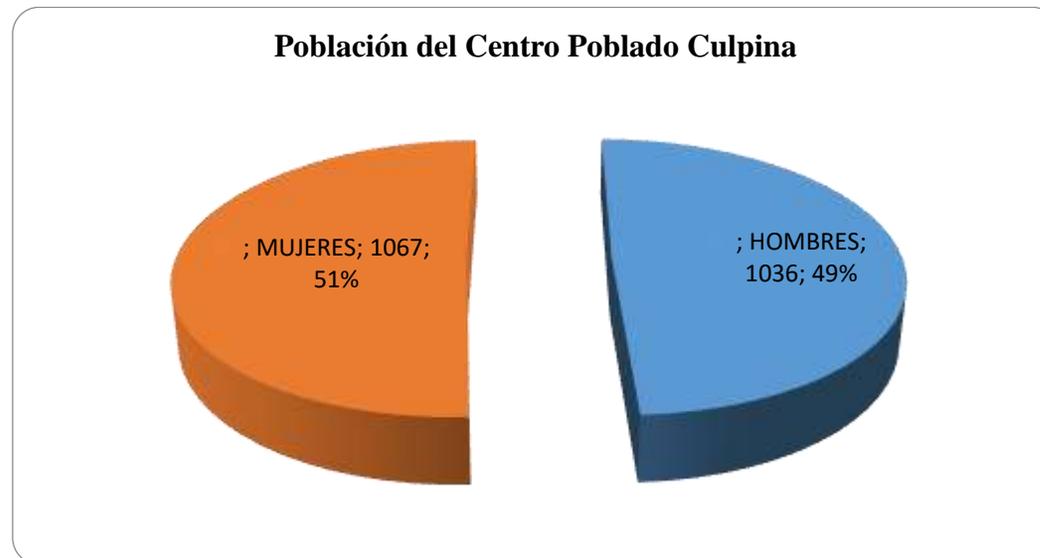


Fig.- 1.5.- Población beneficiaria del proyecto

1.5.1.-Servicios básicos existentes.

1.5.1.1.- Agua potable.

En el municipio de Culpina, la mayor parte de las comunidades cuenta con acceso a agua potable:

En algunas comunidades, los habitantes recurren a consumir el agua de los ríos, los manantiales y las acequias.

Sin embargo, el centro poblado de Culpina, cuenta con la instalación domiciliaria de agua.

1.5.1.2.- Energía.

Muy pocas comunidades del municipio de Culpina no cuentan con energía eléctrica en sus hogares, sin embargo el centro poblado Culpina, que constituye el área del proyecto, si tiene acceso a este servicio.

Para el uso doméstico en labores de cocina, las familias de la zona utilizan principalmente la leña como combustible para la cocción de los alimentos. Sin embargo, en el centro poblado, es muy común el uso del gas licuado en garrafas.

1.5.1.3.-Salud.

En salud pública, el municipio cuenta con un hospital de distrito, a nivel de consulta e internación y, cinco postas sanitarias.

Todos estos centros de salud de acuerdo a la categorización sanitaria nacional son centros de atención de primer nivel, que brindan atención primaria, es decir, de baja complejidad y amplia cobertura.

El hospital situado en el centro poblado Culpina es la cabeza de sector en la sección.

El director del mismo, tiene a su cargo las labores de: Planificación y Programación de planes de salud en el ámbito municipal; Coordinación con la Dirección Departamental de Salud, Municipio y DILOS, para la implementación de las políticas nacionales, planes departamentales y el proyecto municipal de salud; Organización de las tareas de medicina preventiva, control de

enfermedades transmisibles, saneamiento ambiental, fomento y recuperación de la salud; Control para el cumplimiento de las actividades programadas y de deberes del personal a su cargo. (Médicos y paramédicos y servicio); Fijación de objetivos y Comunicación.

Los servicios que presta el hospital son simplemente de medicina general y pequeñas cirugías, Los casos que requieren de tratamiento especializado o cirugía más compleja son derivados a los hospitales de Camargo, aunque algunas personas se trasladan hasta la ciudad de Tarija.

1.6. Temporal.

Los puentes vehiculares carreteros normalmente están proyectados para un periodo de vida de vida útil de 50 años.

1.7. Alcance del proyecto.

Con información secundaria, se realizó un estudio en cual el resultado de este análisis se eligió como viable la estructura de Puente con Vigas de Hormigón Pretensado con Armaduras Postesas, Simplemente Apoyado.

Este tipo Puente tiene un costo aproximado de 49700 Bs el metro lineal (información extraída del SICOES obras similares). El uso de hormigón postesado permite reducir el canto de los elementos de hormigón, ya que por un lado aumenta su capacidad resistente, y por otra parte reduce las deformaciones.

Esto a su vez nos lleva a un uso más eficiente de los materiales, por lo que permite reducir el peso total de la estructura. Disminuye la fisuración en el hormigón, aumentando su vida útil. Por otra parte requiere de maquinaria y mano de obra calificada a diferencia del hormigón sin postesar y el cálculo es más complejo.

1.8.- Resultados a lograr.

En el desarrollo del diseño del puente vehicular se plantean los siguientes resultados que se deberán lograr:

Recopilación de información técnica disponible de la Alcaldía entregada al encargado del proyecto, datos estadísticos, y demás centros de información que nos proporcionen datos sobre el área de influencia del proyecto.

Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente, como ser cartas geográficas de curvas de nivel y datos pluviométricos de las estaciones correspondientes a esa cuenca, esta información se obtendrá del SENAMHI y/o IGM.

Estudio de suelos, en el cual se contempla contenido de humedad, clasificación del suelo mediante AASHTO, granulometría del suelo y capacidad portante del suelo, Ensayo de las Rocas compresión simple.

Levantamiento topográfico a detalle, valiéndose de la estación total y el programa de computador AUTOCAD CIVIL 3D 2015.

Estudios de hidráulica e hidrología, lo cual comprende la estimación de caudales máximos, tirantes máximos, altura de socavación y características hidráulicas en la sección del río.

Análisis y cálculo estructural de todos los elementos de la superestructura, subestructura y fundación que cumplan con las sollicitaciones más desfavorables, esfuerzos y dimensiones de acuerdo a la norma AASTHO LRFD 2004.

Análisis estructural, para el estudio de dicha estructura se lo realizará siguiendo la norma para puentes ASHTO LFRD 2004, usando criterios aprendidos en materias cursadas.

Plan de construcción, especificaciones técnicas, cubicaciones, precios unitarios presupuesto general y cronograma de ejecución.

Planos de construcción.

1.9. Aporte académico del estudiante.

Como aporte académico se realizará lo siguiente:

“Procedimientos constructivos de puentes viga”, donde se proporcionara un compendio de investigación.

Los métodos más habituales empleados para la construcción de puentes viga son los siguientes:

1.9.1.- Procedimientos constructivos con hormigón “In situ”

1.8.1.1.- Encofrado sobre cimbras fijas.

1.8.1.2.- Encofrado sobre cimbras desplazables.

1.8.1.3.- Hormigonado sobre cimbras.

1.8.1.4.- Construcción por voladizos sucesivos, con hormigón “In Situ”

1.9.2.- Procedimientos Constructivos con elementos prefabricados.

1.8.2.1.- Elementos prefabricados que cubren un tramo entero.

1.8.2.2.- Dovelas (segmentos) prefabricadas.

1.9.3.- Procedimiento de avance por módulos.

1.9.4.- Metodología constructiva a emplear en la ejecución del “Puente vehicular Culpina”.

Diseño metodológico:

1.10.- Unidad de estudio.

La presente unidad de estudio trata del diseño y cálculo estructural de un puente sobre el río Culpina, el mismo que será analizado y el que mejor se adecue al lugar de emplazamiento, realizando los estudios de ingeniería básica que son los siguientes:

- Estudio topográfico.
- Estudio de suelos.
- Estudio hidrológico e hidráulico.
- Socavación en puentes.

Con los resultados obtenidos de los estudios de ingeniería básica podremos realizar el emplazamiento definitivo del puente y efectuar el predimensionamiento de los elementos estructurales de la superestructura e infraestructura.

Lo cual nos enmarca en el inicio del cálculo y diseño estructural del puente vehicular en estudio.

1.11.- Población:

1.11.1.-Tipos de puentes

Definición.- Un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico como un [río](#), un [cañón](#), un [valle](#), una [carretera](#), un [camino](#), una [vía férrea](#), un [cuerpo de agua](#) o cualquier otro obstáculo físico. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y de la naturaleza del terreno sobre el que se construye.

Su diseño y cálculo pertenecen a la [ingeniería estructural](#), siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros

factores. Al momento de examinar el diseño de un puente, la calidad del suelo o roca donde habrá de apoyarse y el régimen del río por encima del que cruza son de suma importancia para garantizar la vida del mismo.

Clasificación.- Debido a la gran variedad, son muchas las formas en que se puede catalogar los puentes, siendo lo más destacable las que se detallan a continuación:

a) Por su longitud:

Puentes mayores (luces de vanos mayores a los 50 m.)

Puentes menores (luces entre 6 y 50 m.)

Alcantarillas (luces menores a 6 m.)

b) Por su objeto o servicio que presta:

Puentes camineros

Puentes ferroviarios

Puentes aeroportuarios

Puentes acueductos (para el paso de agua solamente)

Puente canal (para vías de navegación)

Puente para oleoducto

Puente grúa (en edificaciones industriales)

Pasarelas (puentes peatonales)

Puentes mixtos (resultado de la combinación de casos)

c) Según el material que compone la superestructura

Puentes de madera

Puentes de mampostería de ladrillo

Puentes de mampostería de piedra

Puentes de hormigón ciclópeo

Puentes de hormigón simple

Puentes de hormigón armado

Puentes de hormigón pretensado

Puentes de sección mixta

Puentes metálicos

d) Según la ubicación del tablero:

Puentes de tablero superior

Puentes de tablero inferior

Puentes de tablero intermedio

Puentes de varios tableros

e) Según transmisión de cargas a la infraestructura

Puentes de vigas

Puentes aporticados

Puentes de arco

Puentes en volados sucesivos

Puentes obnque (Atirantados)

Puentes colgantes

f) Según sus condiciones estáticas

Isostáticos: Puentes simplemente apoyados

Puentes continuos con articulaciones (Gerber)

Hiperestáticos: Puentes continuos

Puentes en arco

Puentes aporticados

Puentes isotr3picos o espaciales

Transici3n: Puentes en volados sucesivos (pasan de isost3ticos a hiperest3ticos)

g) Seg3n el 3ngulo que forma el eje del puente con el del paso inferior o de la corriente de agua:

Puentes rectos (3ngulo de esviaje 90 grados)

Puentes esviajados (3ngulo de esviaje menor a 90 grados)

Puentes curvos (3ngulo variable a lo largo del eje)

h) Seg3n su duraci3n

Puentes definitivos

Puentes temporales (muchas veces permanecen por tiempo prolongado)

1.12.-Muestra:

El tipo de puente a ser dise1ado en el presente estudio ser3 el siguiente:

Por su longitud, ***Puente mayor*** por tener una longitud de puente $L=60$ m.

Por su objeto o servicio que presta, ***puente caminero***.

Seg3n el material que compone la superestructura, ***puente de hormig3n armado con vigas de hormig3n pretensado***.

Seg3n la ubicaci3n del tablero ***puente de tablero superior***.

Seg3n la transmisi3n de cargas a la infraestructura, ***puente de vigas de hormig3n pretensado***.

Seg3n sus condiciones est3ticas, ***isost3tico (simplemente apoyado de dos tramos)***.

Seg3n el 3ngulo que forma el eje del puente con el del paso inferior o de la corriente de agua, ***Puente recto (3ngulo de esviaje 90 3)***

Según su duración, *puente temporal* (se garantiza la duración de servicio de 50 años con respectivo mantenimiento)

Según clasificación nuestro puente a diseñar será **“Puente vehicular de vigas de Hormigón pretensado con Armaduras postesas”**

1.13.- Muestreo:

Para el análisis de cargas, diseño y cálculo estructural del Puente vehicular Culpina se usara la norma AASHTO LRFD (2004) en combinación con la norma ACI-318S (2005) para diseño de elementos de hormigón armado.

Se hace el usos de las normas mencionadas porque en Bolivia no contamos con una norma para diseño de puentes, por lo siguiente se emplea la normativa para puentes de los EE.UU. Publicado por la American Association of State Highway and Transportation Officials 444 North Capitol Street, N.W., Suite 249 Washington, DC 20001 www.transportation.org.

1.14.-Desarrollo metodológico (paso a paso)

Para el diseño y cálculo estructural del Puente vehicular se proseguirán los siguientes pasos:

- ✓ Visita al lugar de emplazamiento de la obra (inspección previa)
- ✓ Coordinación con autoridades y técnicos del municipio.
- ✓ Solicitud de información secundaria a las diferentes entidades (Municipio de Culpina, SENAMHI Sucre y/o Tarija e IGM.).
- ✓ Recolección de toda la información secundaria que sea necesaria para la confección del diseño y cálculo estructural como ser (información meteorológica, cartas geográficas de la cuenca, servicios básicos existentes, población beneficiaria lugar).
- ✓ Realización de los estudios de ingeniería básica (trabajo de campo y gabinete).
- ✓ Según los estudios de ingeniería básica plantear el emplazamiento definitivo del puente.

- ✓ Bosquejo y cálculo estructural de elementos de la superestructura.
- ✓ Diseño y cálculo estructural de elementos de la infraestructura.
- ✓ Producción de las especificaciones técnicas correspondientes a los ítems contemplados para la ejecución del proyecto.
- ✓ Confección de los planos constructivos del proyecto.
- ✓ Elaboración del presupuesto y cronograma de ejecución de obra.
- ✓ Producción del aporte académico por el estudiante.
- ✓ Conclusiones y recomendaciones del proyecto.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

2.1.- Generalidades.

La gran irregularidad topográfica de nuestro país, el rápido desarrollo y crecimiento de la población han determinado que las vías de comunicación requieran con gran frecuencia la construcción de Puentes, ya sean urbanos o rurales.

Por su parte, el transporte de pasajeros, así como el de carga, ha venido mostrando referencia por el uso de las carreteras, debido a las facilidades que éstas ofrecen, ya sea por los costos de transporte, o bien por la flexibilidad en su utilización.

Estas condiciones y otras más, hacen que la construcción de puentes sea imprescindible para satisfacer las necesidades de los usuarios de las carreteras.

2.1.1.-Definición de puentes.

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Constan fundamentalmente de dos partes:

- a) La superestructura conformada por: Tablero que soporta directamente las Cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las Cargas del tablero a los apoyos.
- b) La infraestructura conformada por: Pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

2.1.2.- Clasificaciones de Puentes.

Debido a la gran variedad, son muchas las formas en que se pueden catalogar los puentes, pero aquí solo se manejará las siguientes:

- ✓ **Por el Material que se usa:**

Puentes de madera, puentes de mampostería de ladrillo, puentes de hormigón ciclópeo, puentes de hormigón armado, puentes de hormigón pretensado, puentes de sección mixta, puentes metálicos.

- ✓ **Por la forma en que resiste:** Puentes de vigas, puentes aporticados, puentes de arco, puentes en volados sucesivos, puentes atirantados, puentes colgantes.

- ✓ **Por la forma en que se construye:** Prefabricados (los componentes del puente son ejecutados en fábricas y llevados al sitio de ubicación definitiva).

Construidos in situ (se construyen en el sitio de emplazamiento de la obra).

2.2.-Partes Constitutivas de un Puente.

Fundamentalmente se distinguen la superestructura y la subestructura.

- ✓ Superestructura: Constituida en términos generales por las vigas del puente, diafragmas, tablero, acera, poste, pasamanos, capa de rodadura, etc.
- ✓ subestructura: Todo el conjunto de pilas (columnas intermedias) y estribos (muros de contención en los costados) que soportan a la superestructura.

Como elementos intermedios entre la superestructura y la subestructura se tienen los Aparatos de apoyo.

Se consideran también como partes accesorios de los puentes, las prolongaciones de los aleros de los estribos, los defensivos, protecciones, especialmente en casos de ríos caudalosos, así como igualmente las alcantarillas de desfogue en los terraplenes de accesos.

2.2.1.-Vigas Principales.

Reciben esta denominación por ser los elementos que permiten salvar el vano, pudiendo tener una gran variedad de formas.

2.2.2.- Diafragmas.

Son vigas transversales a las anteriores y sirven para su arriostramiento. En algunos casos pasan a ser vigas secundarias cuando van destinadas a transmitir cargas del tablero a las vigas principales.

2.2.3.-Tablero.

Es la parte estructural que queda a nivel de subrasante y que transmite tanto cargas como sobrecargas a las viguetas y vigas principales.

El tablero, preferentemente es construido en hormigón armado cuando se trata de luces menores, en metal para alivianar el peso muerto en puentes mayores, es denominado asimismo con el nombre de losa y suele ser ejecutado en madera u otros materiales.

Sobre el tablero y para dar continuidad a la rasante de la vía viene la capa de rodadura que en el caso de los puentes, se constituye en la carpeta de desgaste y que en su momento deberá ser repuesta.

Los tableros van complementados por bordillos que son el límite del ancho libre de calzada y su misión es la de evitar que los vehículos suban a las aceras que van destinadas al paso peatonal. Finalmente en el borde van los postes y pasamanos.

2.2.4.- Estribos.

Los estribos reciben además del peso de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de acceso al puente, en consecuencia trabajan igualmente como muros de contención. Están constituidos por el coronamiento, la elevación y su fundación, con la característica de que normalmente llevan aleros tantas aguas, arriba como abajo, para proteger el terraplén de acceso.

2.2.5.- Pilas.

Son elementos de apoyo intermedios los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc., son más susceptibles a los efectos de la socavación por lo que las fundaciones deberán estar por debajo de la altura máxima de socavación.

Los pilares pueden ser de una sección transversal constante o variable eso dependerá de la altura del pilar, también pueden tener una sección llena o una sección hueca la elección de los pilares depende de la constructibilidad y la estética.

Podemos clasificar a los pilares en dos tipos:

- ✓ Pilares-pared
- ✓ Pilares-columna.

2.2.5.1.- Pilares-pared.

En general abarcan el ancho total de las vigas principales. Según sea la conformación deseada se puede terminar en los bordes de las vigas principales, o pueden sobresalir respecto de ellos, o aún se pueden retirar con respecto a dichos bordes.

Los Pilares-pared son muy aconsejables por razones hidráulicas. Para ríos navegables, en general llegan a ser muy gruesos para su seguridad en casos de colisión de barcos. En cuanto a su configuración, se debe prevenir contra la adopción de pilares-pared demasiado delgados. En la Figura 2,1 se presenta diferentes posibilidades de forma para la sección transversal.

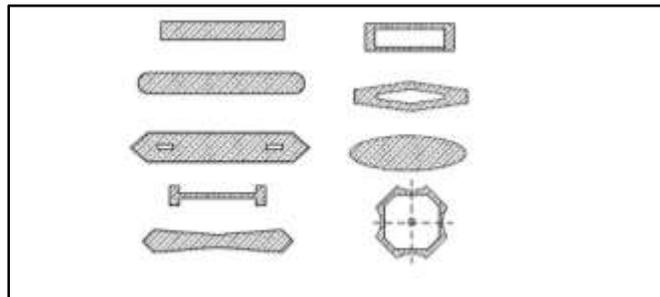


Fig. 2.1.- formas de secciones transversales de pilares pared

2.2.5.2.-Pilares-columna.

Las columnas ofrecen muchas ventajas frente a los pilares-pared debido a su módica necesidad de materiales, visión casi libre debajo del puente, mejor posibilidad de cruces oblicuos, aspecto más liviano. Se utiliza generalmente para carreteras elevadas y puentes en rampa. Las posibilidades de sustentación y forma son numerosas, ver Figura 2,2.

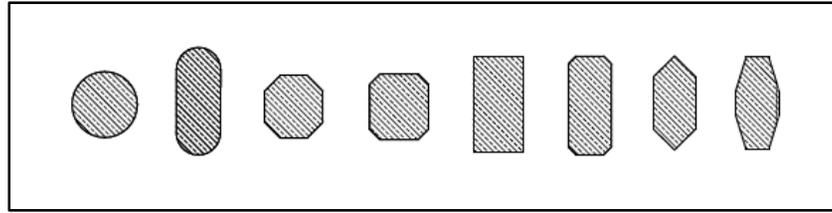


Fig.2.2.- tipos de sección transversal de columnas en puentes.

2.3.- Estudios preliminares.

Antes de proceder con el diseño del Proyecto de un Puente, es indispensable realizar los estudios básicos que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, que redunde en la generación de información básica necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias, plasmadas primero en anteproyectos y luego en proyectos definitivos reales, y ejecutables.

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

Debe igualmente especificar el nivel de los estudios básicos y los datos específicos que deben ser obtenidos. Si bien es cierto que los datos naturales no se logran nunca de un modo perfecto, estos deben ser claros y útiles para la elaboración del proyecto.

