

## **1. ANTECEDENTES:**

**1.1 El Problema.-** La Carretera que une a Tarija con la Comunidad de Camacho (Red Vial Departamental) consta de dos tramos “Tarija – Tolomosa Grande, Tolomosa Grande Camacho”. El primer tramo esta asfaltado (Pavimento Flexible), y se encuentra en condiciones normales de funcionamiento; en el segundo tramo la carretera presenta inconvenientes al cruzar el “Río Mena” ubicado en la comunidad de Churquis (Prov. Cercado), quedando obstruida temporalmente en época de lluvias, además a este río se lo cruza tres veces ya que tiene una forma de “S”, y se sabe que en el primer cruce ya se construyó un Puente, por lo tanto quedan dos vados que están causando el problema.

**1.1.1 Planteamiento del Problema.-** Durante la época de lluvias, el problema que tienen los habitantes de las diferentes comunidades que son usuarios de la carretera, es que no pueden llegar a la ciudad por las crecidas del Río Mena que se constituye en un obstáculo para el cruce temporal en la carretera.

Las principales causas que ocasionan la obstrucción de la carretera en el Río Mena y que generan inconvenientes al tráfico permanente son:

- ✓ Grandes crecidas de caudal en época de lluvias.
- ✓ Desequilibrio del río, debido a la inadecuada explotación de áridos aguas arriba provocando cambios bruscos en la pendiente y cause del río.

Si se sigue teniendo problemas al cruzar el río en dicho tramo de carretera, los habitantes de las diferentes comunidades que transitan por la carretera no podrán hacer llegar sus productos al mercado en época de lluvias, habrá percances al asistir a los trabajos rutinarios de personas que ejercen su función en la ciudad como así también inseguridad vial para el tráfico que hace uso de la misma; los cuales traerán consigo conflictos sociales entre los beneficiarios por la carretera y las instituciones del Gobierno Departamental de Tarija.

Por lo tanto se hace necesario plantar las siguientes alternativas de solución:

✓ Desvío del Camino Carretero:

Desviar el camino por la parte de arriba (Dirección Este, Ver Plano I).

✓ Construcción de dos Badenes:

Hormigón Ciclópeo

Hormigón Armado

✓ Construcción de dos Puentes:

Madera

Metálico

Hormigón Armado

Hormigón Pretensado

Mixto (H°A° y H°P°)

**1.1.2 Formulación del Problema.-** Con la Apertura de un desvío se puede solucionar el problema, evitando el cruce del río al menos dos veces; ya se lo debe cruzar tres veces. Sabiendo que en el primer cruce ya existe un puente construido, pero al realizar la apertura de un desvío la carta geográfica muestra grandes depresiones topográficas, lo que significa pasar quebradas, además se aumenta aproximadamente de 5 a 6 Km de carretera; por lo tanto la alternativa 1 no es viable.

Si construimos badenes, podemos pasar cuando el río cuando este en condiciones normales de funcionamiento por que la plataforma de la carretera será firme y construida con una losa de H°C° o H°A° dependiendo del caso, pero no se podrá cruzar cuando ocurran las máximas crecidas. Entonces no estamos dando una solución definitiva al problema, además se sabe que es un río de cabeceras de montañas y trae consigo grandes pedregones, y está erosionando y socavando constantemente, lo que provocará un rápido deterioro de la obra. Es por eso que la alternativa dos queda descartada.

Con la construcción de dos puentes se soluciona el problema, dejando que el río siga su cauce y que la carretera no tenga inconvenientes en época de lluvias, en este proyecto se

diseñará el Puente para el segundo cruce, con esto no se solucionará por definitiva el problema ya que queda un cruce más por salvar, pero se minimizará en gran parte.

Entonces nos quedamos con la alternativa 3, con la construcción de un Puente.

**1.1.3 Sistematización.-** De la alternativa planteada que sería la construcción de un puente para el segundo vado a fin de minimizar el problema, se tendrá que analizar cuál es el más conveniente y apropiado ya sea de H°A°, H°P°, Metálico o de Madera pudiendo ser éste de un sólo tramo con dos estribos, o dos tramos con una pila al medio como el puente ya construido en el primer cruce, teniendo en cuenta el factor técnico y económico, además de brindar confort a los beneficiados con el Proyecto.