Las especificaciones y metodología a seguir para la realización de los estudios básicos no son tratados en esta obra. Los estudios básicos deben ser materializados de acuerdo a los requerimientos del proyectista, por personal especializado, con experiencia, y

según los procedimientos que se establecen en los manuales especializados de Ingeniería de Puentes, que en general son más exigentes que lo requerido para las edificaciones.

2.3.1.-Estudio de suelos y geotecnia.

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, sus tendencias de socavación, y finalmente un informe en el que debe recomendarse la cota y tipo de fundación.

Los estudios geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos y /o rocas
- Ensayo de laboratorio de muestras de suelo y/o roca extraída la zona
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuada así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto.
- Dependiendo de la envergadura del proyecto y el tipo de suelo se podrán realizar ensayos de refacción sísmica complementados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionado.
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

Los ensayos de campo serán efectuados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos rocas de fundación así como el perfil estratigráfico con sondajes que están cometidos en función a la longitud del puente número de estribos pilares y longitud de accesos los métodos de ensayos realizados en campo deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y

normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos, pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

Ensayos en suelos:

- ✓ Ensayo de penetración estándar (SPT).
- ✓ Ensayo de cono estático (CPT).
- ✓ Ensayo de veleta de campo.
- ✓ Ensayo de presurometría.
- ✓ Ensayo de placa estático.
- ✓ Ensayo de permeabilidad.
- ✓ Ensayo de refacción sísmica.

Ensayos en rocas:

- ✓ Ensayo de compresión uniaxial en roca débil.
- ✓ Determinación de la resistencia al corte directo en discontinuidad de roca.
- ✓ Ensayo de carga en placa flexible.
- ✓ Ensayo de carga en placa rígida.
- ✓ Ensayo con el método de fracturamiento hidráulico.

Los métodos usados en los ensayos de laboratorios deben estar claramente referidos a normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

Ensayos en suelos:

- ✓ Contenido de humedad.
- ✓ Gravedad específica.
- ✓ Distribución granulométrica.
- ✓ Determinación del límite líquido y límite plástico.
- ✓ Ensayo de corte directo.
- ✓ Ensayo de compresión no confinada.
- ✓ Ensayo triaxial no consolidado – no drenado.
- ✓ Ensayo triaxial consolidado – no drenado.
- ✓ Ensayo de consolidación.
- ✓ Ensayo de permeabilidad.
- ✓ Ensayo de proctor modificado y CBR.

Ensayo en las rocas:

- ✓ Determinación del módulo elástico.
- ✓ Ensayo de compresión triaxial.
- ✓ Ensayo de compresión no confinada.
- ✓ Ensayo de resistencia a la rotura.

2.3.2.-Estudio Topográfico.

Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos y proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geotecnia.

Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

Los estudios topográficos deberán comprender como mínimo lo siguiente:

Levantamiento general de la zona del proyecto, documento en planos a escala 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m. y comprendiendo por lo menos 100 m, a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).

Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos con planos a escala 1:100 y 1:250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m. y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente así como autopistas caminos vías férreas y otras posibles referencias. Deberá igualmente indicarse con claridad la vegetación existente.

En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse los meandros del río.

Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos.

Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la dimensión del puente y sus accesos y con la magnitud del área estudiada. En cualquier caso los instrumentos y los procedimientos empleados deberán corresponder a la mejor práctica de la ingeniería.

La topografía de la zona donde se ubicara el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías registros digitales e informes.

La descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de resultados.

Debe contener como mínimo, un plano de ubicación, planimetría con curvas de nivel cada metro si la quebrada es profunda; o más juntas si el terreno es llano ó las barrancas son poco definidas. Secciones transversales en el eje propuesto enlazado con el eje de la vía, otras aguas arriba y abajo, situadas cada 10 ó 20 metros según la necesidad, y condiciones topográficas, un perfil longitudinal del eje del lecho del río en 500 metros (ó más según la necesidad) aguas arriba y abajo

2.3.3.-Estudio Hidrológico e Hidráulico.

Este estudio debe contener, área, perímetro, pendiente de la cuenca , pendiente del cauce, tiempo de concentración y las crecidas máximas por método racional e hidrograma unitario, tirante máximo, socavación general, socavación local en pilas y materiales de arrastre (palizada, témpanos de hielo, y otros).

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

Los estudios de Hidrología e Hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- ✓ Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- ✓ Nivel máximo de agua (NAME) en la colocación del puente.
- ✓ Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- ✓ Profundidad de Socavación general y local para las pilas.

2.4.-Normas de Diseño.

2.4.1.-Norma para diseño de Puentes.

Ya que nuestro país Bolivia no cuenta con una norma propia para el diseño de puentes se nos 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).

2.4.2.-Norma para diseño de elementos de Hormigón Armado.

Para el diseño de las piezas de hormigón armado trabajaremos con la norma americana ya que la normativa para puentes es de los EE.UU. de esa manera conseguimos una mayor compatibilidad entre normas. Es por esto que las piezas de hormigón se diseñarán con la norma ACI-318S (2005) en combinación de la norma AASHTO LRFD (2004).

2.5.-Cargas para el Diseño del Puente.

De acuerdo con la AASHTO LRFD (2004), se deben conceptuar las siguientes Cargas:

2.5.1. Denominación de las cargas:

2.5.1.1.-Cargas Permanentes:

DD= Fricción negativa (No Aplica).

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.

EL=Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo incluyendo las fuerzas secundarias del postensado (No Aplica).

ES=Sobrecarga del Suelo.

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

2.5.1.2.-Cargas transitorias:

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos (no aplica)

CR = fluencia lenta (no aplica)

CT = fuerza de colisión de un vehículo (no aplica)

CV = fuerza de colisión de una embarcación (no aplica)

EQ = sismo (no aplica)

FR = fricción (no aplica)

IC = carga de hielo (no aplica)

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga de la carga viva

PL = sobrecarga peatonal

SE = asentamiento (no aplica)

SH = contracción (no aplica)

TG = gradiente de temperatura (no aplica)

TU = temperatura uniforme (no aplica)

WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = viento sobre la sobrecarga (no aplica)

2.5.2.-Factores de carga y combinaciones de cargas.

La sollicitación mayorada total se tomará como

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

Dónde:

η_i = Modificador de las Cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

Q_i = Solicitaciones de las Cargas.

γ_i = Factores de Carga especificados en el cuadro (2,1 ; 2,2)

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación arriba indicada para las combinaciones aplicables de sollicitaciones extremas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites.

- ✓ 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 especificado por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento (No Aplica).
- ✓ RESISTENCIA III.- Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/hr (No Aplica).

- ✓ RESISTENCIA IV.- combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones, provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas (No Aplica).
- ✓ RESISTENCIA V.- Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/hr (No Aplica).
- ✓ EVENTO EXTREMO I.- Combinación de cargas que incluye sismo (No Aplica).
- ✓ EVENTO EXTREMO II.- Combinación de cargas que incluye cargas de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT (No Aplica).
- ✓ SERVICIO I.- Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/hr, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas asimismo se deberá 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 (No Aplica).
- ✓ SERVICIO III.- Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración (No Aplica).
- ✓ SERVICIO IV.- Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración (No Aplica).
- ✓ 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 de 9000 mm entre los ejes de 145000 N (No Aplica).

Cuadro (2.1).- 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_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Cuadro (2.2) Factores de Carga para Carga Permanente γ_p :

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global		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

2.5.3.-Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales:

Incluye el peso propio de todos los componentes de la estructura:

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

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

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

Cuadro (2.3).- Densidades de los materiales

Material		Densidad
		(kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo, arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'c \leq 35 \text{MPa}$	2320
	Densidad normal con $f'c \leq 35 \text{MPa} \leq 105 \text{MPa}$	$22402,29 * f'c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Silería		27250
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025

2.5.4.-Empuje del Suelo, (EH):

2.5.4.1.-Empuje Lateral del Suelo:

Se aceptara que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura del suelo, y se deberá tomar como:

Dónde:
$$EH = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{suelo} \cdot Ka \cdot H^2$$

EH= empuje lateral del suelo (kg)

Ka= Coeficiente de presión activa

γ_{suelo} = Peso específico del suelo (kg/m³)

H= Altura del alzado (m)

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

2.5.4.2.-Coeficiente de Empuje Lateral Activo, ka:

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

Dónde:
$$Ka = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

θ = Ángulo de fricción interna del suelo, terreno de fundación

Los valores de k_a según la ecuación se basan en las teorías de empuje del suelo de Coulomb. La teoría de Coulomb es necesaria para diseñar muros de sostenimiento en los cuales la cara posterior del muro interfiere con el desarrollo de las superficies de deslizamiento en el suelo de relleno supuestas en la teoría de Rankine.

Cuadro 2.4 Valores de Ángulo de Fricción y Relleno

Materiales en interface	Ángulo de fricción, $\delta(^{\circ})$	Coef. de fricción, $\tan(\delta)$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
»Roca sana y limpia	35	0,7
»Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,6
»Arena limpia fina a media, arena limosa media gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 31	0,45 a 0,55
»Arena limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
»Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
»Arcilla residual o pre consolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,4 a 0,49
»Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34

2.5.5.-Sobrecarga Vehicular de Diseño, (LL):

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes, designada como HL – 93, deberá consistir en una combinación de:

- ✓ Camión de Diseño o Tándem de Diseño.
- ✓ Carga de Carril de Diseño.

2.5.5.1.-Camión de Diseño:

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica abajo. Se deberá considerar el efecto por carga dinámica; y la separación entre los dos ejes de 145000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

2.5.5.2.-Tándem de Diseño:

El Tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá conceptuar un incremento por Carga Dinámica.

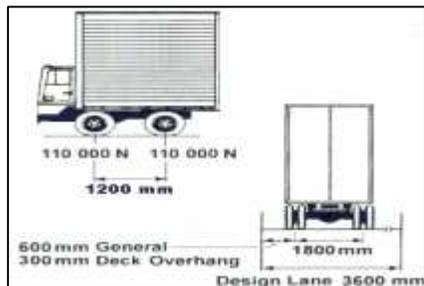


Fig. (2,3) Carga Vehicular de Diseño (Camión y Tándem):

2.5.6.-Carga de Carril de Diseño:

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

2.5.7.-Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de diseño:

La solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- ✓ La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.
- ✓ La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.
- ✓ De la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro combinada la solicitación debida a la carga del carril de diseño.

La distancia entre los ejes de 145000 N de cada camión se deberá tomar como 4300 mm.

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de ruedas esté a menos de:

- ✓ Para el diseño del vuelo del tablero.- 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda.
- ✓ Para el diseño de todos los demás componentes.- 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

2.5.8.-Cargas Peatonales (PL):

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.5.9.-Incremento por Carga Dinámica (IM):

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla (2,5), incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $1 + \frac{IM}{100}$

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Cuadro 2.5.- Incremento por Carga Dinámica, IM:

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

2.5.10.-Fuerza de Frenado, (BR):

La fuerza de frenado se deberá 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.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas.

2.5.11.- Presión hidráulica:

La presión hidráulica se determinara con la siguiente expresión:

$$WA = \frac{1}{2} * \gamma_w * H^2$$

Dónde:

WA= Presión lateral hidráulica kg/m²

γ_w =peso específico del agua kg/m³

H=altura de columna de agua m.

2.6.-Diseño Estructural:

2.6.1.- Barandado:

La mínima altura de barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera.

Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

2.6.1.1.-Sobrecarga de Diseño.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w = 0,73$ 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 o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1500 mm, en un punto ubicado a 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , en N, se deberá tomar como:

Dónde:

$L = \text{Separación entre postes (mm)}$ $P_{LL} = 890 + 0,73 \cdot L$

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la Figura N° (2.5.1.2-1), en la cual la geometría de los elementos de las barandas sirven apenas a título ilustrativo.

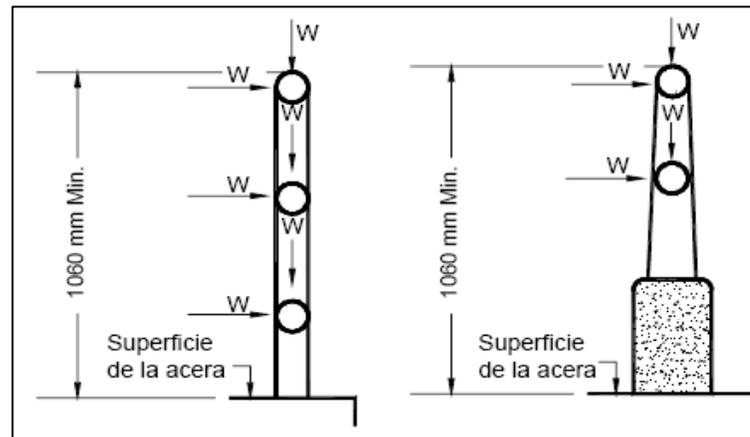


Fig.-2.4.- Cargas que actúan sobre las barandas para peatones

2.6.2.-Cordones y Aceras.

Las mediciones horizontales del ancho de la calzada se deberán tomar a partir de la parte inferior de la cara del cordón. Un cordón de una acera ubicado del lado de una baranda de un puente correspondiente al tráfico se deberá considerar parte integral de la baranda.

2.6.2.1.- Aceras.

Cuando en los accesos carreteros se utilicen cordones cuneta con acera, la altura del cordón para las aceras sobreelevadas en el puente no debería ser menor que 200 mm. Si se requiere un cordón barrera, la altura del cordón no debería ser menor que 150 mm. Si la altura del cordón en el puente difiere de la altura del cordón fuera del puente se deberá proveer una transición uniforme en una distancia mayor o igual que 20 veces el cambio de altura.

2.6.3.-Losa del Tablero.

El Tablero es el componente, con o sin superficie de rodamiento, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes como son las vigas longitudinales del puente.

2.6.3.1.- Predimensionamiento.

Es una estructura isotrópica que se encarga de recibir las cargas vehiculares y de los demás elementos (barandado, aceras, bordillos, etc.). Su profundidad se puede determinar a partir del cuadro siguiente.

Cuadro 2.6 Cantos recomendados por AASHTO LRFD (2004)

Material	Tipo	Tramos simples (mm)	Tramos continuos (mm)
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al trafico	$\frac{1,2 * (S + 3000)}{30}$	$\frac{(S + 3000)}{30} \geq 165mm$
	Vigas T	0,070*L	0,065*L

A menos que el propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175mm.

2.6.3.2.-Drenaje de Tablero.

La superficie del tablero deberá tener pendientes transversales y longitudinales, cuyos valores recomendables se dan en la cuadro 2.7:

Cuadro 2.7.- Pendientes aconsejables para el drenaje de tableros:

DRENAJE	PENDIENTE
Drenaje Transversal	1,5 – 2%
Drenaje Longitudinal	0,0% Si se dispone de un buen bombeo transversal

2.6.3.3.-Armadura de

Distribución.

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria;

esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- ✓ Si la armadura principal es perpendicular al tráfico.

$$\frac{3840}{S} \leq 67 \%$$

Dónde:

S= Longitud de tramo efectiva (mm).

2.7.- Métodos de análisis aproximados.

Para los diferentes estados límites está permitido utilizar el método de análisis aproximado; este método sólo se podrá aplicar a losas de hormigón que tienen cuatro capas de armadura, dos en cada dirección.

Es un método en el cuál el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo y se considera aceptable para los tableros.

Si se maneja el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre viga se conceptúa actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

- ✓ Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores.

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la cuadro 2.7.

Las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho. En la tabla se aprovecha la siguiente simbología:

S = Separación de los elementos de apoyo (mm).

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

+M = Momento positivo.

-M = Momento negativo.

Cuadro 2.8.- Fajas Equivalentes

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

Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo.

La sección de diseño para los momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- ✓ Para construcciones monolíticas de hormigón en la cara del componente de apoyo.

- ✓ Para vigas de Hormigón prefabricadas en forma de T y doble T a un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

2.7.1-Análisis de Vigas:

2.7.1.1.-Predimensionamiento

Determinar a partir de las ecuaciones del cuadro 2.6

2.7.1.2.-Espaciamiento

Para la etapa de Predimensionamiento, usaremos la fracción de carga del Belmonte de acuerdo a la AASHTO Standar.

El método consiste en igualar dos ecuaciones y encontrar la separación óptima que deben tener las vigas; a fin de que cada una reciba porcentajes iguales de carga.

- ✓ Se debe aplicar la Ley de Momentos; la cual implica sumar los momentos respecto de un apoyo para hallar la reacción en otro apoyo, suponiendo que el elemento soportado está apoyado en los apoyos interiores.

Para aplicar la ley de momentos a un puente de tres vigas, el modelo ideal se debería tomar como se indica en la Figura 2.4 Para hallar la reacción en la viga exterior los momentos se deberían tomar respecto de la articulación supuesta o ideal del tablero sobre la viga central.

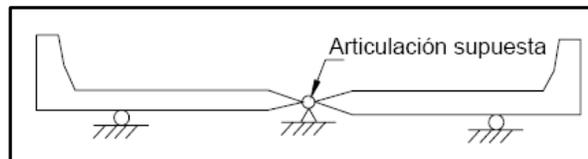


Fig.- 2.5.- Modelo ideal para aplicar la ley de momentos a puentes de tres vigas.

2.7.1.3.-Peralte mínimo.

Para vigas de Hormigón Armado.

$$h = \frac{L}{15}$$

En Hormigón Pretensado se ahorra hasta un 30% de sección, por lo que el canto de la viga puede ser:

$$h = \frac{L}{17} , h = \frac{L}{22}$$

También podemos utilizar la Cuadro 2.9.- Planteada por la AASHTO LRFD 2004:

Cuadro. 2.9.- Profundidades mínimas aprovechadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante:

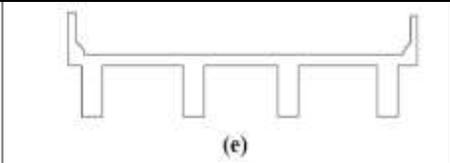
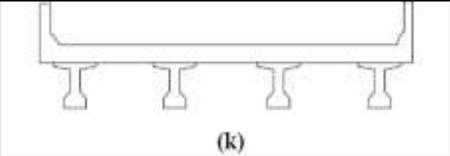
Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$

2.7.2.- Método de los factores de Distribución para Momento y Corte.

Tipos de Puentes a los cuales se pueden aplicar las ecuaciones de los factores de distribución:

En AASHTO LRFD 2004 encontramos los tableros en los cuales se puede aplicar el método, del cual recopilamos una parte que nos interesa de acuerdo al siguiente cuadro:

Cuadro. 2.10.- Superestructuras habituales en las cuales se pueden aplicar los factores de distribución:

Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 (e)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)

2.7.3.-Momento flector para vigas Interiores y Exteriores con tableros de hormigón:

El momento flector por sobrecarga en vigas interiores y exteriores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en cuadros 2.11 y 2.12.

Para la etapa de diseño preliminar los términos Kg/l_t^3 , se pueden tomar igual a 1,0.

cuadro 2.11.- Distribución de la Sobrecarga por carril para momento en vigas interiores:

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_r}{Lr_s'}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_r}{Lr_s'}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq r_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_r \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Cuadro 2.12.- Distribución de la Sobrecarga por carril para momento en vigas exteriores:

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_s}{2800}$	$-300 \leq d_s \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

2.7.4.-Método de los Factores de Distribución para corte en vigas Interiores y Exteriores:

El Corte por sobrecarga en vigas interiores y exteriores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en cuadros 2.13 y 2.14:

Cuadro 2.13.- Distribución de la Sobrecarga por carril para momento en vigas interiores:

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	I	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Cuadro 2.14 Distribución de la Sobrecarga por carril para momento en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

2.7.5.-Ancho de Ala Efectivo.

Para las vigas interiores y exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- ✓ Un cuarto de la longitud de tramo efectiva.
- ✓ 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor el que resulte mayor.
- ✓ La separación promedio de las vigas adyacentes.

2.8.-Diseño de Elementos de Hormigón Armado.

2.8.1.-Diseño de Elementos Sometidos a Flexión.

En el análisis de elementos sometidos a flexión se usara el diagrama rectángulo, debido a su simplicidad de análisis y nos da una armadura un 2% de la normal llevándonos por el lado de la seguridad.

Para evitar malinterpretación de unidades todos los cálculos se trabajaran en el sistema C.G.S.

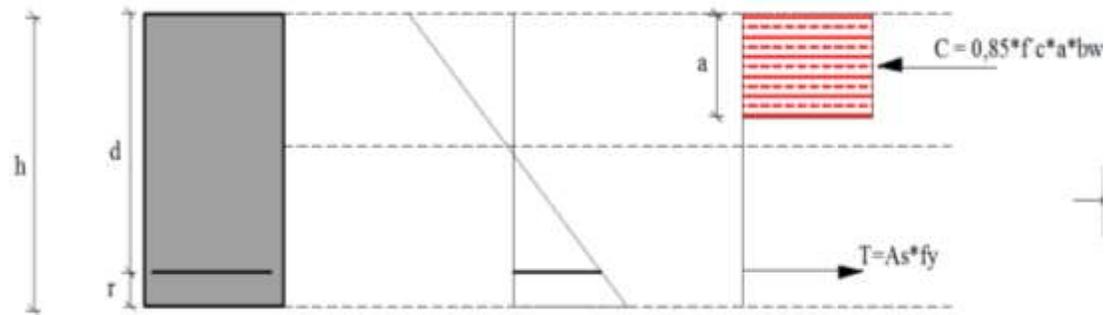


Fig.- 2.6. Bloque de compresiones

2.8.2.-Altura de bloque de compresiones

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \frac{Mu}{f_c \cdot bw \cdot d^2}} \right]$$

Dónde:

Mu = Momento último a la flexión debidamente mayorado (kg*cm).

f'c = Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días (kg/cm2).

bw = Ancho de la sección (cm).

d = Distancia de la fibra comprimida hasta el centro de gravedad del refuerzo (cm).

a = Altura de bloque de compresiones (cm).

2.8.3.- Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * bw}{f_y}$$

f'c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (kg/cm2).

bw = Ancho de la sección (cm).

f_y = Resistencia a la tracción del acero (kg/cm2).

a = Altura de bloque de compresiones (cm).

2.8.4.- Armadura máxima

$$A_{smax} = \rho_{max} * bw * d$$

$$\rho_{max} = 0,75 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0,72 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{f_y}{E_s}}$$

$f'c$ = Resistencia característica del hormigón a los 28 días

f_y = Resistencia a la tracción del acero

E_s = Módulo de elasticidad del acero

ξ_c = Deformación máxima permitida del hormigón

2.8.5.- Armadura mínima

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b_w * d$$

ρ_{min} = cuantía mínima geométrica = 0,0033

2.9.-Cuantías de Armado.

2.9.1.-Definición:

En una viga, la cuantía de armado es el cociente entre la sección transversal de acero y la sección efectiva de hormigón; se representa con el símbolo " ρ ".

Para vigas rectangulares se tendría la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Dónde:

A_s = Sección transversal de acero de tracción.

b = Base de la sección rectangular.

d = Altura efectiva de la sección rectangular (distancia desde el centro de gravedad de las varillas de acero hasta la fibra comprimida extrema de hormigón).

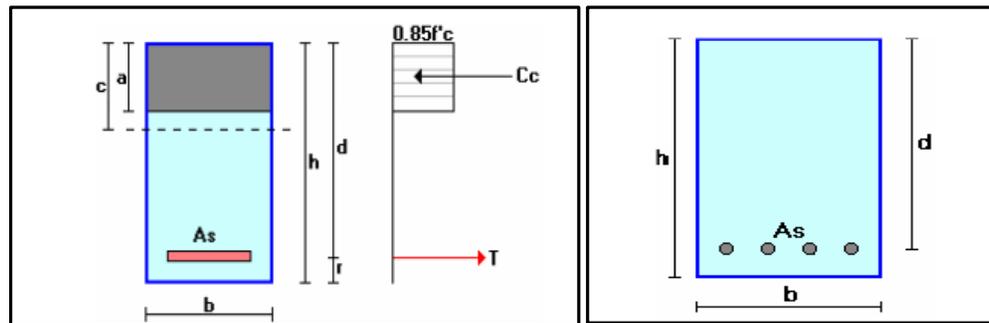


Fig. 2.7.- Sección transversal de un elemento rectangular de Hormigón Armado:

2.9.1.-Cuantía Balanceada:

Es la cuantía de armado en una viga que simultáneamente provoca la deformación unitaria máxima permitida en el hormigón de compresión (0,003), y que el acero de tracción empiece a fluir.

Se dibuja la sección transversal (en este caso una sección rectangular) de una viga con su diagrama de deformaciones y de fuerzas para la condición balanceada.

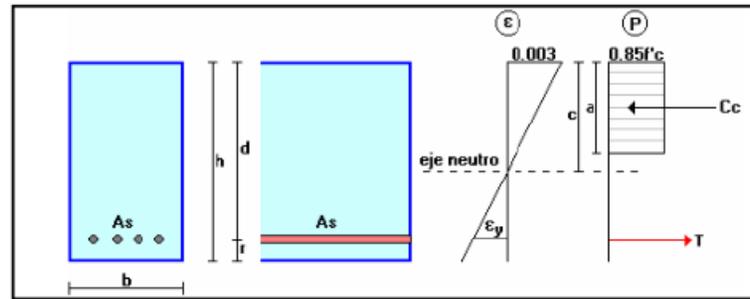


Fig. 2.8.- Deformaciones unitarias, esfuerzo y posición del eje neutro para la cuantía balanceada:

De la cual resulta la siguiente expresión de cuantía balanceada:

$$\rho_b = \alpha_s \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s}$$

La deformación unitaria en el acero, al instante de iniciar la fluencia se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s}$$

La cuantía va a ser balanceada cuando el hormigón llegue a fluencia ($\epsilon_c = 0,003$).

Entonces la cuantía balanceada será:

$$\rho_b = \alpha_s \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{0,003 \cdot E_s}{0,003 \cdot E_s + f_y}$$

2.9.2.-Cuantía Máxima de Armado en Vigas:

Según ACI, la máxima cuantía de armado permitida es el 75% de la cuantía balanceada.

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,75 \cdot \rho_b$$

Este criterio asegura que el acero entre en fluencia un poco antes de que el hormigón ingrese en la zona de decrecimiento de capacidad resistente a la compresión, con lo que se logra un cierto nivel de ductilidad de las secciones antes de la falla.

2.9.3.-Cuantía Mínima de Armado en Vigas:

En aquellas vigas en que, las dimensiones geométricas superan a la capacidad resistente requerida sin rotura por tracción del hormigón, se deberá proveer un armado mínimo que sea capaz de absorber, con márgenes de seguridad apropiados, la carga de tracción que le es transferida el instante en que el hormigón traccionado se fisura por falta de capacidad. La incapacidad del acero de absorber la totalidad de esa fuerza de tracción provocaría una falla frágil indeseable de la viga.

El código ACI establece que la cuantía mínima deberá ser:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

2.10.-Diseño por Cortante.

2.10.1.-Diseño a cortante de vigas de Hormigón, con refuerzo transversal en el alma.

Las vigas de hormigón armado presentan 2 mecanismos para resistir a las fuerzas cortantes:

- ✓ Resistencia pura del Hormigón.
- ✓ Resistencia del acero transversal o diagonal.

Como consecuencia, la capacidad resistente nominal viene dada por la siguiente expresión:

$$V_n = V_C + V_S$$

Dónde:

V_n = Capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado.

V_C = Capacidad resistente a corte del hormigón simple.

V_S = Capacidad resistente a corte del acero de refuerzo.

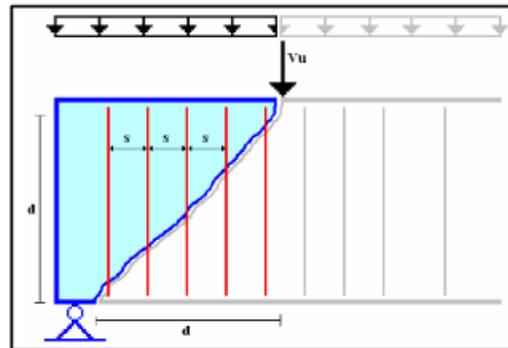


Fig. 2.9.- Estribos transversales que cruzan las fisuras de Cortante:

En el límite, la relación entre el cortante último y la capacidad resistente nominal es:

$$V_U = \phi \cdot V_n$$

Dónde:

V_U = Solicitación última de cortante.

V_n = Capacidad resistente nominal a corte de la viga de hormigón armado.

ϕ = Factor de reducción de capacidad a cortante, cuyo valor para el ACI – 2005 es 0.75.

La condición básica que se debe cumplir para que la capacidad resistente sea adecuada con relación a las solicitaciones es que:

$$V_U = \phi \cdot (V_c + V_s)$$

La capacidad resistente del hormigón en vigas rectangulares, está definida por:

Dónde:

V_c = Capacidad resistente a corte del hormigón simple.

V_c = Esfuerzo resistente del hormigón $0.53 (f'_c)^{0.5}$.

b = Ancho del alma resistente al cortante.

d = Distancia desde el centroide del acero de refuerzo a tracción hasta la fibra extrema en compresión.

La parte del cortante que no puede ser absorbida por el hormigón debe ser resistida por la armadura transversal. Dicha fuerza, bajo la suposición de que el acero a entrado en fluencia, es el producto del área de todos los estribos que cruzan la fisura por el esfuerzo de fluencia. La ecuación que describe a la magnitud de la fuerza absorbida por el acero transversal es:

$$v_s = \frac{V_s}{b_w \cdot d}$$

Reemplazando el valor de “Vs” definido en la ecuación y simplificando se tiene:

$$v_s = \frac{A_v \cdot f_y}{S \cdot b_w} \quad v_u - v_c = \frac{A_v \cdot f_y}{S \cdot b_w}$$

Despejando el espaciamiento de los estribos “S”:

$$S = \frac{A_v \cdot f_y}{v_u - v_c \cdot b_w}$$

2.10.2.-Separacion mínima:

Para el hormigón colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- 1,5 veces el diámetro nominal de las barras,
- 1,5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o 38 mm

$$s \leq \frac{d}{2} \quad S \leq 60\text{cm}$$

Dónde:

S = Espaciamiento de los estribos.

d = Altura efectiva de la viga.

2.10.3.-Separacion máxima

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado, de $0.75h$ en elementos preesforzados, ni de 600 mm.

2.11.-Hormigón Pretensado.

2.11.1.-Definición.

El pretensado puede definirse en términos generales como la introducción anticipada de esfuerzos que generen un estado tensional igual y contrario al que me ocasiona las cargas.

2.11.2.-Tipos de Armadura en el Hormigón Pretensado.

En el hormigón pretensado se diferencian dos tipos de armaduras:

- ✓ **Armaduras activas**, Son de acero de alta resistencia mediante las cuales se introduce el esfuerzo de pretensado;
- ✓ **Armaduras pasivas**, Son las armaduras habituales del hormigón armado, asociadas a las anteriores. En elementos a flexión se disponen longitudinalmente, coadyuvan en la disposición de la armadura transversal o de corte y eventualmente colaboran a para resistir fracciones del momento flector de diseño.

2.11.3.-Tipos de Hormigón Pretensado.

Según la fase del proceso de ejecución en la que se introduce el esfuerzo de pretensado en las armaduras activas se distinguen dos tipos:

2.11.4.-Hormigón pretensado con armadura pretesa (Según ACI: Hormigón Pretensado).

Este proceso se realiza en fábricas y generalmente es adecuado para luces inferiores a 25 m, por lo que no es de nuestro interés estudiarlo.

2.11.5.-Hormigón Pretensado con Armadura Postesa (Según ACI: Hormigón Postensado).

En este procedimiento se hormigona primero la pieza, disponiendo conductos o vainas para alojar las armaduras activas, que solo se tesan cuando el hormigón, ha adquirido la resistencia suficiente para soportar el esfuerzo de pretensado. Es ese método que se utilizara para la construcción de las vigas.

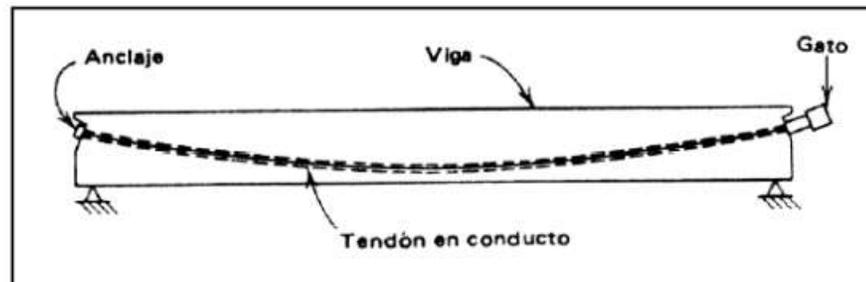


Fig. 2.10.- Fabricación de un elemento postensado:

2.11.6.-Ventajas de Hormigón Pretensado.

Esta nueva técnica de construcciones de hormigón tiene una serie de ventajas entre las que se pueden resumir las principales:

- ✓ El hormigón pretensado posee mayor durabilidad, consecuencia de la estricta limitación de la aparición y abertura de las fisuras del hormigón.
- ✓ El hormigón pretensado está especialmente capacitado para recuperar su forma inicial cuando cesa la carga que lo deforma. Incluso las fisuras que se producen bajo la actuación de cargas excepcionales pueden llegar a cerrarse, cuando éstas desaparecen.
- ✓ Economía: El correcto empleo del hormigón pretensado ahorra del 15% al 30% de hormigón, con relación al hormigón armado, gracias a la cooperación total de la sección. El ahorro del acero es mucho más marcado (del 60 al 80%) debido al elevado límite elástico de los aceros de pretensado.
- ✓ Menor deformabilidad: Las deformaciones en elementos de hormigón pretensado son del orden de una cuarta parte de las producidas en el hormigón armado, para piezas de igual canto, sometidas a idénticas sollicitaciones.

2.12.-Materiales.

2.12.1.-Hormigón.

El hormigón que se usa en construcciones pretensadas se caracteriza por una mayor resistencia que el que se usa en hormigón armado, debido a que está sometido a fuerzas más altas y por lo tanto el aumento de su calidad generalmente conduce a resultados más económicos.

Según el reglamento ACI-318-05, en hormigón pretensado no se puede usar hormigones cuya resistencia sea inferior a 280 kg/cm².

2.12.2.-Acero de pretensado (Armadura Activa).

El tipo de acero para pretensado, viene dado de acuerdo al sistema de pretensado que se va a utilizar, estos aceros son de alta resistencia generalmente esta alrededor de los 18000 kg/cm². En nuestro caso se utilizará el sistema PROTENDE.

2.12.3.-Acero de Refuerzo (Armadura Pasiva).

Es el acero convencional que se usa en hormigón armado, este tiene por objeto controlar las fisuras por contracción y temperatura y ayudar al corte en la viga.

2.12.4.-Propiedades Geométricas de la Sección.

Tratándose de una técnica en la cual la pieza trabaja como material homogéneo, sus propiedades geométricas deberán ser evaluadas sin desprestigiar ninguna parte de la sección. Para el cálculo se toman en cuenta dos estadios del hormigón pretensado:

Tiempo = 0.- Para elementos postensados cuando la pieza (Viga) se encuentra en reposo, es decir, la pieza está tesada en la pista pero todavía no se la llevó al puente. En este estadio solo está actuando la carga por peso propio.

Tiempo=∞.- Cuando la viga ya se encuentra en el puente, y está soportando las cargas tales como; carga permanente (Losa, Barandas, Pavimento), Carga Muerta (Peso Propio) y Carga viva (Camión). En este estadio se debe homogenizar la sección (Viga + Losa).

En cada uno de los estadios se debe calcular las siguientes propiedades:

- ✓ Área de la sección transversal de la viga.
- ✓ Distancia del centro de gravedad a las fibras superior e inferior.

- ✓ Excentricidad del cable con respecto al centro de gravedad.
- ✓ Momento de inercia respecto al centro de gravedad.

2.12.5.-Inecuaciones de Pretensado.

Del análisis de esfuerzos de la sección en tiempo inicial y tiempo infinito, se obtienen las siguientes inecuaciones de condición:

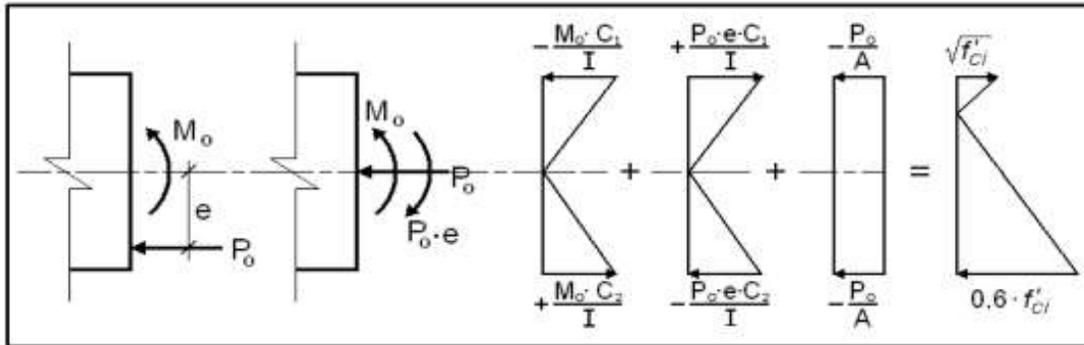


Fig. 2.11.- Esfuerzos en centro luz (Hipótesis de las secciones planas)

Inecuaciones de Condición para Tiempo Inicial ($t = 0$):

$$f_{10} = -\frac{M_0 \cdot C_{10}}{I_0} + \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot C_{10}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \leq f_{ti}$$

$$f_{20} = +\frac{M_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0 \cdot e_0 \cdot C_{20}}{I_0} - \frac{P_0}{A_0} \geq f_{ci}$$

Dónde:

f_{ti} = Esfuerzo en la fibra y traccionada en tiempo cero

f_{ci} = Esfuerzo en la fibra y comprimida en tiempo cero

Inecuaciones de Condición para Tiempo Infinito ($t = \infty$):

$$\begin{aligned} f_{2\infty} &= -\frac{M_T \cdot C_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{n \cdot P_0 \cdot e_{\infty} \cdot C_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n \cdot P_0}{A_{\infty}} \leq f_{cs} \\ f_{2\infty} &= +\frac{M_T \cdot C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n \cdot P_0 \cdot e_{\infty} \cdot C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n \cdot P_0}{A_{\infty}} \leq f_{cs} \end{aligned}$$

Dónde:

f_{ts} = Esfuerzo en la fibra y traccionada en tiempo infinito

f_{cs} = Esfuerzo en la fibra y comprimida en tiempo infinito

Para aplicar estas inecuaciones, trabajamos con las resistencias admisibles según la norma ACI-318-05:

$$\begin{aligned} \text{Tiempo Inicial:} & \left\{ \begin{array}{l} \boxed{f_{ti} = 0,80 \cdot \overline{f'_{ci}}} \quad ; \quad \boxed{f_{ci} = 0,60 \cdot f'_{ci}} \end{array} \right. \\ \text{Tiempo Infinito:} & \left\{ \begin{array}{l} \boxed{f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c} \quad ; \quad \boxed{f_{ts} = 1,60 \cdot \overline{f'_c}} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Dónde:

f'_{ci} = Resistencia característica del hormigón en el día del tesado (kg/cm²).

f'_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días de fraguado (kg/cm²).

2.12.6.-Fuerza de Pretensado.

Para calcular la Fuerza de Pretensado, trabajamos con las inecuaciones anteriormente planteadas y en base a ello se puede encontrar el conjunto solución:

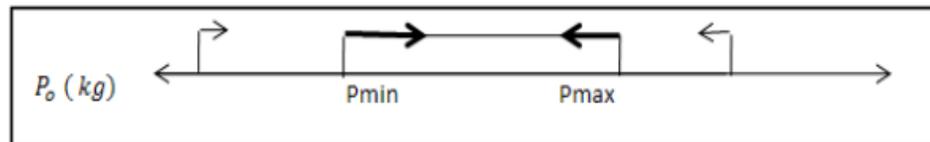


Fig. 2.12.-.- Conjunto solución de la Fuerza de Pretensado:

De este conjunto solución se puede determinar el número de torones de pretensado a manejar, de acuerdo al Sistema PROTENDE, que es el que utilizaremos para el diseño.

$$N^{\circ}\text{Torones} = \frac{P_{\min}}{0,74 * f_{pu} * A_{\text{toron}}}$$
$$N^{\circ}\text{Torones} = \frac{P_{\max}}{0,74 * f_{pu} * A_{\text{toron}}}$$

Los valores de “ f_{pu} ” y de “ A_{toron} ” están definidos de acuerdo a la tabla del Sistema PROTENDE que se muestra a continuación:

Cuadro 2.14.- Característica de los Torones de Pretensado:

CORDOALHAS							
CARACTERÍSTICAS							
Designação ABNT NBR-7483	Diâmetro Nominal	Área Nominal do Aço	Massa Nominal	Carga de Ruptura Mínima	Carga Mínima a 1% de Alongamento	Relaxação Máxima após 1.000 H a 20°C p/ Carga Inicial de	
						70% da Carga de Ruptura %	80% da Carga de Ruptura %
CP 175 RB	12,7	94,2	744	165,7	149,1	2,5	3,5
CP 190 RB	15,2	140,0	1.102	265,8	239,2	2,5	3,5

• Módulo de elasticidade - 195 ± 10 kn/mm²
 • Carga mínima a 1% de alongamento, é considerada equivalente a carga a 0,2% da deformação permanente, e corresponde a 90% da carga de ruptura mínima especificada.