No es aconsejable construir un Puente de Madera por el alto costo de mantenimiento ya que la madera es atacada por agentes corrosivos y esto hace que reduzca su tiempo de vida útil. Además por esta carretera circula tráfico pesado por lo que se requiere tener una buena resistencia en lo que respecta a los materiales de que va estar construido el puente; es por eso que esta posibilidad está descartada.

El puente metálico puede ser una solución viable al problema, pero se descarta por el elevado costo del acero en nuestro país y el constante mantenimiento de las vigas metálicas para evitar la corrosión de los elementos que reducen la vida útil del puente.

En el Perfil de Proyecto de Grado se profundizó el análisis de alternativas, comparando la construcción de puentes de Hormigón Armado, Hormigón Pretensado o Mixto. Además teniendo el estudio topográfico se llegó a la conclusión de que se construirá un puente de Hormigón Pretensado con Armaduras Postesas de un claro con una longitud total de 45m; debido a la dificultad de poner un pila al medio ya que se tiene una socavación muy importante; se plantea esta alternativa para ir por el lado de la seguridad.

**1.2 Objetivos.-** El Proyecto de Ingeniería Civil tiene los siguientes objetivos:

**1.2.1 Objetivo General:**

Realizar el diseño estructural de un puente de Hormigón Pretensado sobre el Río Mena como una alternativa viable al problema, para mejorar las condiciones de vida de los pobladores de las comunidades beneficiadas con el proyecto, dotando a los mismos de mejores condiciones en las vías camineras que posibiliten el tránsito fluido entre las zonas de producción y los centros de comercialización y de esta manera contribuir con el desarrollo de la región.

**1.2.2 Objetivos Específicos:**

- ✓ Mejorar la calidad de vida de los habitantes de las comunidades que circulan por la carretera.
- ✓ Integración de las comunidades beneficiadas con el proyecto y la ciudad de Tarija.
- ✓ Diseñar un puente que garantice el tránsito de manera permanente.
- ✓ Contribuir con el Proyecto a la producción agrícola y ganadera de la zona.
- ✓ Reducir los indicadores de pobreza en la zona del proyecto.

**1.3 Justificación.-** Las razones por las cuales se plantea la propuesta de proyecto de Ing. Civil son las siguientes:

**1.3.1 Teórica (académica).-** El presente proyecto, permitirá profundizar los conocimientos sobre el diseño de puentes de Hormigón Pretensado, aportando a las comunidades beneficiadas con un trabajo de ingeniería.

**1.3.2 Metodológica (técnica).-** Validar la utilización de procedimientos y métodos para el diseño de puentes realizado mediante un cálculo completamente manual, con la ayuda del programa Microsoft Excel 2010.

**1.3.3 Práctica (social – institucional).-** Cooperar al municipio para que consiga financiamiento y se llegue a una solución adecuada al problema planteado, y de este modo

el río no genere mayores inconvenientes a la carretera en época de lluvias, evitando conflictos sociales e institucionales.

**1.4 Localización.-** El cruce del “Río Mena” (Carretera Tolomosa Grande – Camacho) se encuentra ubicado en la comunidad de Churquis, Prov. Cercado del Departamento de Tarija. Como ya se describió anteriormente, consta de tres cruces sobre el mismo, en el primer cruce donde ya se construyó un puente se encuentra la línea divisoria de las comunidades de Tolomosa Grande y Churquis (Prov. Cercado) (ANEXO II). En este Proyecto de Ing. Civil se plantea la solución para el segundo cruce con la construcción de un puente mixto de Hormigón Pretensado y Hormigón Armado.

**1.5 Dimensión Temporal.-** Para el Diseño Final del Proyecto nos ajustamos al tiempo de vida útil con el cual se deben construir los puentes, el cual responde a 100 años de servicio brindando la seguridad y el confort necesario para los usuarios de la carretera.

**1.6 Alcance del Proyecto.-** En consecuencia con el análisis de alternativas realizado en el perfil de proyecto, se estableció que la alternativa viable es el diseño estructural de un puente mixto de Hormigón Pretensado y Hormigón Armado.

**1.7 Resultados a lograr.-** En el desarrollo del proyecto “Diseño Estructural de un Puente sobre el Río Mena”, se plantean los siguientes resultados:

- a) Estudio de Suelos y Geotécnico, estableciendo el perfil litológico del suelo y capacidad portante.
- b) Estudio Topográfico, generando un plano de curvas de nivel a detalle, secciones transversales y trazando la rasante del puente.
- c) Estudio hidrológico, determinando de la máxima crecida extraordinaria, encontrando el tirante máximo del río y calculando de la máxima socavación posible.
- d) Diseño y calculo estructural del puente, infraestructura y superestructura.
- e) Elaboración de las especificaciones constructivas.

## 2. MARCO TEÓRICO.-

### 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.-** Son obras de arte destinadas a salvar depresiones del terreno, pasos sobre corrientes de agua o cruces a desnivel permitiendo la circulación ininterrumpida de peatones, vehículo, agua y otros.

**2.1.2 Clasificaciones de Puentes.-** Debido a la gran variedad, son muchas las formas en que se pueden clasificar los puentes, pero aquí solo se manejará las siguientes:

a) 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.

b) Por la forma en que resiste:

Puentes de vigas, puentes apuntados, puentes de arco, puentes en volados sucesivos, puentes atirantados, puentes colgantes.

c) Por la forma en que se construye:

Prefabricados (los componentes del puente son construidos en fábricas y llevados al sitio de ubicación definitiva).

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

**2.1.3 Partes Constitutivas de un Puente.-** Fundamentalmente se distinguen la Superestructura y la Infraestructura.

a) Superestructura: Constituida en términos generales por las vigas del puente, diafragmas, tablero, acera, postes, pasamanos, capa de rodadura, etc.

b) Infraestructura: 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 infraestructura se tienen los Aparatos de Apoyo.

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

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

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

**2.1.6 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 también 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.

**2.1.7 Pilas.-** Corresponden a las columnas intermedias y están constituidas de las siguientes partes:

El coronamiento: es la parte superior donde se alojan los pedestales a los aparatos de apoyo y en consecuencia está sometido a cargas concentradas; luego viene la elevación que es el cuerpo propiamente de la pila y que en el caso de puentes sobre ríos recibe el embate de las aguas. Posteriormente, se presenta la fundación que debe quedar enterrada, debiendo garantizar la transmisión de las cargas al terreno de fundación.

**2.1.8 Estribos.-** A diferencia de las Pilas, los estribos reciben además del peso de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de acceso al puente, en consecuencia trabajan también como muros de contención. Están constituidos por el coronamiento, la elevación y su fundación, con la característica de que normalmente llevan aleros tanto aguas arriba como abajo, para proteger el terraplén de acceso.

## **2.2 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 obtienen 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 realizados 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.

### **2.2.1 Estudio de Suelos y Geotécnico.-**

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.

### **2.2.2 Estudio Topográfico.-**

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 mas según la necesidad) aguas arriba y abajo

### **2.2.3 Estudio Hidrológico e Hidráulico.-**

Este estudio debe contener por lo menos la media anual de las precipitaciones, las crecidas máximas y mínimas, la velocidad máxima de la corriente, el caudal, las variaciones climáticas 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.
- ✓ Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- ✓ Nivel máximo de agua (NAME) en la ubicación del puente.
- ✓ Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- ✓ Profundidad de Socavación.
- ✓ Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- ✓ Obras de Protección necesarias.

## **2.3 Normas de Diseño.-**

**2.3.1 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).

**2.3.2 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-318 (2005) en combinación de la norma AASHTO LRFD (2004).

## **2.4 Cargas Para el Diseño del Puente.-**

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

✓ 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.

✓ Cargas Transitorias:

BR: Fuerza de frenado de los vehículos.

CE: Fuerza centrífuga de los vehículos.

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.

IC: Carga de Hielo (No Aplica).

IM: Incremento por Carga Vehicular Dinámica.

LL: Sobrecarga Vehicular.

LS: Sobrecarga Viva.

PL: Sobrecarga Peatonal.

SE: Asentamiento (No Aplica, es insignificante).

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.

WS: Viento sobre la Estructura.

### **2.4.1 Factores de Carga y Combinaciones de Cargas.**

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.4.1-1)$$

Donde:

$\eta_i$  = Modificador de las Cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

$Q_i$  = Solicitaciones de las Cargas.

$\gamma_i$  = Factores de Carga especificados en la **Tabla** (2.4.1-1) y (2.4.1-2)

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación (2.4.1-1) para las combinaciones aplicables de solicitaciones 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.
- ✓ 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.
- ✓ 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 también 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).