2.12.7.-Bloque de Anclaje.

Los anclajes se encuentran ubicados en la sección de los apoyos, en la cual el alma de la viga aumenta se espesor.

Del Sistema PROTENDE se elegirá el anclaje tipo MTC, cuyas características se muestran a continuación:



Fig. - 2.13.- anclaje según sistema Protende.

El bloque de anclajes de acuerdo a las dimensiones mostradas, se ubica de tal manera que en el extremo superior quede un borde libre de 10cm y la distancia entre centros de gravedad de anclaje a anclaje no sea menor que 34cm.

2.13.- Pérdidas de pretensado.

Un aspecto muy significativo que se debe considerar en el diseño de los elementos pretensado son las pérdidas de pretensado que se producen por diferentes causas.

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

2.13.1.-Pérdidas Instantáneas.

Las pérdidas instantáneas de fuerza son aquellas que pueden producirse durante la operación de tesado y en el momento del anclaje de las armaduras activas y dependen de las características del elemento estructural en estudio.

2.13.2.-Pérdida por fricción.

La pérdida por fricción entre los tendones de pretensado internos y la pared de la vaina se puede tomar como.

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot 1 - e^{-K \cdot x + \mu \cdot \alpha}$$

Dónde:

Δf_{pF} = Pérdida en el acero de pretensado debida a la fricción (MPa).

f_{pj} = Tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa).

x = Longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm).

K = Coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tendón).

α = Cambio angular de la trayectoria del tendón desde el extremo del gato hasta cualquier punto en consideración.

μ = Coeficiente de fricción por desviación intencionada.

Cuadro 2.15.- Coeficientes de fricción para tendones de postensado:

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cables	Vaina rígida y semirígida de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Polietileno	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Barra de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

2.13.2.1.-Pérdida por acortamiento elástico del hormigón.

En los elementos postensados, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{el} = n * f_{cs}$$

Dónde:

Δf_{el} = Pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico (kg/cm²).

n = relación de módulo de elasticidad E_c/E_s

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (kg/cm²).

E_s = Módulo de elasticidad del acero (kg/cm²).

f_{cs} = Sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (kg/cm²).

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

2.13.2.2.-Pérdida por deslizamiento de anclaje.

Esta pérdida viene dada de acuerdo al fabricante, de acuerdo a PROTENDE la penetración de cuñas esta alrededor de 6mm.

$$\Delta f_{anclaje} = \frac{\Delta_x}{L} E_s$$

Dónde:

$\Delta f_{anclaje}$ = Pérdida por Acuñaamiento (kg/cm²).

Δx = Hundimiento de los anclajes, según PROTENDE 6mm.

L = Longitud total de la Viga

E_s = Módulo de elasticidad del acero de pretensado (kg/cm²).

2.13.3.-Perdidas Diferidas.

Se denominan pérdidas diferidas a las que se producen a lo largo del tiempo, después de ancladas las armaduras activas.

2.13.3.1.-Flujo plastico del hormigón.

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

$$\Delta f_{cr} = C_u * n * f_{cs}$$

Dónde:

Δf_{cr} = Pérdida en el acero de pretensado debida a la fluencia lenta (MPa).

f_{cs} = Tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa).

C_u= coeficiente de flujo plastico del hormigón

n = relación de módulo de elasticidad E_c/E_s

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (kg/cm²).

E_s = Módulo de elasticidad del acero (kg/cm²).

2.13.3.2.-Contracción del hormigón.

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en kg/cm^2 , se puede tomar como:

$$\Delta f_{sh} = E_p * \epsilon_{sh}$$

Dónde:

Δf_{sh} = Pérdida en el acero de pretensado debida a la contracción (kg/cm^2).

E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado (kg/cm^2).

ϵ_{sh} = deformación por contracción del hormigón.

2.13.3.3.-Relajación del acero de pretensado.

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,3 \cdot \Delta f_{pF} - 0,4 \cdot \Delta f_{pES} - 0,2 \cdot \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}$$

Dónde:

Δf_{pR2} = Pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero luego de la transferencia (Kg/cm^2).

Δf_{pF} = Pérdida por fricción entre el punto de tesado y centro luz (Kg/cm^2).

Δf_{pES} = Pérdida por acortamiento elástico (Kg/cm^2).

Δf_{pSR} = Pérdida por contracción (Kg/cm^2).

Δf_{pCR} = Pérdida por fluencia del hormigón (Kg/cm²).

2.14.-Diseño por cortante elementos de hormigón pretensado.

Los esfuerzos de tensión diagonal en una viga de hormigón preesforzado sometida a cargas de servicio, son considerablemente menores que en una viga de hormigón reforzado de las mismas características. Esto se debe esencialmente a dos factores:

- ✓ La combinación de esfuerzos longitudinales de compresión y de esfuerzos cortantes.
- ✓ La pendiente de los tendones; esta pendiente es tal que produce un cortante V_p por las fuerzas de preesfuerzo, en dirección opuesta a la del cortante generado por la carga contracortante.

$$V_p = P_e \cdot \sin \theta$$

Dónde:

P_e = Fuerza de pretensado efectivo en la sección considerada.

θ = Pendiente del tendón en la sección considerada.

Con cargas cercanas a la falla, una viga preesforzada se encuentra fisurada y se comporta en forma muy parecida a una viga corriente de hormigón armado. Por lo tanto las metodologías de diseño son similares.

Por otra parte, es necesario observar que si se analizan los esfuerzos de tensión diagonal bajo cargas de servicio no se garantiza un factor adecuado de seguridad contra la falla pues a una reducción pequeña de los esfuerzos de compresión y un aumento de los cortantes (que ocurre cuando la viga se sobrecarga) producirá un incremento desproporcionado en la tensión principal

resultante. Por esta razón en vigas preesforzadas es necesario basar el diseño en cargas mayoradas en vez de realizarlo con cargas de servicio.

Para cargas mayoradas y resistencia minoradas se garantiza la seguridad si:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$\phi \cdot V_c + V_s \geq V_u$$

Dónde:

V_u = Es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Es la resistencia nominal al cortante calculado mediante $V_n = V_c + V_s$.

V_c = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto antes de la aparición de fisuras.

V_s = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia (se toma 0,85 para cortante).

El cortante mayorado se calcula a $h/2$ de la cara del apoyo, como se muestra en la figura:

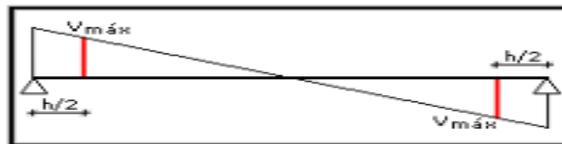


Fig. 2.14.- Ubicación del Cortante de Diseño:

2.14.1.-Fuerza Cortante que resiste el Concreto.

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto (V_c), puede calcularse de acuerdo a las siguientes expresiones y debe ser el menor de V_{ci} y V_{cw} :

$$V_c < \begin{cases} V_{ci} \\ V_{cw} \end{cases}$$

Dónde:

V_{ci} = Cortante de agrietamiento por cortante y flexión.

V_{cw} = Cortante de agrietamiento por cortante en el alma.

2.14.2.-Cortante de agrietamiento por cortante y flexión:

El agrietamiento de cortante por flexión se inicia con un agrietamiento por flexión, para un esfuerzo nominal V_{ci} . Cuando se produce el agrietamiento por flexión, se incrementan los esfuerzos cortantes en el concreto arriba de la fisura. La fisura de cortante por flexión se desarrolla cuando el esfuerzo combinado de cortante y tracción excede la resistencia a la tracción del concreto. Inician, casi verticales, en la cara a tensión de la viga y luego se propagan diagonalmente hacia arriba en dirección a la cara comprimida. Son comunes en vigas con fuerzas de preesfuerzo relativamente bajas.

$$V_{ci} = 0,6 * \sqrt{f'c} * bw * d + V_o + \frac{V_i}{M_{max}} * M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{C^2} (6 * \sqrt{f'c} + f_{2p} - f_o)$$

Dónde:

b_w = Ancho del alma (cm).

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero Preesforzado (kg/cm²).

V_o = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada (kg).

V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección, en razón a cargas aplicadas externamente que se presentan simultáneamente con $M_{máx}$ (kg).

M_{cre} = Momento que produce figuración por flexión en la sección en vista a cargas aplicadas externamente (kg*cm).

$M_{máx}$ = Máximo momento mayorado en la sección en proporción a las cargas aplicadas externamente (kg*cm)

I_c = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide (cm⁴).

f_{2p} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas de preesforzado (después que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cual los esfuerzos de tracción han sido producidos por cargas externas (kg/cm²).

f_o = Esfuerzo en razón a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cual el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas (kg/cm²).

NOTA: d no debe tomarse menor que $0,80h$ y los valores de M_{\max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento mayorado en la sección.

2.14.3.-Cortante de agrietamiento por cortante en el alma:

El agrietamiento por cortante en el alma empieza en un punto interior del elemento, para un cortante nominal V_{cw} . Cuando los esfuerzos principales de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto, y luego se propagan diagonalmente tanto hacia arriba como hacia abajo, se presentan a menudo en vigas de almas delgadas sometidas a altas fuerzas de preesfuerzo.

$$V_{cw} = (3,5 * \sqrt{f'c} + 0,3f_{pc}) * b_w * d + V_p$$

Dónde:

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de Presforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala (kg/cm^2).

b_w = Ancho del alma (cm).

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de Presforzado (kg/cm^2).

V_p = Componente vertical de la fuerza efectiva de Preesforzado en una sección (kg).

2.14.4.-Resistencia al cortante proporcionado por el refuerzo:

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo a las siguientes prescripciones:

Si	$V_u < 0,5. (\phi. V_c)$	No es necesario poner estribos
Si	$0,5. (\phi. V_c) \leq V_u \leq (\phi. V_c)$	No se necesita estribos, poner el A_v mínima
Si	$V_u > 0,5. V_c$	Se necesita estribos, por lo tanto se calcula

Cuando se hace necesario el cálculo de la armadura transversal para resistir la fuerza cortante de diseño en una sección específica, su contribución a la resistencia deberá ser igual.

$$V_s = 4 * \sqrt{f_c} * bw * d$$

En caso que el valor calculado exceda el límite permitido se debe cambiar la sección.

Como la resistencia nominal al cortante está compuesta del cortante que resiste el concreto y del que debe resistir el refuerzo, entonces:

$$V_n = V_c + V_s$$

El área de la sección de refuerzo transversal requerida será:

$$A_v \geq \frac{V_u - \phi. V_c . S}{\phi. f_{yt} . d}$$

Para fines prácticos no es conveniente suponer un espaciamiento y calcular la sección requerida, si no más bien elegir el tipo de estribo y conocida el área de dicha armadura encontrar el espaciamiento, es decir:

$$S \leq \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_u - \phi \cdot V_c}$$

CAPÍTULO III

INGENIERIA DEL PROYECTO.

3.1.-Estudio Topográfico.

Se realizó un levantamiento topográfico según lo especificado en el capítulo anterior, abarcando una superficie más o menos 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo del río, de igual forma en dirección de los accesos.

Resultó un levantamiento de 206 puntos que fueron procesados con un software de computador Autocad Civil 3D 2015 con curvas de nivel a cada metro, plasmados en. (Anexo IV-XVI).

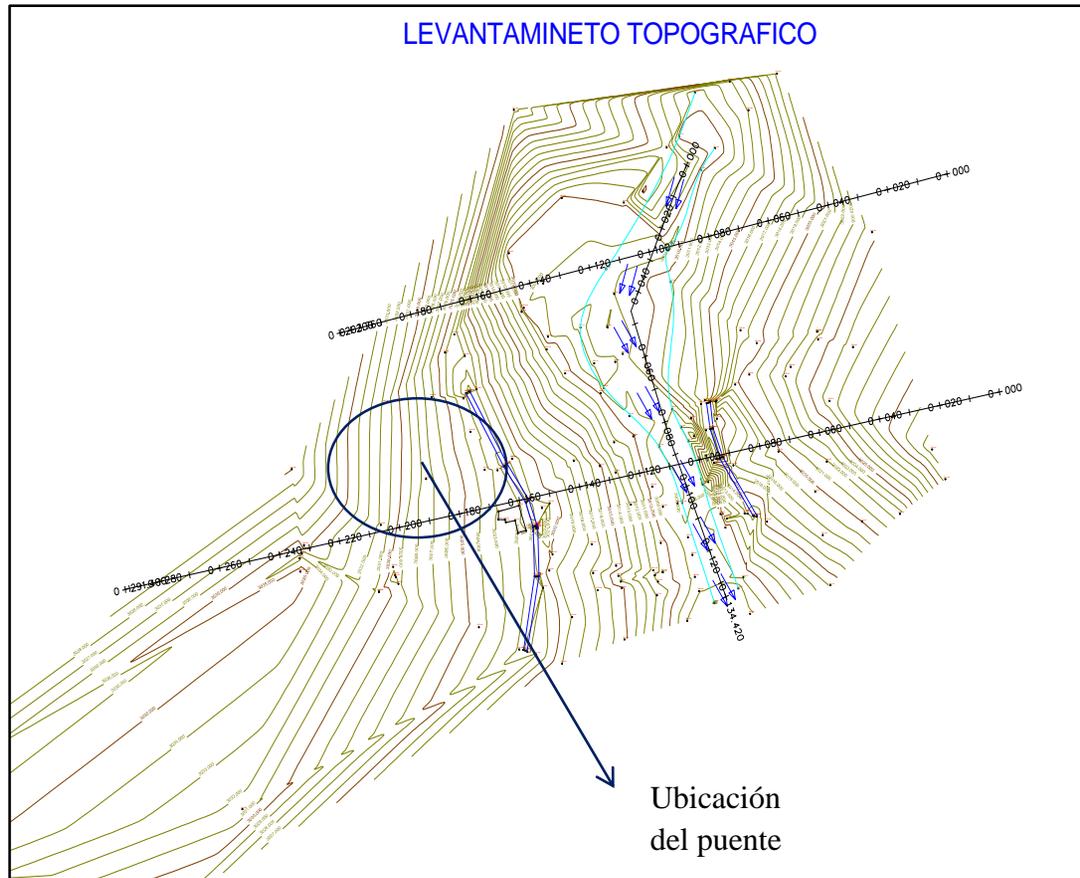


Fig. 3.1.- Planimetría curvas de nivel cada metro.

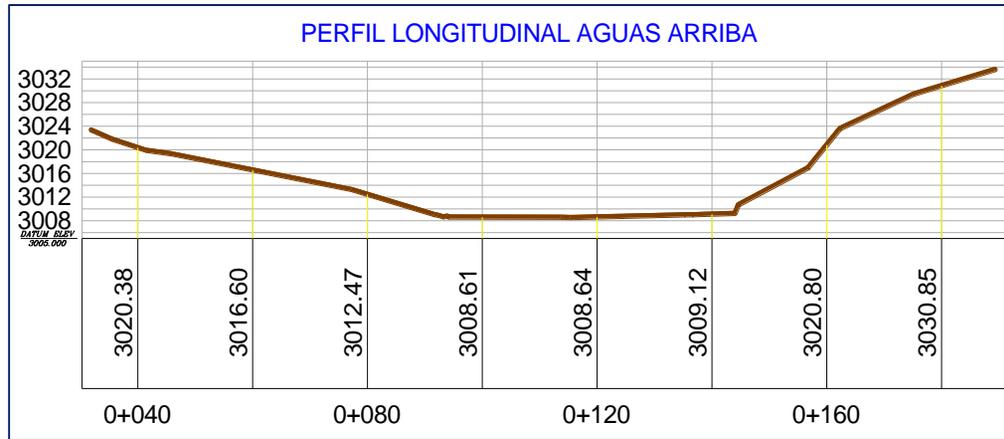


Fig. 3.2.- perfil longitudinal 1 aguas arriba.

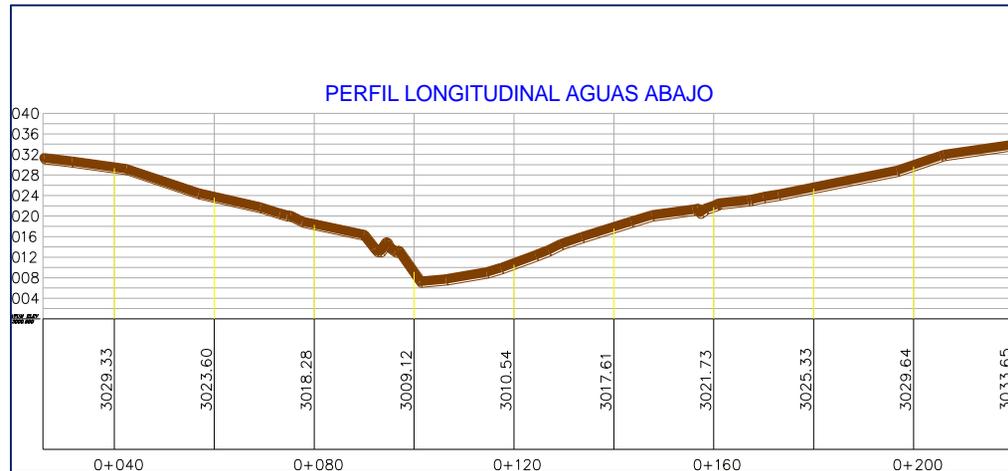


Fig. 3.3.- perfil longitudinal en lugar de emplazamiento del puente.

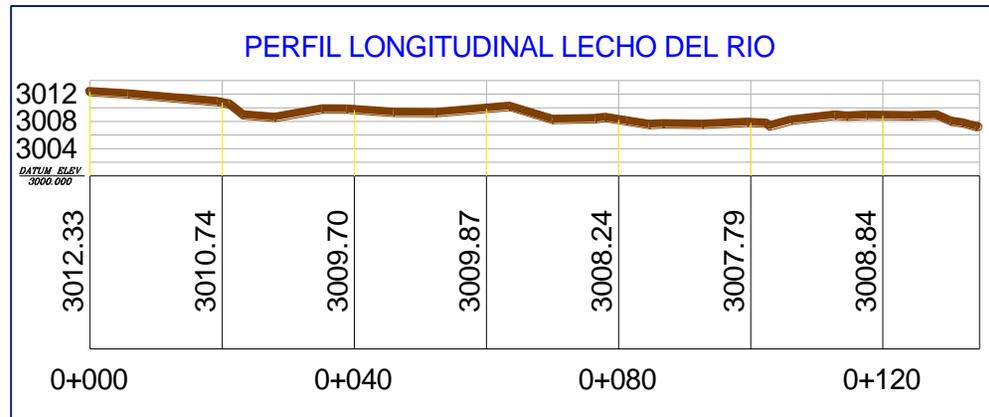


Fig. 3.4.- perfil longitudinal lecho del rio.



Fig. 3.5.- Emplazamiento del puente.

3.2.-Estudio de suelos.

Se realizó en el laboratorio de suelos y hormigones de la Empresa CBI y Asociados:

Mediante dos perforaciones en la cual se encontró material granular de diámetro mayor a tres pulgadas, dicho material imposibilita la obtención de capacidad portante mediante ensayo de SPT, con el material extraído de la perforación de 0-2 m se pudo determinar las propiedades mecánicas del terreno mediante la distribución granulométrica.

3.2.1.- Clasificación AASHTO

Menos del 35% pasa por el tamiz N°200 por tanto es un *suelo granular*

Menos del 15 % pasa por el tamiz N°200 no presenta límites LL, LP.

Como no presenta límites se trata de un suelo **A-1-a (0)** fragmentos de piedra grava y arena.

Por debajo de los dos metros se encontró roca de la cual se extrae la muestra para el ensayo de compresión simple, obteniéndose resistencia de 161.01 kg/cm², que nos indica el tipo de roca in situ denominada Metamórfica, Pizarra.

El esfuerzo admisible del suelo para el diseño de los elementos que comprenden la infraestructura será especificada mediante los cuadros que se presenta a continuación:

Cuadro 3.1.-Valores de tensión admisible de suelos rocosos:

RESISTENCIA [MPa]	CONDICION	DESCRIPCION
5- 20	Muy débil	Sedimentarias alteradas y débilmente compactadas
20 – 40	Débil	Sedimentarias y esquistos, pizarras débilmente cementados
40 – 80	Resistencia media	Sedimentarias competentes y rocas ígneas cuarzosas de densidad un poco baja

80 – 160	Resistencia alta	Ígneas competentes, metamórficas y algunas areniscas de grano fino
160 - 320	Resistencia muy alta	Cuarcitas: rocas ígneas densas de grano fino

Fuente (Manual de diseño de obras civiles, B.3.4, MEXICO, 1979).