Tabla (2.4.1-1).- 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)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla (2.4.1-2).- Factores de Carga para Carga Permanente  $\gamma_p$ :

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

#### 2.4.1.1 Cargas Permanentes:

✓ **Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales, (DC):**

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

Tabla (2.4.1.1-1).- Factores de Carga para Carga Permanente  $\gamma_p$ :

Componente Estructural	Peso Específico ( $\gamma_i$ ) (kg/m <sup>3</sup> )
Hormigón Ciclópeo	2200
Hormigón Armado	2400
Arena, limo o grava suelta	1700

✓ **Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos, (DW):**

Es el peso propio de la Capa de Rodadura y cuando se analice la losa del tablero también se incluye al barandado y acera peatonal:

Tabla (2.4.1.1-2).- Factores de Carga para Carga Permanente  $\gamma_p$ :

Componente Estructural	Peso Específico ( $\gamma_i$ )
Pavimento Flexible	2200

✓ **Empuje del Suelo, (EH):**

• **Empuje Lateral del Suelo:**

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

$$p = k\gamma_s g z (* 10^{-9}) \quad (2.4.1.1-1)$$

Donde:

$p$  = Empuje lateral del suelo (MPa).

$k$  = Coeficiente de empuje lateral tomado como  $k_o$ , para muros que no se deforman ni se mueven,  $k_a$ , para muros que se deforman o se mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o  $k_p$ , para muros que se deforman o se mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

$\gamma_s$  = Densidad del Suelo (kg/m<sup>3</sup>).

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

$g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

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.

### Coefficiente de Empuje Lateral Activo, $k_a$ :

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma \sin^2\theta \sin(\theta - \delta)} \quad (2.4.1.1-2)$$

Donde:

$$\Gamma = \frac{\overline{\sin \phi'_f + \delta} \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin \theta - \delta \sin(\theta + \beta)}^2 \quad (2.4.1.1-3)$$

Y además:

$\delta$  = Angulo de fricción entre relleno y muro.

$\beta$  = Angulo que forma la superfie de relleno respecto de la horizontal.

$\theta$  = Angulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal.

$\phi'_f$  = Angulo efectivo de fricción interna ( $^\circ$ ).

Los valores de  $k_a$  según la ecuación (2.4.1.1-2) 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.

#### ✓ Sobrecarga Uniforme, (ES):

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante.

Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s \quad (2.4.1.1-4)$$

Donde:

$\Delta_p$  = Empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa).

$k_s$  = Coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga.

$q_s$  = Sobrecarga uniforme aplicada sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (MPa).

#### 2.4.1.2 Cargas Transitorias:

##### ✓ **Sobrecarga Viva, (LS):**

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con la sobrecarga vehicular de diseño.

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

$$\Delta_p = k\gamma_s g h_{eq} * 10^{-9} \quad (2.4.1.2-1)$$

Donde:

$\Delta_p$  = Empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa).

$\gamma_s$  = Densidad total del Suelo (kg/m<sup>3</sup>).

$k$  = Coeficiente de empuje lateral del suelo.

$h_{eq}$  = Altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm).

$g$  = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

##### ✓ **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, y
- Carga de Carril de Diseño.

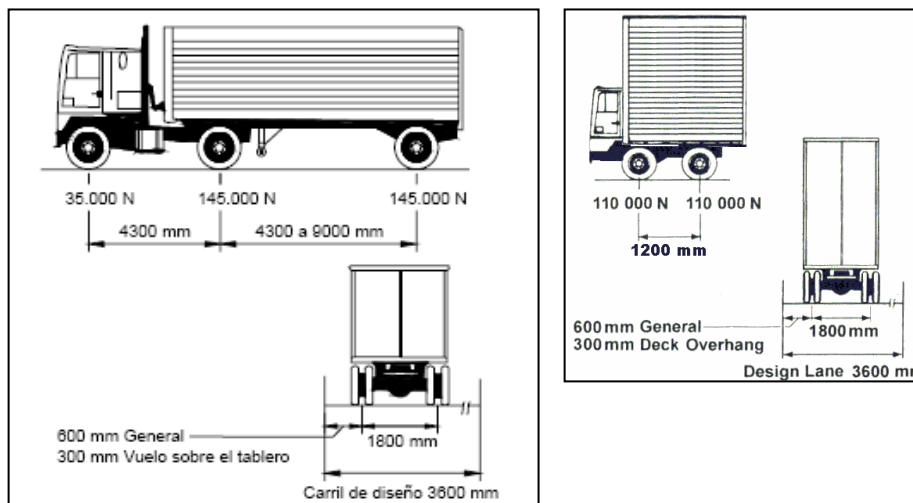
Camión de Diseño:

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica 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.

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 considerar un incremento por Carga Dinámica.

*Figura 2.4.1.2-1.- Carga Vehicular de Diseño (Camión y Tándem):*



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 sollicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

### **Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño:**

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

- La sollicitación debida al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, y
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilas interiores solamente, 90% de la sollicitación 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 con 90 por ciento de la sollicitación 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 sollicitaciones 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.

### **Cargas de Diseño para Tableros y Sistemas de Tableros:**

Si para analizar tableros, se utiliza el método aproximado de las fajas, las sollicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es menor o igual que 4600 mm.- Las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145000 N.
- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es mayor que 4600 mm.- Las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145000 N y la carga del carril.

✓ **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.

✓ **Incremento por Carga Dinámica, (IM):**

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla (2.4.1-3), 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.

*Tabla (2.4.1-3).- Incremento por Carga Dinámica, IM:*

Componente	IM
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%

✓ **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, o
- 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 Componentes del Puente:**

### **2.5.1 Barandas**

En el proyecto se diseñará una baranda Peatonal, que constituya una guía física para los peatones que cruzan el puente con el objeto de minimizar la probabilidad de que un peatón caiga por encima del sistema.

#### **2.5.1.1 Geometría:**

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.

### 2.5.1.2 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 cuál 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 bién, 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:

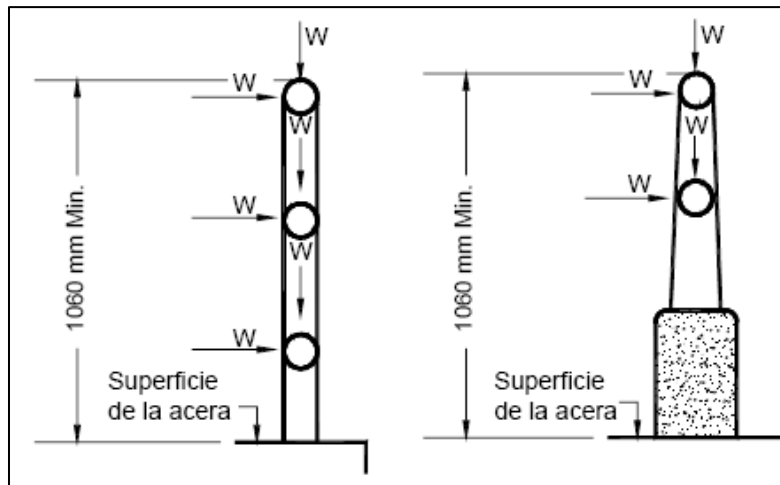
$$P_{LL} = 890 + 0,73 \cdot L \quad (2.5.1.2-1)$$

Donde:

L = Separación entre postes (mm).

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

Figura 2.5.1.2 -1.- Cargas que actúan sobre las barandas para peatones



## 2.5.2 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.

### 2.5.2.1 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.

## 2.5.3 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.

### 2.5.3.1 Predimensionamiento:

La altura mínima recomendable de una losa de tablero es de 18 cm, y a partir de ello se puede encontrar el espaciamiento máximo que pueden tener las vigas mediante la siguiente ecuación:

Para tramos Continuos:

$$\frac{S + 3000}{30} \geq 180 \text{ mm} \quad (2.5.3.1-1)$$

Para tramos Simples:

$$\frac{1,2 S + 3000}{30} \geq 180 \text{ mm} \quad (2.5.3.2-2)$$

Donde:

S = Espaciamiento máximo para la losa (mm).

### 2.5.3.2 Drenaje de los Tableros:

La superficie del tablero deberá tener pendientes transversales y longitudinales, cuyos valores recomendables se dan en la Tabla 2.5.3.2-1:

*Tabla 2.5.3.2-1.- Pendientes aconsejables para el drenaje de Puentes:*

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

En el diseño de los tableros se deberán considerar los efectos estructurales de las aberturas para drenaje.

### 2.5.3.3 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:

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

(2.5.3.3-1)

Donde:

S = Longitud de tramo efectiva (mm).