Cuadro comparativo de valores de capacidad portante según naturaleza del terreno y profundidad de excavación:

Cuadro 3.2.- presiones admisibles según Norma Básica de Edificación:

PRESIONES ADMISIBLES EN EL TERRENO DE CIMENTACIÓN					
Naturaleza del terreno	Presión admisible en kg/cm ² para profundidad de cimentación en m. de:				
	0	0.5	1	2	+8
1 Rocas (1)	30	40	50	60	60
No estratificadas	10	12	16	20	20
Estratificados					
2 Terrenos sin cohesión (2)	-	4	5	6.3	8
Graveras	-	2.5	3.2	4	5
Arenosos gruesos	-	1.6	2	2.5	3.2
Arenosos finos					
3 Terrenos coherentes	-	-	4	4	4
Arcillosos duros	-	-	2	2	2
Arcillosos semiduros	-	-	1	1	1
Arcillosos blandos	-	-	0.5	0.5	0.5
Arcillosos fluidos					
4 Terrenos deficientes	En general de resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible.				
Fangos					
Terrenos orgánicos					
Rellenos sin consolidar					

Fuente: Norma Básica de la edificación
“NBE-AE-88”

Cuadro 3.3. Valores nominales de capacidad de soporte admisible (Mpa)

Tipo de Material	Consistencia en sitio	Rango Común (MPa)	Valor Recomendado (MPa)
Roca masiva cristalina ignea y metamórfica (granito, diorita, basalto, gneiss, conglomerado)	Roca dura e intacta	6 a 10	8
Roca metamórfica laminada (pizarra, esquistos)	Roca medio dura e intacta	3 a 4	3.5
Roca sedimentaria (lutita dura cementada, limolitas, areniscas, calizas sin cavidades)	Roca medio dura e intacta	1.5 a 2.5	2
Manto de roca meteorizada o fracturada de cualquier tipo excepto rocas altamente arcillosas (lutitas)	Roca suave	0.8 a 1.2	1
Lutitas u otras rocas altamente arcillosas en condiciones intactas	Roca suave	0.8 a 1.2	1
Mezcla bien graduada de suelos finos y gruesos: toscas firmes, mezclas altamente consolidadas de arcilla y cantos rodados	Muy compacta	0.8 a 1.2	1
Grava, mezclas de grava y arena, mezcla de cantos rodados y grava	Muy compacta	0.6 a 1	0.7
	medio compacta	0.4 a 0.7	0.5
	suelta	0.2 a 0.6	0.3
Arena gruesa a mediana, arena con poca grava	Muy compacta	0.4 a 0.6	0.4
	medio compacta	0.2 a 0.4	0.3
	suelta	0.1 a 0.3	0.15
Arena fina a mediana, arena limosa o arcillosa mediana a gruesa	Muy compacta	0.3 a 0.5	0.3
	medio compacta	0.2 a 0.4	0.25
	suelta	0.1 a 0.2	0.15
Arena fina, arena limosa o arcillosa fina	Muy compacta	0.3 a 0.5	0.3
	medio compacta	0.2 a 0.4	0.25
	suelta	0.1 a 0.2	0.15
Arcilla inorgánica homogénea, arcilla arenosa o limosa	Muy firme a dura	0.3 a 0.6	0.4
	medio firme a firme	0.1 a 0.3	0.2
	suave	0.05 a 0.1	0.05
Limo inorgánico, limo arenoso o arcilloso, limo con arcillas y arenas estratificadas	Muy firme a dura	0.2 a 0.4	0.3
	medio firme a firme	0.1 a 0.3	0.15
	suave	0.05 a 0.1	0.05

En el diseño se trabajó con una resistencia admisible del suelo de 20 kg/cm² (Anexo V).

3.3.-Estudio Hidrológico e hidráulico.

Después de realizar un estudio de las características de la cuenca del Río Culpina se pudo determinar lo siguiente: (Anexo VI).

- ✓ Presenta un área igual a 55.09 km².
- ✓ El río tiene una tendencia a crecidas constantes, la cuenca es de forma oval más o menos alargada.
- ✓ El río nace a una altura de 3950 m.s.n.m. y desciende hasta los 3005,26 m.s.n.m. con una pendiente de cauce 0,0072 m/m.
- ✓ Se determinó que el Río Culpina tiene una sección transversal con capacidad de conducir un caudal de 175,99 m³/seg. en una crecida para un periodo de retorno de 100 años.
- ✓ Para un caudal de 175,99 m³/seg. Presenta un tirante máximo de 3,79 m.
- ✓ El río no presenta palizada.
- ✓ La cota del nivel de aguas maximas extraordinarias (NAME) es de 3010.80 m.s.n.m.
- ✓ Cota mínima de ubicación de las vigas (inferior) será 3012,3 asumiendo revancha mínima de 1,50 m.
- ✓ La cota en el lecho del río es de 3007,0 m.s.n.m.

3.3.1.- Cálculo de socavación.

Del análisis de socavación por diferentes métodos empíricos obtenemos los siguientes.

Resumen de socavación:

Cuadro 3.4.-Socavación general

método	H	ys	unidad
--------	---	----	--------

Richardson y Davis	5,94	2,15	m
Lischtvan - Levediev	6,06	2,27	m
Lacey	4,50	0,71	m

Cuadro 3.5.-Socavación local en pilas

método	H	ys	unidad
Laursen y Toch	5,82	2,03	m
Neill	6,03	2,24	m
Larras	4,76	0,97	m

H =Altura de socavación medida desde la superficie

Ys =Altura de socavación medida desde el lecho del rio

Socavación asumida para el diseño de fundaciones del puente.

hmax = 3,00 m

Después de realizar los Estudios de Ingeniería básica como son:

- ✓ Estudio topográfico.
- ✓ Estudio de suelos y geotecnia.
- ✓ Estudio hidrológico e hidráulico.
- ✓ Socavación general y local.

Nos permite predimensionar y justificar parámetros como son:

Luz del puente, altura de estribos, altura de pila central, cota de fundación de la infraestructura, revancha del puente (*altura libre desde el espejo de agua y la parte inferior de las vigas de hormigón postesado*, ángulo de esviaje, etc.:

- ✓ Debido a los accesos del puente, los cuales en ingreso y salida cuentan con cotas de 3018 m.s.n.m. datos que fueron proporcionados por la entidad ejecutora del proyecto.

- ✓ En vista que se tiene edificaciones, casas construidas y es parte de la zona urbana del centro poblado de Culpina por lo cual necesariamente nos obliga que la cota de entrada y salida de puente sea la indicada en anterior párrafo.
- ✓ En razón que aguas arriba tenemos una represa, la misma que en épocas de lluvia presenta rebalse, lo cual produce que el caudal y tirante máximo sea mayor a causa del oleaje en la presa.
- ✓ Por seguridad suponiendo una posible ruptura de presa y no se lleve el puente.
- ✓ El emplazamiento definitivo tendrá luz del puente $L=60$ m., dos tramos de 30 metros con pila central. Cota de entrada y salida al puente 3018 msnm, cota de fundación de la infraestructura de 3.002 msnm tomando en cuenta socavación de 3 m. revancha de 4,95 m. cota en lecho de río de 3007msnm.

3.4.-Diseño Estructural de la Superestructura.

El diseño estructural se realizó en base a las normas AASHTO LRFD 2004, en combinación con la norma ACI 318S-05 para el diseño de armadura.

3.4.1.-Diseño de Barandado.

Para el diseño geométrico del barandado se tomó referencia del barandado Tipo Peatonal, baranda construida con pasamanos de Tubo de Fierro Galvanizado y postes de hormigón armado con una altura de 1,10 m.

Los postes se distribuyeron con una separación de 2 metros a manera de reducir el peso o carga que éste ocasiona; sin embargo, cerca de los extremos se redujeron un poco las separaciones de manera que los postes queden distribuidos de forma tal que se tenga un poste al comienzo y al final del barandado (Anexo VII- XVI).

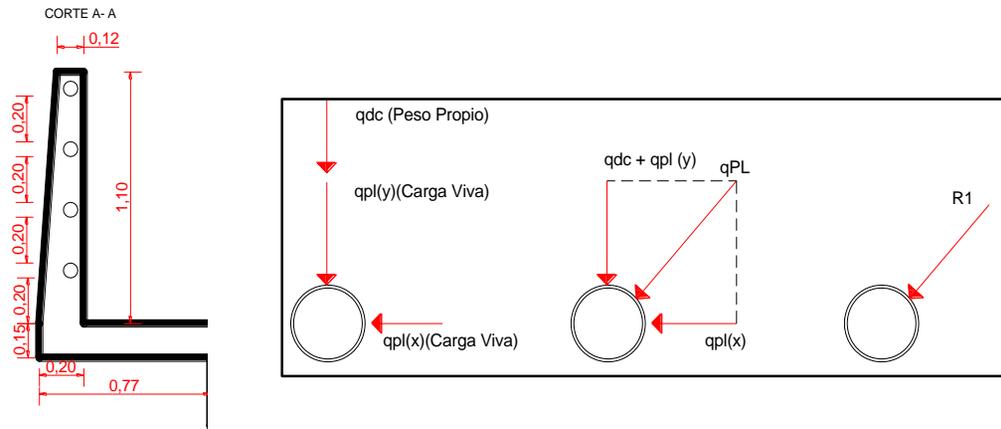


Fig 3.6.- Geometría del Barandado con tubos de fierro galvanizado, cargas consideradas (*fuente elaboración propia*)

Solicitaciones barandado:

$$Mu = 149,78 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$Vu = 289,16 \text{ kg.}$$

solicitaciones poste de Ho Ao:

$$Mu = 430,74 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$Vu = 419,22 \text{ kg.}$$

3.4.2.-Diseño de acera peatonal y viga de borde (Bordillo).

Las aceras se diseñaron con una ancho libre para el paso peatonal de 0.80 m con un espesor de losa 0.15 m, ubicadas a ambos lados de la calzada del puente, están diseñadas para resistir la carga de una rueda del camión de diseño y además al choque vehicular de un vehículo liviano (Anexo VII- XVI).

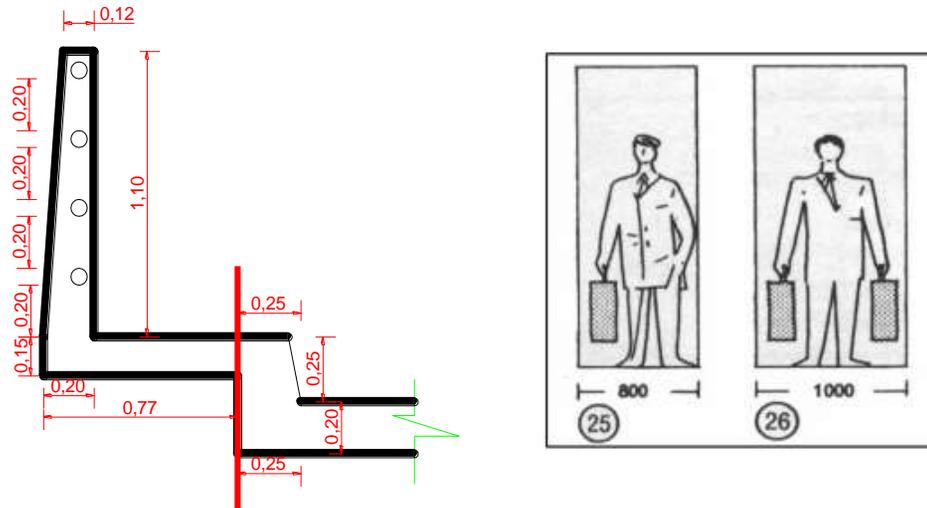


Figura.3.7.- Geometría de la Acera Peatonal según parámetros Neufert. (fuente elaboración propia)

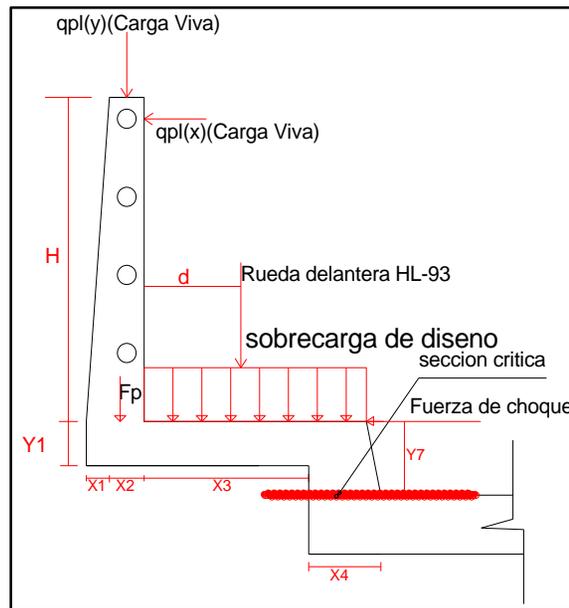


Fig. 3.8.- cargas consideradas en el diseño de vereda y bordillo (fuente elaboración propia)

Solicitaciones acera peatonal:

$$M_u = 1091,71 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

$$V_u = 3648,88 \text{ kg.}$$

solicitaciones bordillo:

$$M_u = 1547,88 \text{ kg}\cdot\text{m.}$$

$$V_u = 1337,92 \text{ kg.}$$

3.4.5.-Diseño de Losa de Hormigón Armado.

3.4.5.1.-Número y separación de Vigas.

El número de vigas se determinó tomando en cuenta las recomendaciones dadas de acuerdo con la AASHTO LRFD 2004, con la cual se delimitó un número de vigas igual a 3. Y una separación entre vigas calculada a través del uso de la fracción de carga, resultando una separación de 2.70 m. entre vigas quedando un volado de 0,95 m en ambos extremos.

La losa del puente se diseñó con un espesor de 0.20 m, dimensión que cubre todas las exigencias de la norma, además abarca una calzada de dos vías de tráfico de un ancho total de 7,3 m con una longitud total de 60 m.

Sobre la losa se dispuso una capa de rodadura de Pavimento flexible de 5 cm de espesor que forma un desnivel con la vereda de 0.25 m (Anexo VII- XVI).

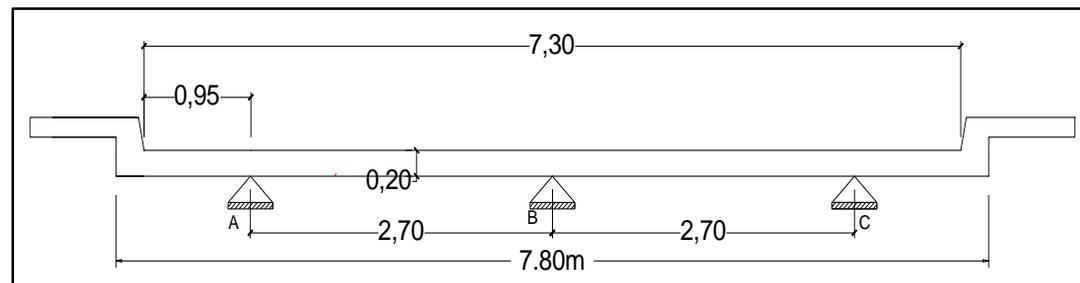


Fig.3.9.- geometría de la losa del tablero (*fuentes elaboración propia*)

Cargas viva de diseño vehicular y peatonal

Cargas permanentes peso propio, y accesorios.

Solicitaciones losa exterior e interior:

$-Mu = 5211,29 \text{ kg}\cdot\text{m}$.

$Mu = 4321,32 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$V = 10209,61 \text{ kg}$

3.4.6.-Diseño de la viga diafragma de Hormigón Armado.

Las vigas diafragma se diseñaron lo más rígidas posibles monolíticas con el tablero.

Estas vigas fueron distribuidas de forma transversal a lo largo del puente con separaciones de 7,5 m, con una altura de 1,80 m y una base de 0,25 m, (Anexo VII- XVI).

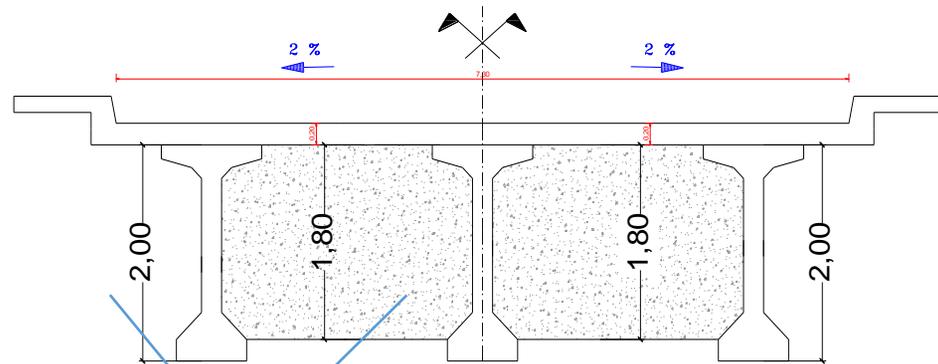


Fig. 3.10.- viga diafragma (fuente elaboración propia)

Solicitaciones de los diafragmas:

$Mu = 36075,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$.

$-Mu = 608,75 \text{ kg}\cdot\text{m}$.

$$V_u = 27633, 70 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

3.4.7.-Diseño de Vigas de Hormigón Pretensado con Armaduras Postesas.

Las vigas de Hormigón Pretensado tienen una longitud de 30 m. y una sección I tipo AASHTO con una altura de 2,00 metros resultado del Predimensionamiento según H. Belmonte y AASHTO de las ecuaciones $L/16$ y $h > a 0,045 L$. tomando como referencia la sección tipo V aplicable a vanos en el rango de 27 a 36 m. (Anexo VII- XVI).

Longitud del puente: 60 m

Numero de vigas: 6 vigas de 30 m.

La fuerza de pretensado teórica total es igual a 511326,09 kg.

Perdidas de pretensado asumida: 20 %

Perdidas de pretensado calculadada: 20,05 %

Numero de vainas: 3 vainas de 10 torones G270

Anclaje tipo MTC (36 anclajes)

Numero de vigas: 6 vigas de 30 m.

La fuerza de pretensado teórica total es igual a 511326,09 kg.

Perdidas de pretensado asumida: 20 %

Perdidas de pretensado calculadada: 20,05 %

Numero de vainas: 3 vainas de 10 torones G270

Anclaje tipo MTC 10T:

ANCORAGEM "MTC"

— 0

Tipo	Placa		Funil		Bloco de Ancoragem		Fretagem (Aço CA-25)			
	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	H mm		
4 MTC 12.7	150	200	100	45	200	50	140	10		
6 MTC 12.7	180	200	120	50	200	50	170	10		
7 MTC 12.7	190	200	127	50	250	50	180	10		
8 MTC 12.7	210	250	139	50	300	50	190	10		
9 MTC 12.7	230	250	152	55	300	50	200	10		
10 MTC 12.7	240	250	155	55	300	50	220	10		
12 MTC 12.7	240	250	155	55	350	50	220	12		
15 MTC 12.7	290	300	197	60	350	50	270	12		
19 MTC 12.7	300	300	215	60	400	50	290	12		
22 MTC 12.7	350	300	235	60	450	60	320	16		
27 MTC 12.7	400	430	267	75	600	70	410	20		
31 MTC 12.7	420	430	279	85	600	70	430	20		
4 MTC 15.2	170	200	110	50	200	50	160	10		
6 MTC 15.2	210	250	140	55	300	50	190	10		
7 MTC 15.2	230	250	146	55	350	50	210	12		
9 MTC 15.2	260	250	175	60	350	50	240	12		
12 MTC 15.2	300	250	197	60	400	50	280	12		
15 MTC 15.2	340	300	222	60	450	50	310	12		
19 MTC 15.2	380	300	247	70	500	50	350	16		
22 MTC 15.2	420	350	267	75	600	70	430	20		
27 MTC 15.2	450	370	292	85	650	70	470	20		



Fig. 3.11.- anclaje MTC Protende (fuente catalogo Protende)

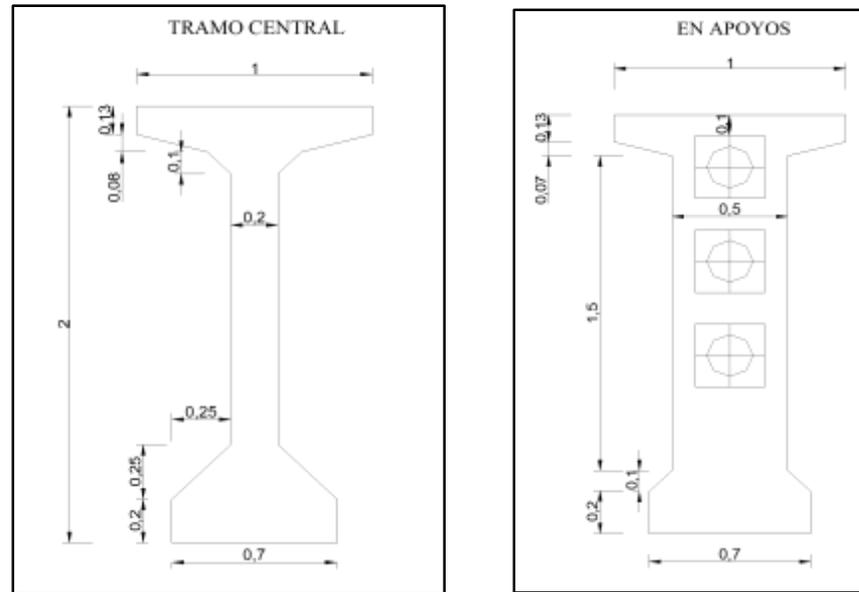


Fig. 3.12.- Geometría de viga de hormigón pretensado con armaduras postesas en centro luz y en apoyos (*fuentes elaboración propia*)

3.4.8.-Juntas de Dilatación.