### 2.5.3.4 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 utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre viga se considera 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 Tabla (2.5.3.4-1). Las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho. En la tabla se utiliza 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.

*Tabla 2.5.3.4-1.- 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"> <li>• Colado in situ</li> <li>• Colado in situ con encofrados perdidos</li> <li>• Prefabricado, postesado</li> </ul>	Vuelo	$1140 + 0,833X$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$

✓ Cálculo de Solicitaciones:

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 Te y doble Te.- un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

## 2.5.4 Análisis de Viga y Losa:

### 2.5.4.1 Predimensionamiento de Vigas:

#### ✓ Espaciamiento entre Vigas:

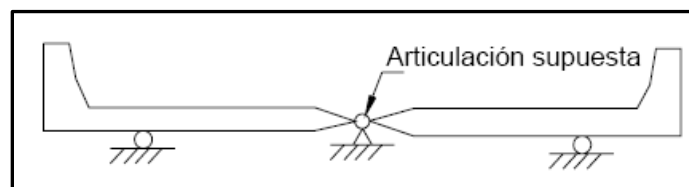
Para la etapa de Predimensionamiento, usaremos la fracción de carga del Belmonte de acuerdo a la AASHTO Stándar.

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 cuál 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 2.5.4.1-1. 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.

*Figura 2.5.4.1-1.- Modelo ideal para aplicar la ley de momentos a puentes de tres vigas:*



✓ Peralte Mínimo:

Para vigas de Hormigón Armado:

$$h = \frac{L}{15} \quad (2.5.4.1-1)$$

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

$$h = \frac{L}{17} , h = \frac{L}{22} \quad (2.5.4.1-2)$$

Donde:

h = altura útil (m).

También podemos utilizar la Tabla 2.5.4.1-1 Planteada por la AASHTO LRFD 2004:

*Tabla 2.5.4.1-1.- Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante:*

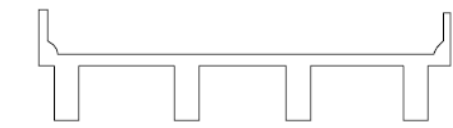
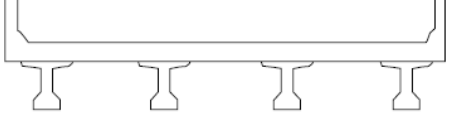
Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	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

### 2.5.4.2 Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte:

- ✓ Tipos de Puentes al 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 cuál recopilamos una parte que nos interesa de acuerdo a la siguiente tabla:

*Tabla 2.5.4.2-1.- Superestructuras habituales en las cuales se pueden aplicar los factores de distribución:*

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

- ✓ 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 las Tablas 2.5.4.2-2 y 2.5.4.2-3

Para la etapa de diseño preliminar los términos  $K_g/(Lt_s^3)$ , se pueden tomar igual a 1,0.

Tabla 2.5.4.2-2.- 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, 1	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, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado 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: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_z^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt_z^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_z \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Tabla 2.5.4.2-3.- 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, 1	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, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado 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	$N_b = 3$

✓ 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 las Tablas 2.5.4.2-4 y 2.5.4.2-5

*Tabla 2.5.4.2-4.- 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	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	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_e \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

*Tabla 2.5.4.2-5.- 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, 1	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	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$