Para las juntas de dilatación, con el objeto de proteger los bordes y tramo central se colocó tanto en el borde del estribo como en la losa del puente, fierro metálico angular de 4"x4"x3/8" en combinación de barras de acero de 10 mm de diámetro cada 20 cm, además se debe rellenar la rendija de 5 cm con material flexopreno para evitar que partículas de tierra perjudiquen la dilatación del hormigón. Todos los componentes de la junta de dilatación no tienen diseño alguno inclusive en algunos libros ya sólo se recomiendan dimensiones (Anexo XVI planos).

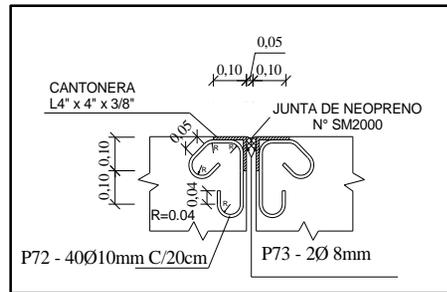


Fig. 3.13.- Detalle de la Junta de Dilatación:

3.5.-Diseño de la Infraestructura.

3.5.1.-Diseño Apoyos de Neopreno y dados.

Siguiendo el procedimiento que propone el libro de Belmonte se determinó el uso de apoyos de neopreno compuestos con planchas metálicas.

Los apoyos determinados son de dimensiones de 0.40x0.40x0.08 m

(Anexo VII- XVI).

Los dados tienen un área de apoyo de 0.60x0.60m con una altura sobresaliente de 0.10m. (Anexo VII- XVI).

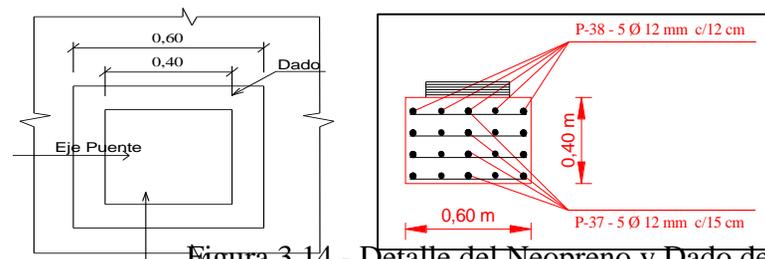


Figura 3.14.- Detalle del Neopreno y Dado de apoyo (fuente *Elaboración propia*)

3.5.3.-Diseño de Estribos y Aleros.

De la variedad de tipos de estribos aquí se empleó el estribo con aleros ya que es más conveniente para la estructura.

Los estribos tienen una altura total de 14,50 m, diseñados con fundaciones superficiales rígidas, altura de aleros de 14,5 a 8,50 m, drenajes de tubo pvc de 4" separados cada dos metros (Anexo VIII-XVI).

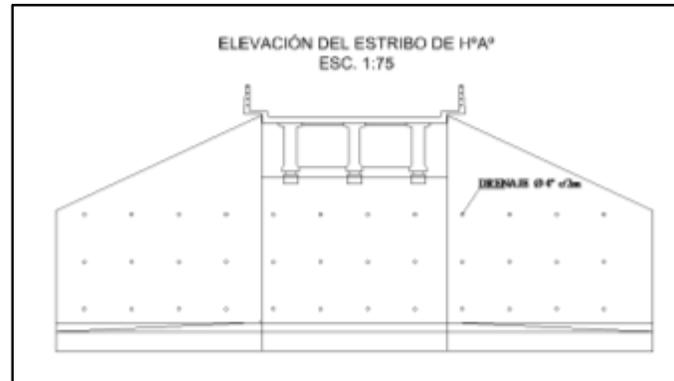


Figura 3.15.- Elevación del Estribo Tipo (*fuentes elaboración propia*)

3.5.4.-Diseño de pila central.

La pila diseñada fue con 3 columnas de sección circular de diámetro 1 m. de altura total de 13,37 m. (Anexo VIII-XVI).

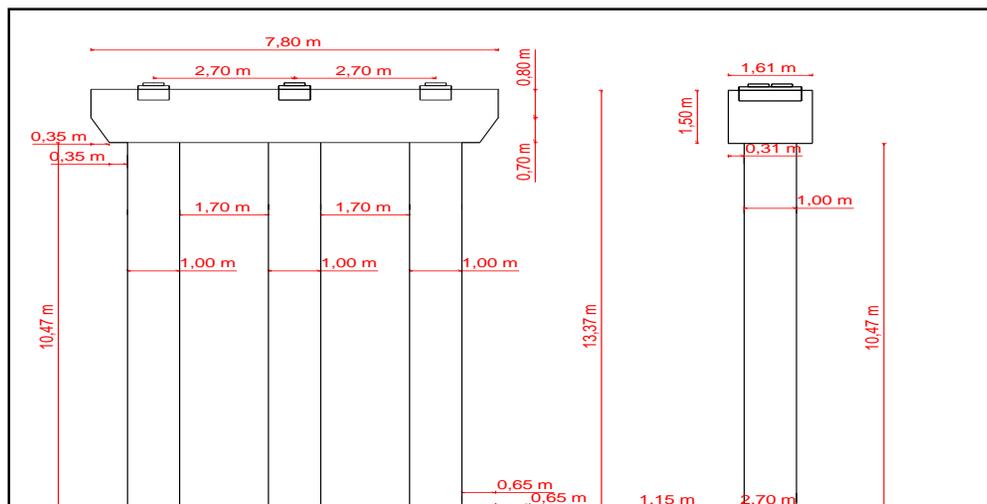


Fig. 3.16.- geometría pila central (fuente elaboración propia)

3.6.-Especificaciones Técnicas.

Se desarrollaron especificaciones técnicas de forma general, las que muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además mencionar que se deben aplicar las normas correspondientes tanto de hormigones como para los aceros (Anexo IX).

3.7.- Cómputos métricos.

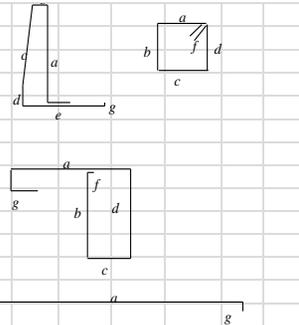
Los cómputos métricos se presentan en detalle en (anexo X), bajo el siguiente formato

COMPUTOS METRICOS									
N° ITEM	DESCRIPCION	UNID.	DIMENSIONES			SUP./VOL.	PARTES IGUALES	CANTIDADES	
			Largo	Ancho	Altura			PARCIAL	SUP./VOL.
1	INSTALACION DE FAENAS	glb							1,00
									1
	INSTALACION DE FAENAS								1

3.7.1.- planilla de fierros.

La planilla de fierros resultado del cómputo métrico del ítem acero estructural se presenta en el anexo XI, bajo el siguiente formato.

POSTES DE Ho Ao											218,01		
posicion	diametro mm	Nro postes	partes iguales	Long. Parc. (m)	Long. Tot. (m)	Peso total	Dimensiones Variables						
							a	b	c	d	e	f	g
1-2	8	64	2	3,674	470,27	185,76	1,43	0,07	1,077	0,13	0,917		0,05
3	6	64	4	0,57	145,92	32,25	0,1	0,15	0,1	0,15		0,07	
ACERA Y BORDILLO DE HORMIGON ARMADO											1123,38		
posicion	diametro mm	Nro piezas	partes iguales	Long. Parc. (m)	Long. Tot. (m)	Peso total	Dimensiones Variables						
							a	b	c	d	e	f	g
6	8	401	2	2,1416	1717,56	678,44	0,89	0,392	0,191	0,4041		0,07	0,1943
5	8	6	2	60,3	723,60	285,82	60						0,3
7	6	6	2	60	720,00	159,12	60						



3.7.1.- Análisis de precios unitarios.

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria: (anexo XII)

1. Materiales.
2. Mano de obra.
Cargas sociales, 55% al 85.40 % de la mano de obra.
Impuestos IVA, 14.94% de la mano de obra + Cargas Sociales.
3. Equipo, maquinaria y herramientas.
Herramientas menores, 5% del total de la mano de obra.
4. Gastos generales y administrativos, 15% de 1+2+3.
5. Utilidad, 6 % de 1+2+3+4.
6. Impuestos IT, 3.09 % de 1+2+3+4.
7. Total precio unitario, la suma de 1+2+3+4+5+6.

3.7.2.-Presupuesto general.

El presupuesto necesario para poder construir este proyecto será de: (Anexo XIII)

Total: 7.863.527,20 Bs.

Costo por metro lineal: 18.722,68 \$us/m

Esta cantidad se distribuirá en los siguientes Items detallados en presupuesto general, software que se utilizó Prescom 2011.

3.7.3.-Cronograma.

Se desarrolló una programación mediante el método del diagrama de Gantt, utilizando el software Microsoft Project 2010, Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de: (Anexo IX).

Tiempo = 439 días calendario.

CAPÍTULO IV

APORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE

Procedimientos constructivos:

4.1.- Procedimientos constructivos con hormigón “In situ”

4.1.1.- Encofrado sobre cimbras fijas.

4.1.2.- Encofrado sobre cimbras desplazables.

4.1.3.- Hormigonado sobre cimbras.

4.1.4.- Construcción por voladizos sucesivos, con hormigón “In Situ”

4.2.- Procedimientos Constructivos con elementos prefabricados.

4.2.1.- Elementos prefabricados que cubren un tramo entero.

4.2.2.- Dovelas (segmentos) prefabricadas.

4.3.- Procedimiento de avance por módulos.

4.4.- Metodología constructiva a emplear en la ejecución del “Puente vehicular Culpina”

4.1.- Procedimientos constructivos con hormigón “in situ”

4.1.1.-Encofrado sobre cimbras fijas:

El sistema más antiguo es el de la ejecución de encofrados sobre cimbras, en los cuales se “vierte” o coloca el hormigón.

Antes se construían cimbras sencillas, de madera, con puntales colados bastante cercanos entre sí. Para los puentes se han ejecutado, en ciertos casos, destacadas construcciones de carpintería las que, consideradas en sí, ya significaban grandes realizaciones.

Actualmente las cimbras se construyen en general con utillaje metálico, el proyecto el cálculo la construcción y el desarme se encargan generalmente a firmas especializadas (Hunnnebeck, Mannesman, Peine). La capacidad portante de las columnas, las luces de las vigas los medios de unión, etc.

Para el ingeniero responsable es importante la verificación detallada de la seguridad de las cimbras proyectadas, el esmero de la ejecución y en especial la estabilidad al pandeo de los elementos constructivos porque una falla de una parte de la cimbra sometida a las pesadas cargas del hormigón fresco puede provocar accidentes catastróficos.

Las cimbras deben fundarse en forma confiable y sus deformaciones compensadas mediante contraflechas adecuadas.

En ello debe tenerse en cuenta el aplastamiento de juntas lo que se evita de la mejor manera utilizando una cama de mortero. El descenso de la cimbra después del endurecimiento del hormigón debe prepararse por ejemplo mediante la disposición de gatos a tornillo cajas de arena o recursos similares en forma tal que el puente no sufra solicitaciones perjudiciales.

Construcción de puentes de concreto con encofrado de madera. La madera, es el material principal ocupado para la elaboración de los moldes que dan la forma que requieren los elementos que constituyen a un puente, estribos, aletones, pilas, vigas, losas, similarmente, los elementos de soporte de los moldes o cimbras son construidas de madera, con los cuales se garantiza la estabilidad de la obra que se está realizando. Los puentes construidos así, hoy son bastante caros y sólo es recomendable usar este método *para claros cortos y medianos*. La madera puede usarse de una a tres veces, por tanto, la cantidad demandada en cada proyecto puede aumentar su costo.

Construcción de puentes de concreto con moldes metálicos. Los moldes metálicos, debido a su durabilidad dieron una gran revolución tecnológica en la construcción de puentes, ya que estos pueden utilizarse muchas veces; a pesar de su costo inicial, con el tiempo resultan económicos y seguros en la construcción de los elementos que forman parte de la obra. Pero las diferentes formas y dimensiones mediante las cuales son diseñados los miembros de la superestructura y subestructura, siempre hace necesario utilizar madera para cubrir espacios pequeños en donde no es posible colocar partes metálicas. Así, se logra disminuir el costo y el tiempo de la construcción, beneficiando a los vecinos y usuarios de los puentes.

Sistema de viga metálica apoyada pila a pila. Este sistema se usa principalmente en viaductos que cruzan carreteras de ciudades. Es aplicable tanto para la fundación en sitio como para elementos prefabricados. En ocasiones no es necesario la viga metálica, ya que las luces son muy pequeñas y solo se requiere de una grúa que sea capaz de apoyar el elemento en las pilas.

4.1.2.- Encofrados sobre cimbras desplazables:

Las cimbras desplazables resultan ventajosas cuando deben constituirse más de tres tramos de puente de la misma sección transversal. En ese caso se hormigona un tramo de puente por vez en vigas continuas hasta el punto de momento nulo del tramo siguiente después del pretensado del tramo terminado se desciende el encofrado con su cimbra y se lo traslada hasta el tramo siguiente fig.4.1.

Este procedimiento solo tiene sentido cuando el terreno es más o menos plano los suelos tienen suficiente capacidad portante y el puente no está situado a mucha altura sobre el terreno.

Para puentes largos en terreno accidentado o para “Puentes en ladera” (a lo largo de laderas de montañas). Se desarrollan vigas cimbra de acero con luces de hasta:

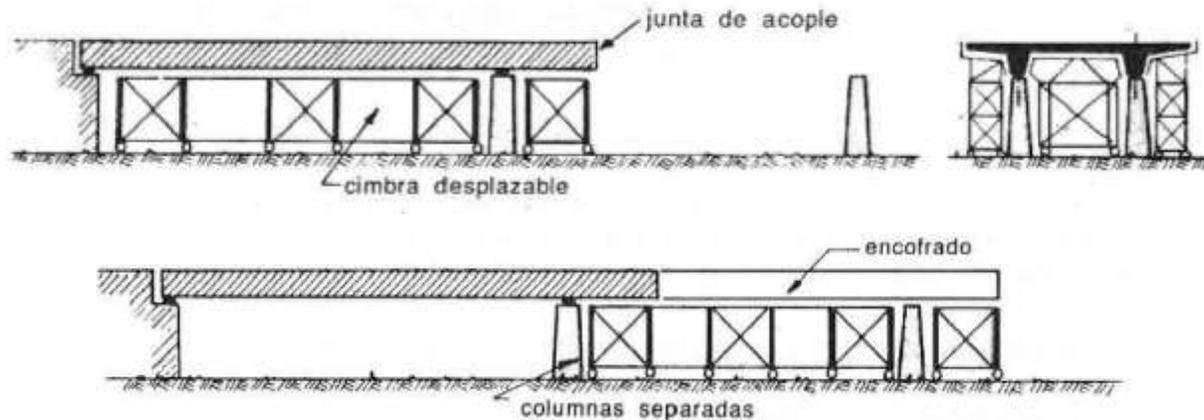


Fig. 4.1.-Construcción sobre cimbra rodante en encofrado para un tramo por vez. Junta de acople en L/5

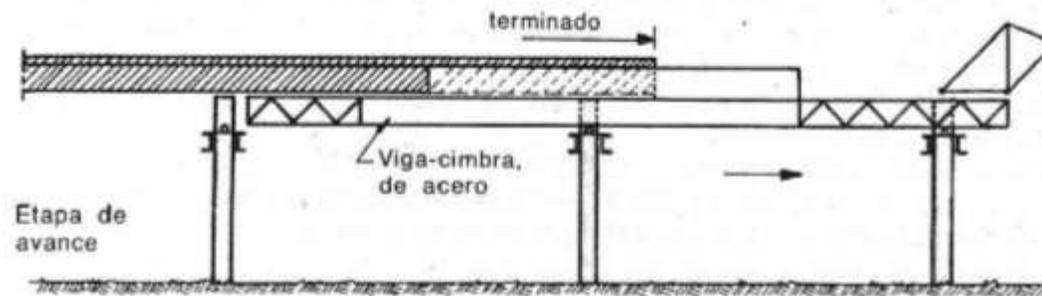
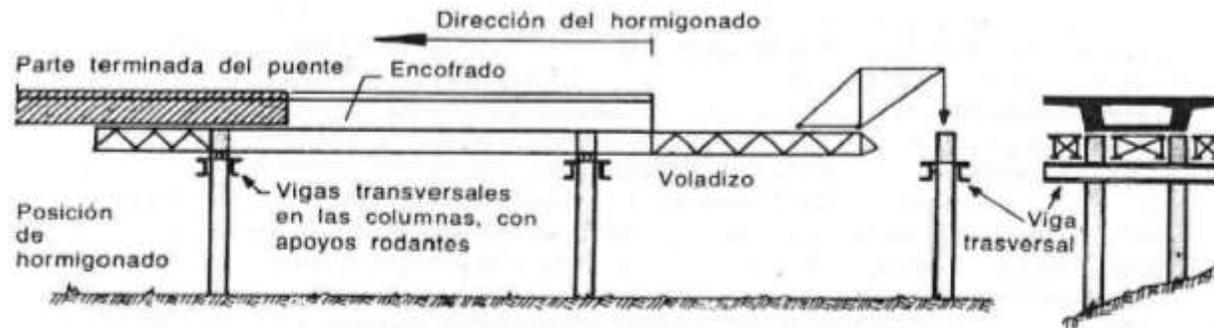


Fig. 4.2.- construcción por tramos con cimbra de avance móvil sobre rodillos colocados en vigas transversales fijadas en las columnas.

Aproximadamente 50 m. sin apoyos intermedios que pueden desplazarse de tramo en tramo para el avance estas vigas cimbra llevan adelante y atrás prolongaciones de reticulado liviano (solución de Krahenberg, de Polenski y Zolliner) que ruedan por encima de vigas transversales que están abulonadas a las columnas del puente y que se montan con un guinche desde la prolongación reticulada.

Los encofrados se despegan del hormigón endurecido con ayuda de gatos a tornillo o hidráulicos y las partes de encofrado en la zona de las columnas se rebaten. Para poder avanzar.

En otro procedimiento (principio de la regla de cálculo) se utilizan para el avance vigas cajón de acero separadas; estas vigas están dispuestas en el eje del puente y se apoyan en una escotadura de los pilares, las vigas avanzan hasta el tramo siguiente y luego se cuelgan las vigas externas de las cimbras a los carros de guinches y se las avanza para lo cual el carro del guinche se desplaza sobre la viga de avance y el trasero sobre el puente terminado.

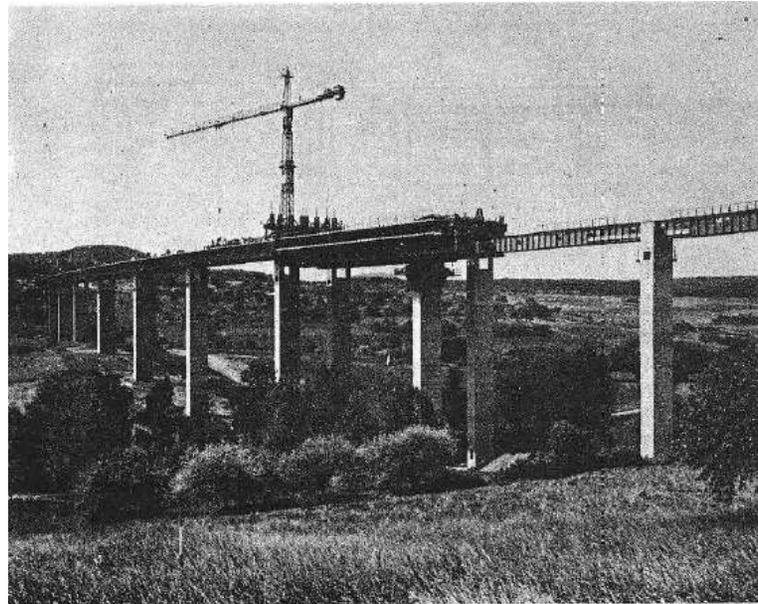


Fig. 4.3.-Ejecución por sectores según el principio de la regla de cálculo.

4.1.3.- Hormigonado sobre cimbras:

Las cimbras en general son dimensiones con economía, aprovechando su capacidad portante y en consecuencia se deforman fuertemente bajo las pesadas cargas del hormigón.