### **2.5.4.3 Ancho de Ala Efectivo:**

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

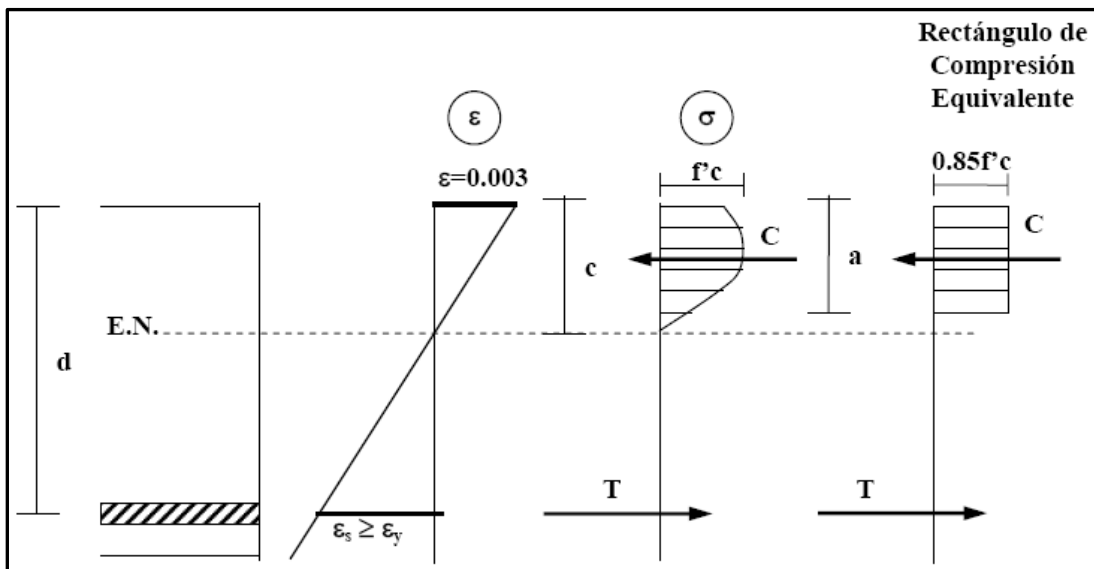
- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva;
- 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor el que resulte mayor; o
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

## 2.6. Diseño de Elementos de Hormigón Armado:

### 2.6.1. Diseño de Elementos Sometidos a Flexión:

Los aspectos matemáticos del manejo de la curva esfuerzo – deformación del hormigón en la zona comprimida del hormigón sometidos a flexión pueden ser complejos. El Dr. Whitney propuso la utilización de un bloque de compresión rectangular cuya área sea equivalente a la que deja bajo la curva real, y cuyo centro de gravedad coincida aproximadamente con el centro de gravedad de la curva real. La investigación del Dr. Whitney fue acogida por el ACI.

Figura 2.6.1-1.- Rectángulo de Compresión equivalente bajo cargas últimas:



La altura del bloque de compresión rectangular equivalente, para secciones rectangulares transversales, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (2.6.1-1)$$

El valor de  $\beta_1$  se estima a partir de la siguiente Tabla N° (2.6.1-1)

Tabla 2.6.1-1.- Valores del Coeficiente  $\beta_1$ :

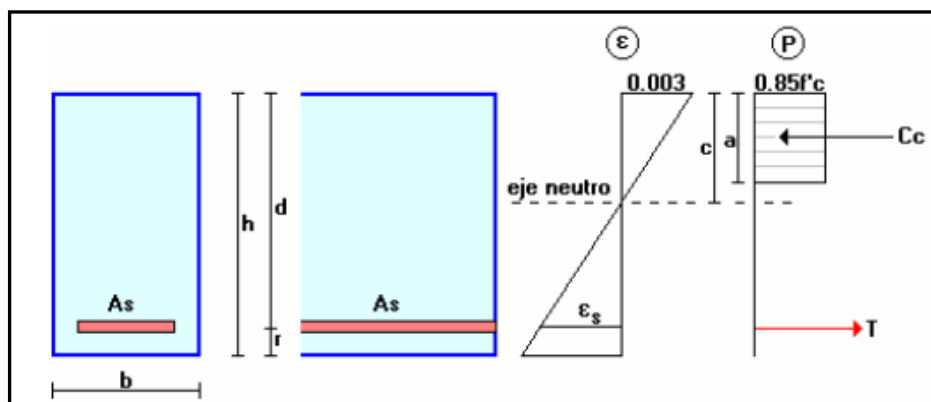
$f'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\beta_1$
210	0.85
280	0.85
350	0.80
420	0.75
490	0.70
$\geq 560$	0.65

Hasta resistencias de 280 kg/cm<sup>2</sup>, el valor de  $\beta_1$  es de 0,85, y por cada incremento de resistencia de 70 kg/cm<sup>2</sup>,  $\beta_1$  decrece en 0,05, sin bajar de 0,65. Para valores de resistencia intermedios se debe realizar una interpolación lineal.

Los ensayos experimentales han demostrado que el modelo de Whitney es conservador en cuanto al cálculo de la magnitud de la fuerza de compresión, lo que provoca que la verdadera posición del eje neutro sea ligeramente superior a la que aparece en los cálculos. Ese hecho es beneficioso desde el punto de vista de aseguramiento de la ductilidad de las estructuras de hormigón armado.