Pero el hormigón en vía de endurecimiento es sumamente sensible a estas deformaciones y se fisura con facilidad. Por ello es necesario tomar las precauciones siguientes:

- ✓ Cálculo previo de las deformaciones y ejecución del correspondiente peralte, en las propias vigas metálicas, o bien mediante un relleno sobre el encofrado.
- ✓ División del proceso del hormigonado en sectores forma tal que hayan terminado las deformaciones de los sectores de la cimbra antes de que comience a solidificarse el hormigón. Utilizar aditivos retardadores del fraguado para diferir el comienzo de la solidificación del hormigón en la medida necesaria, observando para ello la temperatura previsible del aire.
- ✓ Cierre de las juntas entre diferentes sectores del hormigonado o unión a tramos ya endurecidos, siempre únicamente después de la deformación del tramo de cimbra que soporta el nuevo sector.
- ✓ Evitar la exposición de los montantes de acero altos, a radiaciones solares intensas, por las posibles deformaciones térmicas.
- ✓ Control permanente de la cimbra y de sus cimientos, en lo referente a asentamientos y otras deformaciones durante el hormigonado.

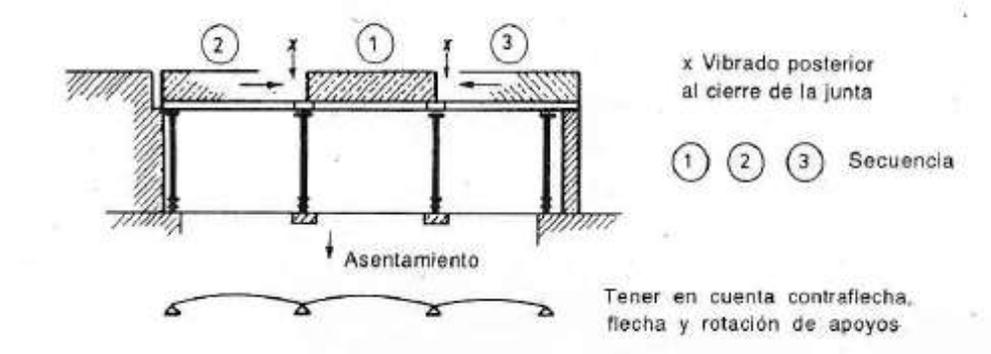


Fig. 4.4.- hormigonado sobre cimbras: secuencia de hormigonado para evitar efectos perjudiciales debidos a flechas y rotaciones de apoyo de las vigas de acero y los asentamientos de las fundaciones de los pies derechos de las cimbras.

4.1.4.- Construcción por voladizos sucesivos. Con hormigón "In Situ".

La construcción por voladizos sucesivos, con hormigón "in situ" (free cantilevering, cast in situ) desarrollada por U. Finsterwalder (Dywidag), ha demostrado ser un procedimiento fructífero y de múltiple *aplicabilidad para los casos de grandes luces*. Inicialmente fue utilizado para la construcción de grandes puentes fluviales (puente sobre el Rin, Worms, 1951) en forma de vigas-cajón, en voladizo, de altura variable. Más tarde se aprendió rápidamente evitar la junta en $l/2$ entre los tramos en voladizo y a establecer una continuidad rígida a reflexión. Este procedimiento fue extendido también a la edificación de puentes en viga de tramos múltiples de cordones paralelos.

El principio es sencillo (Fig. 4.5) Sobre la cimbra incluido el encofrado en voladizo, aproximadamente cada tres días se hormigona una sección de 3 a 5 m de longitud. Los elementos tensores están en la loza superior, y son enhebrados y tesados en la junta de

hormigonado en la medida necesaria para absorber el momento del voladizo. Por regla general el brazo en voladizo queda equilibrado por el avance simultaneo del tramo vecino.

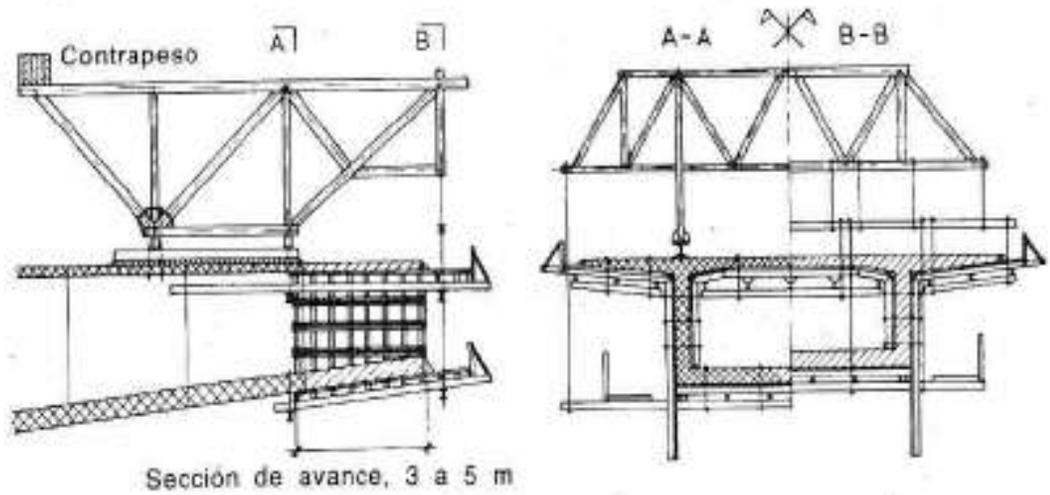
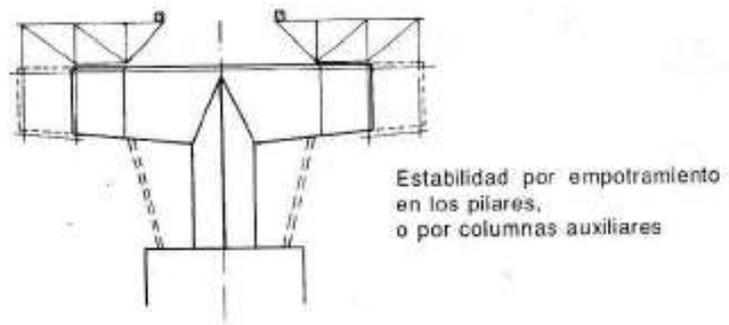


Fig. 4.5.-Construcción por voladizos sucesivos con cimbras móviles + encofrados = módulo de encofrado.



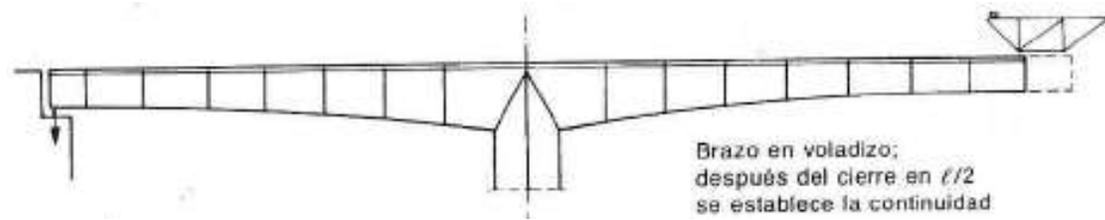


Fig. 4.6.-Estabilización de las vigas en voladizo arriba por empotramiento en el pilar o mediante columnas auxiliares y abajo, por anclaje en el apoyo extremo del tramo lateral corto.

Para la estabilidad del proceso constructivo es necesario un empotramiento seguro de los brazos en voladizo en el pilar inicial o mediante puntales auxiliares en su cimiento. Con ellos pudieron alcanzar luces de hasta 240m (Hamana, Japón). El puente sobre el Rin en Bendorf, mantuvo durante largos años el record de 205m.

Para vigas de cordones paralelos el momento del voladizo en la construcción por voladizos sucesivos puede ser absorbido por cables inclinados (los cables también pueden estar constituidos por varias barras gruesas de acero), los cuales transmiten los esfuerzos, pasando por encima de columnas auxiliares, hacia el pilar próximo de la parte terminada del puente (construcción por voladizos sucesivos del puente Lahntal, Limburg, y del puente Ambachtal, cerca de burg Dill, realizados por Wayss y Freytag).

Edificación por voladizos sucesivos con vigas cimbra con ayuda de vigas de acero ubicadas sobre el tablero del puente y cuya longitud es de aproximadamente 1,6 veces la luz, puede avanzar con carros que llevan los encofrados, a partir del pilar, simétricamente.

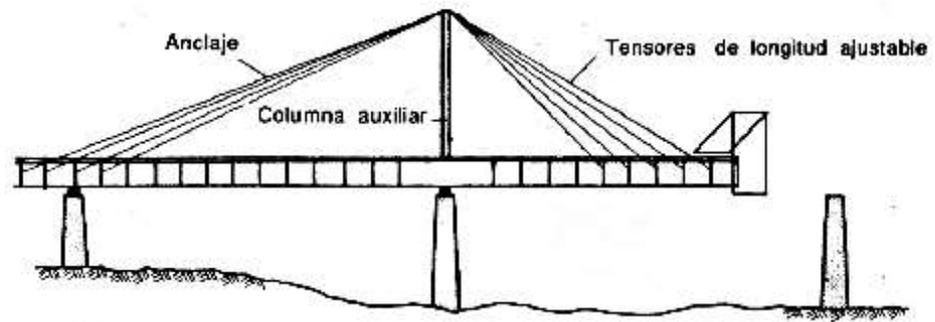


Fig. 4.7.-Construcción por voladizos sucesivos con cables inclinados sobre columna auxiliar.

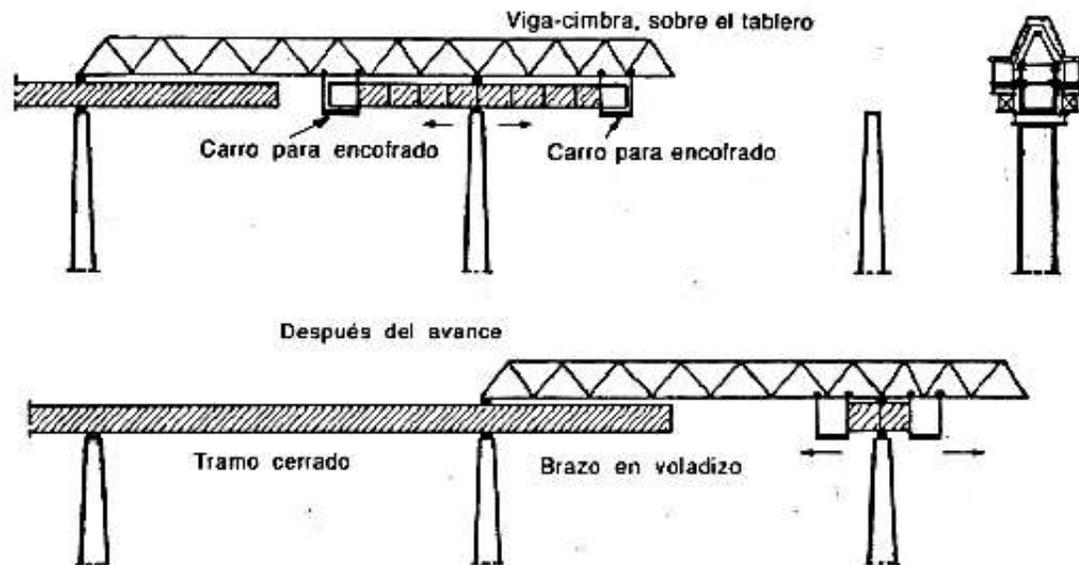


Fig. 4.8.-Viga Cimbra Reticulada, sobre el puente, para avance de los carros para encofrado y para la estabilización de los brazos en voladizo, que se apoyan sobre pilas altas, esbeltas.

Hacia ambos lados, y hormigonar sectores de 8 a 10 m de largo, que pretensan en forma tal que se comporten como voladizos. La viga - cimbra de acero se traslada hacia adelante después de haber llegado a la mitad del nuevo tramo y de haberse cerrado la viga del puente en el tramo precedente. Después de ello puede repetirse el mismo proceso constructivo desde el pilar siguiente hacia ambos lados. La estabilidad de los voladizos queda asegurada por la viga de acero mediante uniones adecuadas (primera aplicación en el puente Siegtal en Eisersfeld, L =105 m Polenski y Zoiner, Witfoth.

Para los grandes puentes de los años 1975-78 (puente sobre los valles del Eschach, cerca de Rottweil y Kocher cerca de Schwabisch Hall), la viga de acero en cajón situada sobre el tablero solo se utiliza para el transporte y la estabilización de los voladizos hacia ambos lados, las cimbras de avance + encofrado se desplazan, colgados debajo de la parte terminada del puente, sobre un riel de acero ubicado bajo la losa saliente del tablero.

La construcción por voladizos sucesivos con hormigón “in situ” también puede aprovecharse para la edificación de puentes de cables inclinados (atirantados).

La gran ventaja de la metodología por avances sucesivos con hormigón “in situ” reside en la posibilidad de colocar, por encima de la junta del hormigonado, una armadura longitudinal para la limitación de fisuras, haciendo posible la adopción de pretensado limitado o parcial. La junta Asimismo puede transferir, en forma inobjetable, a la losa del tablero, bielas comprimidas ideales inclinadas (resbalamiento, torsión) y esfuerzos cortantes cuando la superficie de la junta quede áspera al desencofrar o se le dé aspereza mecánicamente, para que en esta forma, el hormigón viejo y el nuevo, puedan “endentarse”.

Debe prestarse especial atención al cálculo previo, lo más exacto posible, de las deformaciones debidas a las cargas y la fluencia lenta, para que, al construir por voladizos sucesivos, estos tengan la contra flecha correcta. Para ello, deben tomarse en cuenta las temperaturas.

4.2.- Procedimientos constructivos con elementos prefabricados:

4.2.1.-Elementos prefabricados que cubren un tramo entero.

La construcción de puentes con elementos prefabricados (prefabricated or precast elements) es económica, tan pronto como sea necesario construir *puentes con muchos tramos iguales o muchos según un mismo proyecto- tipo* y se disponga de elementos elevados, medios y vías de transporte adecuados, o bien se los pueda amortizar en la obra.

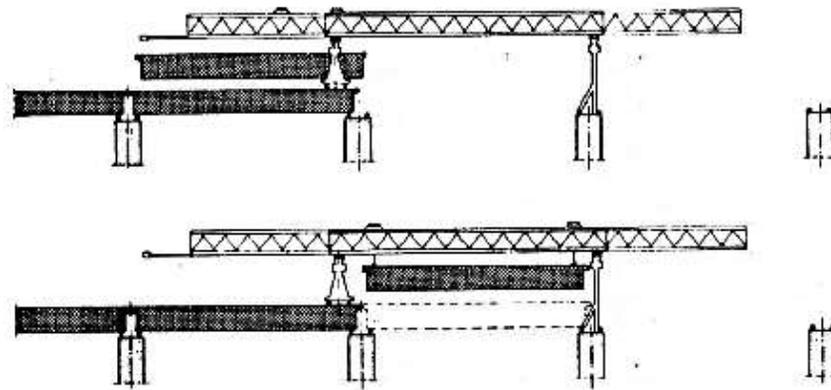
Para el puente sobre el lago Portchartrain La, USA, de 38 km de longitud los tramos de 10 m de ancho total y 17 m de longitud, con nervaduras, fueron prefabricadas.

Sin embargo, la regla es la subdivisión del ancho del puente en franjas longitudinales (para el caso de losas) o en vigas principales longitudinales, unidas por juntas de hormigón “in situ” y tesadas en sentido transversal. Para reducir el peso de montaje, la losa de

tablero puede no prefabricarse, total o parcialmente, y ejecutarse posteriormente con hormigón “in situ”. Este procedimiento constructivo ya fue ejecutado en 1947, en Francia.

La prefabricación puede realizarse en fábrica con pretensado en banco o utilizando elementos tensores usuales. Para el caso de grandes puentes vale la pena instalar una fábrica temporaria en el obrador. En esta forma ya se prefabricaron vigas de $L=53.1$ m de 200 tn de peso, colocadas mediante vigas reticulares de acero, que avanzaron tramo por tramo.

Desde 1970 con el sistema constructivo Schreck” se obtuvieron ventajas económicas por el hecho de fabricar en su lugar definitivo las vigas individuales de sección en con. L



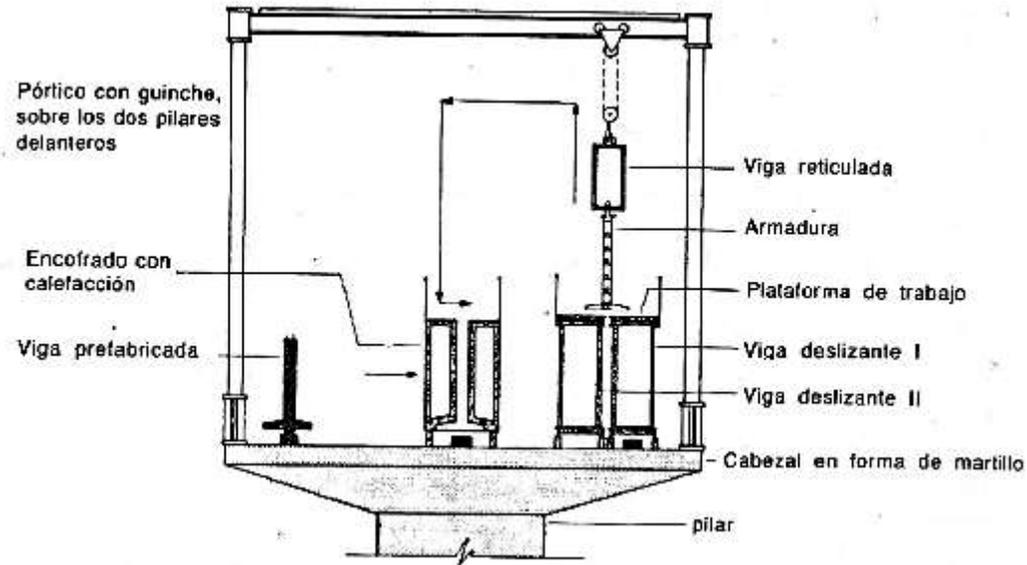


Fig. 4.9.- Sistema constructivo Schreck se fabrican, en el lugar definitivo, vigas longitudinales con encofrados desplazables

Encofrados de acero, en voladizo, calefactables. La armadura de elementos tensores se ejecuta lateralmente sobre una plataforma, igualmente autoportante, que se desplaza longitudinalmente. Para el desplazamiento lateral de las vigas para el encofrado y las plataformas de trabajo, se utilizan dos grúas - pórticos ubicadas sobre los pilares. Diariamente se hormigón una viga y se la aplica pretensado parcial. La losa de tablero se hormigón sobre un encofrado deslizante en el tramo anterior. Una condición previa son los pilares anchos con cabeza en forma de martillo cuya estética, como es sabido, es difícil conseguir.

4.2.2.-Dovelas (segmentos) prefabricadas.

La subdivisión de vigas de puentes en sentido transversal ya fue adoptada en época muy temprana por ingenieros franceses, tal como para los puentes Esbly sobre el río Marne, a partir de 1946. Los primeros puentes con vigas - cajón se construyeron, a partir

de 1952, con dovelas prefabricadas (puente Choisy-le-Roi sobre el río Sena, París. El procedimiento constructivo (segmental constructivo) inició entonces para puentes muy largos, una marcha triunfal por todo el mundo. Ejemplos:

- ✓ Puente Oleron, Francia, de 2.862 m de longitud
- ✓ Puente sobre Château-Chillon, Lago de Ginebra de 2.147 m de longitud
- ✓ Puente Oosterscheide, Holanda, DE 5 Km de longitud, puente entre río de Janeiro y Niterói Brasil, de 8 km de longitud, con tramos de 80 m sobre el mar.
- ✓ Jean Muller, París, 1975, hizo una reseña panorámica sobre el particular.

Las longitudes de las dovelas se eligen entre 3 y 8 m, según se disponga de medios de transporte o de elevación, o sea defendible económicamente. En el caso del puente Oosterscheide fue posible el transporte acuático, lo cual favoreció la adopción de piezas largas de hasta 275 tn de peso. En general, las dovelas se suspenden de vigas reticuladas de acero, o son colocadas sobre este tipo de vigas, hasta que se puedan ser unidas y reunidas en sentido longitudinal, mediante elementos tensores enhebrados, y obtener su propia capacidad portante sin embargo, también se pueden construir voladizos hacia ambos lados de las pilas, tal como se muestra en la figura 4.10, para hormigón “in situ”. Entonces las vigas de acero serán más livianas, porque solo tienen que transportar una pieza por vez hasta el lugar de su instalación.

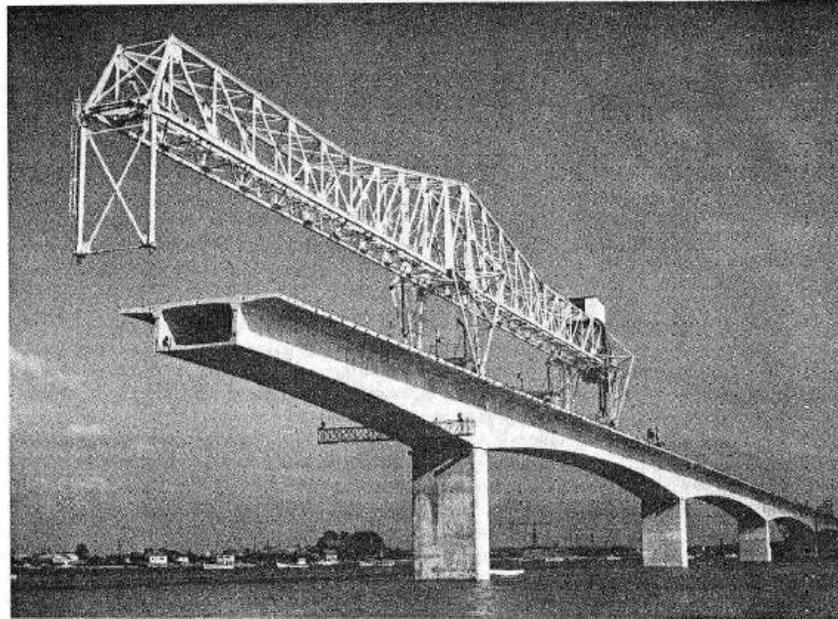


Fig. 4.10.-Puente Oleron, viga metálica desplazable para la colocación de las dovelas prefabricadas en su traslado al pilar siguiente.

Cuando la fábrica de campaña es eficiente, puede obtenerse un rápido progreso de la obra a una armadura longitudinal que atraviese las juntas. Por regla general. Se renuncia a una armadura longitudinal que atraviese las juntas, porque este ya sería molesta al prefabricar las dovelas y obligaría a dejar, para el empalme por yuxtaposición, una zona de aproximadamente 500mm de ancho, a llenar con hormigón “in situ” Si se renuncia a la armadura longitudinal, el pretensado longitudinal debe dimensionarse en forma tal que los momentos para carga de servicio total (peso propio sobrecarga máxima), incluidos los momentos de coacción por ΔT por lo menos $\Delta T =$ mejor 20 k), todavía no generan ninguna tensión por tracción en la juntas. En parte hasta se exige que para estas condiciones subsista todavía una tensión de compresión de 0,5 hasta 1,0 MPa como reserva. Con ello, el grado de pretensado necesario resulta un 20% hasta un 30% mayor que para voladizos sucesivos con hormigón “in situ” y armadura longitudinal corrida.

Como desventaja se agrega que, en realidad no se alcanza la seguridad a la rotura calculada en forma usual (hipótesis de unión perfecta) porque la adherencia establecida por inyección de mortero de cemento es deficiente, en forma tal que en el pasaje al estado II se producen solo pocas fisuras, muy abiertas desde un principio, que reducen la altura de la zona comprimida por flexión y, con ello la carga portante. Estas desventajas han sido la causa por la cual este sistema casi no ha tenido aceptación en la república federal Alemana y, además, porque la construcción por voladizos sucesivos con hormigón “in situ” en general, también es más barata.

Cuando se renuncia a una armadura longitudinal corrida, las dovelas pueden estar

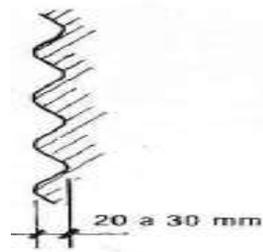


Fig. 4.11.- dovelas prefabricadas

Muy cerca o apretarse fuertemente entre sí, si para su fabricación se utiliza el segmento n como encofrado de la junta para el segmento $n + 1$ (match casting). Como a pesar de todo, las superficies de las juntas después del endurecimiento de las dovelas no se adaptan exactamente entre si debido a deformaciones diferenciales inevitable (por causa de temperatura, contracción de fraguado, una pasta que, por largo tiempo, fue Araldit (una resina epoxi de CIBA) que sin embargo, se ablanda a altas temperaturas. Más apropiadas es la pasta de cemento puede ser expuesta a elevadas tensiones de compresión debidas al pretensado, eliminándose lateralmente el exceso de pasta. Para la transferencia de la compresión inclinada, por resbalamiento y torsión, las superficies de las

juntas de las almas y losas del tablero se perfilan horizontalmente en forma de dientes de sierra y las superficies de las losas inferiores de las vigas - cajón, verticalmente. La disposición de espigas individuales es inadecuada, porque allí deberían originarse localmente concentraciones de tensiones.

Debe observarse también que las tensiones principales de compresión inclinadas, en las vigas continuas y asimismo en vigas de hormigón pretensado, en la zona de los apoyos, pueden tener pendientes de 45° y mayores.

Además es importante que, al unir las vainas de los elementos tensores a enhebrar, las mismas estén colocadas con exactitud y que sus puntos de empalme estén bien sellados, para que allí no penetre la pasta para las juntas.

4.3.-Procedimiento de avance por módulos.

La construcción por módulos reúne las ventajas de la prefabricación (hormigonado de partes con encofrados fijos, repetición sistemática de trabajos iguales lugares de trabajo protegidos de la intemperie, cortas distancias de transporte de los materiales) con las del hormigonado “in situ” (estructura monolítica sin juntas débiles, equipos elevadores pesados innecesarios).

Detrás del estribo se hormigonan piezas parciales (módulos) de la superestructura de la viga, con encofrados fijos, de 10 hasta 30m de longitud $l/4$, pretensándolas en forma longitudinal y centrada después del endurecimiento del hormigón para las diferentes etapas de la construcción, desencofrándolas y luego desplazándolas mediante prensas hidráulicas sobre apoyos deslizantes de teflón. Sobre el modulo más avanzado se fija un reticulado de avance, de acero, en forma de “pico”, para reducir los momentos del voladizo, hasta alcanzar el primer pilar y luego los subsiguientes.

Los módulos siguientes son hormigonados, en cada caso, contra el último y, naturalmente, la armadura longitudinal será pasante en las juntas de trabajo. Cuando todos los módulos están construidos y el puente encuentra en la posición definitiva, se procede al pretensado de los demás elementos tensores, necesarios para la carga de servicio total.

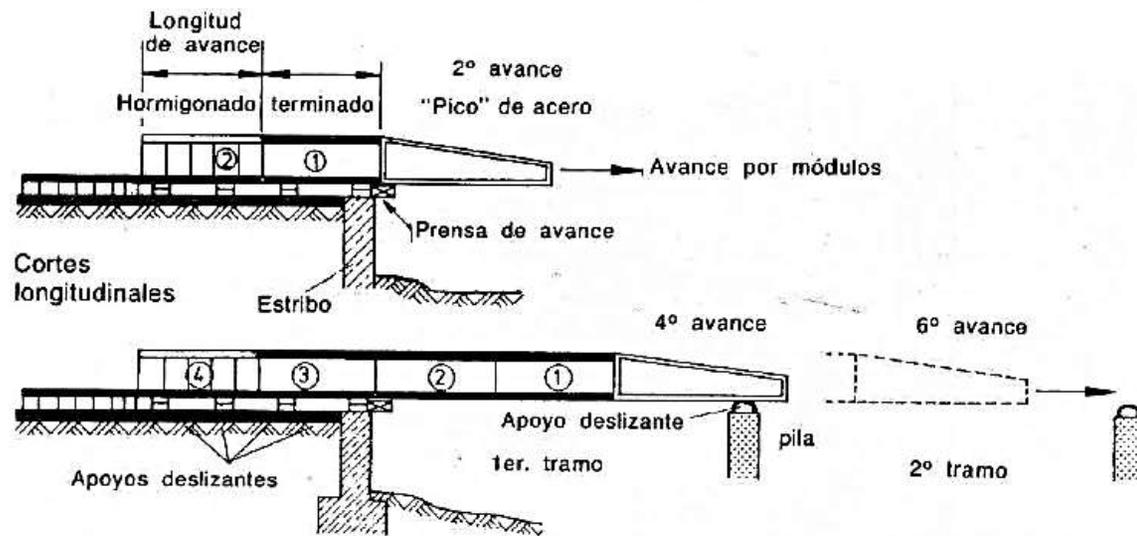


Fig.4.12.-Principio del procedimiento de avance por módulos. Hormigonado por módulos detrás del estribo, se avanza libremente en voladizo, de pila a pila.

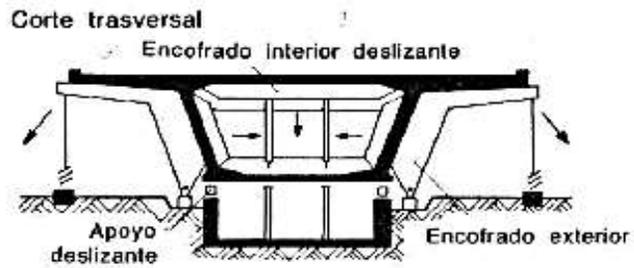
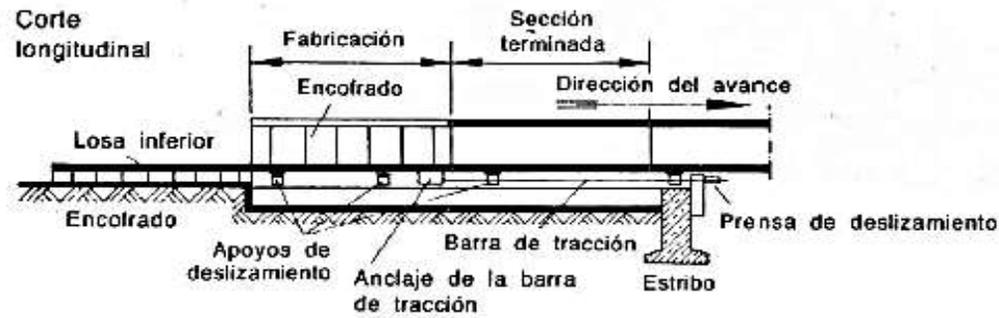


Fig. 4.13.- corte longitudinal y transversal de la instalación de fabricación

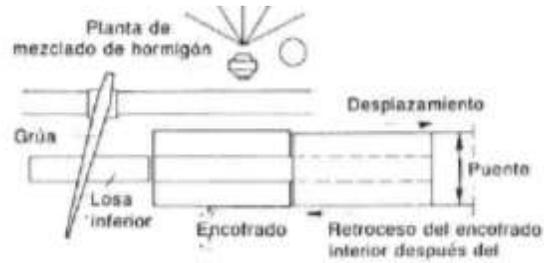


Fig. 4.14.-Esquema de ubicación de instalación del obrador.

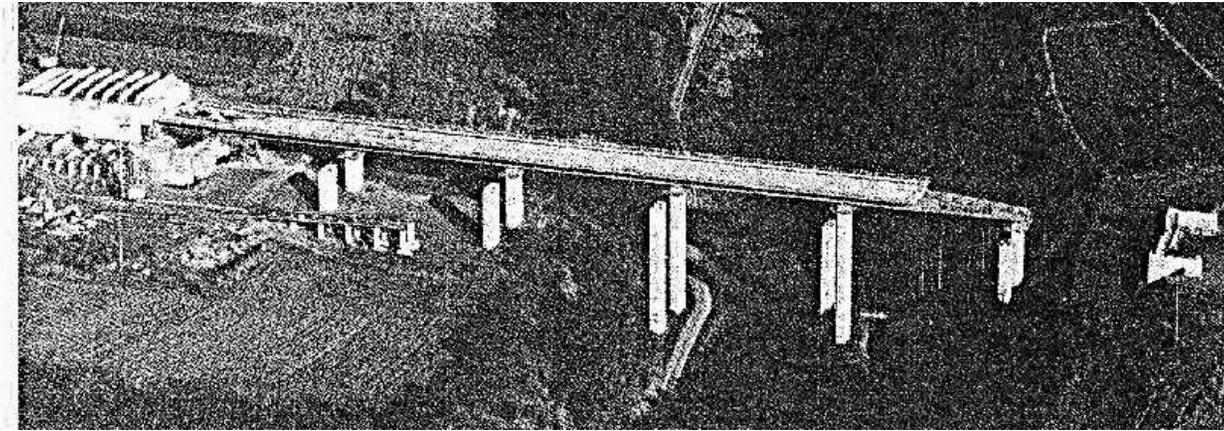


Fig. 4.15.- Vista aérea de un obrador para el procedimiento de avance por módulos. La fabricación se hace bajo techo. Puede observarse el “Pico” de avance.

En una vista aérea las instalaciones para el procedimiento constructivo de un puente pequeño.

El procedimiento es adecuado para puentes de por lo menos unos 150 m de longitud, con tres tramos como mínimo. Las luces pueden variar entre 30 y 140 m, no debiendo ser, sin embargo, demasiado diferente entre si. Para esbelteces mayores que aproximadamente 16, se necesitan pilares auxiliares para el avance, algunos voladizos grandes también pueden sostenerse con cables inclinados.

Los perfiles longitudinales y las plantas de los puentes deben ser restos o uniformemente curvados. En los Alpes Italianos superiores (Val Restel) se construyó un puente curvado en planta con un radio de 150 m, sobre un barranco. Se pueden tomar en cuenta, de diversas maneras, pequeñas desviaciones, entre las cuales se cuentan asimismo los aumentos del ancho del puente cerca de los extremos. Por regla general se ejecuta un módulo por semana, siendo posible llegar a dos módulos por semana. El encofrado se mueve en forma mecánica (mayormente hidráulica) y la armadura se prefabrica con plantilla. Así pudo reducirse fuertemente

el monto de la mano de obra. Los costos de los equipos son pequeños. El procedimiento ha demostrado ser muy económico y se ha difundido con rapidez. (Desarrollo por W. Baur, asociado con Leonhardy Andra)

4.4.- Metodología constructiva a emplear para la ejecución del “Puente vehicular Culpina”

A través de las siguientes figuras se representa el proceso constructivo de puente:



Fig. 4.16.-Excavación para fundaciones de estribos y pilas.



Fig.4.17.- Ejecución de estribo y aleros de H⁰A⁰.



Fig.4.18.- Ejecución de pila central de H⁰A⁰, control de resistencia de probetas c/ que el supervisor lo requiera



Fig. 4.19.- Construcción de vigas de hormigón postesado por segmentos



Fig. 4.20.- Construcción de vigas de hormigón postesado (viga completa)



Fig. 4.21.- Colocado de Vainas de 10 torones Protende tipo MTC G260 0,6”



Fig. 4.22.- Lanzado de vigas de Ho Po. Sobre viga metálica apoyada pila a pila.



Fig. 4.23.- Posición final de vigas de Ho Po.



Fig.4.24.- Tesado de torones con gato hidráulico.



Fig.4.25.- Inyección de lechada.



Fig.4.26.- Ejecución de las vigas diafragmas de H⁰A⁰



Fig.4.27.- Ejecución de losa del tablero de H⁰A⁰



Fig. 4,28.- Ejecución de vereda y bordillo de H⁰A⁰, accesorios (barandado)

4.4.- Conclusiones y recomendaciones (Aporte académico):

4.4.1.- conclusiones:

Una vez finalizado el aporte académico se llega a las siguientes deducciones:

- ✓ El método encofrado sobre cimbras fijas sólo es sugerible usar para claros cortos y medianos. La madera puede usarse de una a tres veces, por tanto, la cantidad demandada en cada proyecto puede aumentar su costo.
- ✓ Encofrado sobre cimbras desplazables sólo tiene sentido aplicar cuando el terreno es más o menos plano los suelos tienen suficiente capacidad portante y el puente no está situado a mucha altura sobre el terreno.

- ✓ La construcción por voladizos sucesivos, con hormigón “in situ” ha demostrado ser un procedimiento fructífero y de múltiple aplicabilidad solo para los casos de grandes luces.
- ✓ Elementos prefabricados que cubren tramo a tramo es económica, tan pronto como sea necesario construir puentes con muchos tramos iguales o muchos según un mismo proyecto- tipo y se disponga de elementos elevados, medios y vías de transporte adecuados.
- ✓ La metodología a emplear en la edificación del puente vehicular Culpina es adecuada la de “Encofrado sobre cimbras fijas, Sistema de viga metálica apoyada pila a pila”

4.4.2.- Recomendaciones:

Una vez finalizado el aporte las encomiendas son las siguientes:

- ✓ Para el ingeniero responsable es importante la verificación detallada de la seguridad de las cimbras proyectadas, la estabilidad al pandeo de los elementos constructivos porque una falla de una parte de la cimbra sometida a las pesadas cargas del hormigón fresco puede provocar accidentes catastróficos.
- ✓ Las cimbras deben fundarse en forma confiable y sus deformaciones compensadas mediante contraflechas adecuadas.
- ✓ Se debe tener en cuenta el aplastamiento de juntas lo que se evita de la mejor manera utilizando una cama de mortero.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

4.5.- Conclusiones:

- ✓ Con la construcción del puente vehicular sobre el río Culpina se solucionará el problema planteado de Intransitabilidad, evitando los perjuicios y molestias que suele ocasionar en épocas de lluvia dando un transporte fluido en toda la época del año.
- ✓ La implementación del proyecto comunicará con las demás poblaciones cercanas como ser: Villa Abecia, Camargo y la ciudad de sucre y/o Tarija.
- ✓ La edificación de dicha infraestructura posibilita una vía vehicular de transitabilidad permanente, así como un incremento porcentual considerable del servicio público a estas poblaciones mencionadas. Por lo tanto los costos de transporte de pasajeros y carga se verán ampliamente reducidos.
- ✓ Una vez obtenido los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, de suelos, hidrológico e hidráulico), realizando la selección de alternativas, (técnicas y económicas) se determinó que un puente de Hormigón Pretensado con vigas de armaduras postesas de una luz de 60 m, Es la estructura adecuada, segura y factible para el lugar de emplazamiento, de dos tramos de 30 m, con pila central.
- ✓ En el estudio de suelos se hizo la granulometría y ensayos de compresión simple a la roca, lo cual nos dio parámetros para adoptar capacidad portante del suelo según el tipo de suelos que presenta. La roca se trata de una Pizarra para la cual es adecuado usar por seguridad según normativa una capacidad portante de 20 kg/cm².
- ✓ La socavación, se ha determinado por diferentes métodos con ecuaciones empíricas la cual es significativa, por lo tanto se debe ir por el lado de la seguridad y darse un margen en el planteamiento de cotas de fundación, aumentando la profundidad en +1,80 m. por debajo de la profundidad de socavación.

- ✓ Observando las buenas características de resistencia del suelo se definió que las fundaciones de los estribos serán de tipo superficiales, no siendo necesario una fundación profunda.
- ✓ Existen cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables tales cargas como las de sismo, y otras cargas que no corresponden aplicarlas al diseño de esta estructura.
- ✓ En el presente proyecto, se decidió la construcción del barandado peatonal de tubo de fierro galvanizado con postes de hormigón armado separadas cada dos metros con una altura de 1,10 m por la posible circulación de animales de carga de la zona.
- ✓ La norma AASHTO LRFD sugiere para el diseño de vereda, que se realice con un desnivel de 200 mm, como máximo con referencia a la calzada, en éste proyecto se optó por tomar un desnivel de 250 mm. pensado en que después de algún tiempo el espacio de 5cm será cubierto por la capa de rodadura.
- ✓ Para verificación de estabilidad de subestructuras se tomó en cuenta las cargas de viento y además la carga de presión hidráulica para el diseño de la pila central.
- ✓ El tiempo de ejecución obtenido en el proyecto es de 439 días calendario, periodo de tiempo que facilitará el emplazamiento de dicho puente.
- ✓ El proyecto es económicamente viable, pues se calculó un presupuesto de 7.863.527,20 Bs. para la Construcción y Supervisión del puente.

4.6.- Recomendaciones:

- ✓ Como encomendación cabe mencionar para la construcción del puente el contratista deberá verificar la tensión admisible en la cota de fundación.
- ✓ Es encargable por seguridad practicar un estudio hidrológico e hidráulico a detalle, para evitar riesgos de colapso de la estructura en época de máximas avenidas.

- ✓ Es aconsejable utilizar material de relleno seleccionado con peso específico de 1800 kg/m^3 para las fundaciones de estribos, aleros y pila.
- ✓ Hacer el mantenimiento continuo del camino para mantener un tráfico fluido durante todo el tiempo.
- ✓ Como recomendación de vital importancia para la ejecución del proyecto se deberá tomar en cuenta lo siguiente:
 - En base a los estudios de ingeniería básica la longitud del puente y profundidad de las cimentaciones de pila central y estribos.
 - Se deberá verificar la estratificación del suelo mediante sondeos para definir los estratos y resistencias de capacidad portante a diferentes profundidades.
- ✓ Según las marcas en la sección transversal del río podemos definir que las crecidas son considerables la misma que se deberá tomar en cuenta para la estimación de la revancha del puente.