### 2.6.1.1. Ecuaciones para la obtención de la sección transversal de acero en elementos rectangulares:

Figura 2.6.1.1-1.- Diagrama de esfuerzos de Compresión y Tracción.



A partir del diagrama previo se puede calcular el Momento Flector Nominal ( $M_n$ ).

$$M_n = T \cdot d - \frac{a}{2}$$

El Momento Ultimo se calcula con:

$$M_U = \phi \cdot Mn$$

De donde:

$$M_U = \phi \cdot T \cdot d - \frac{a}{2}$$

Pero si el acero se encuentra en fluencia, la fuerza de tracción T sería:

$$T = A_s \cdot f_y$$

Reemplazando en la ecuación previa:

$$M_U = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}$$

Si se conociera la altura del bloque de compresión “a”, podríamos determinar la magnitud de la sección de acero de tracción “As”.

$$\boxed{M_U = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot d - \frac{a}{2}} \quad (2.6.1.1-1)$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales, la resultante de compresión **Cc** debe ser igual a la fuerza de tracción **T**.

$$Cc = T$$

La fuerza de tracción se definió previamente, y la fuerza de compresión sería:

$$Cc = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

De donde:

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_y$$

Despejando “a” se tiene:

$$\boxed{a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}} \quad (2.6.1.1-2)$$

Las dos ecuaciones expresan la interdependencia entre la sección de acero requerida para absorber un momento flector último y la altura del bloque de compresión.

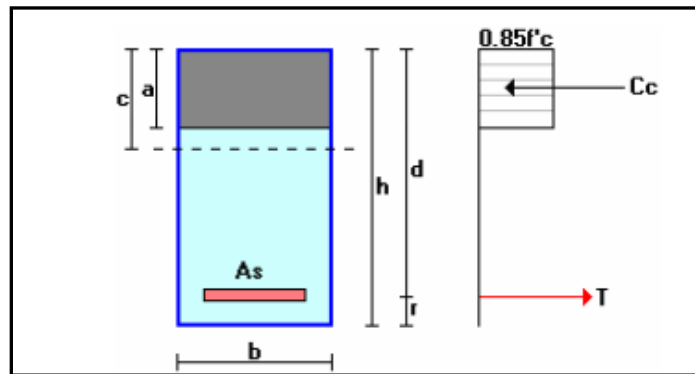
Resolviendo las dos ecuaciones encontramos la altura del bloque de compresión.

$$a = d \times \left[ 1 \pm \sqrt{1 - 2,6144 \times \frac{M_U}{f'_c \times b \times d^2}} \right] \quad (2.6.1.1-3)$$

Si bien matemáticamente existen dos soluciones, físicamente solo existe la que tiene signo negativo en el radical (valor menor).

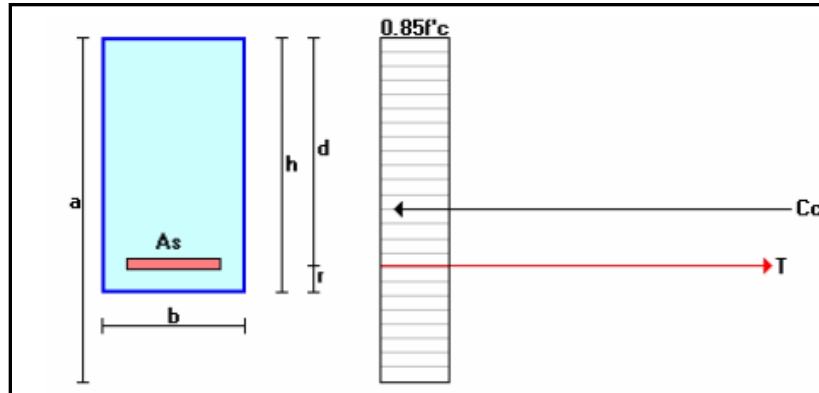
La representación gráfica de la solución obtenida (Con el signo negativo del radical) sería:

*Figura 2.6.1.1-2.- Representación gráfica de la solución de la ecuación de armadura por flexión, con el signo negativo del radical.*



La solución con el signo positivo corresponde a un bloque de compresión irreal extremadamente grande con un brazo de palanca pequeño, de modo que el momento que se genera (Fuerza por Brazo de Palanca) se mantenga similar al del gráfico previo:

Figura 2.6.1.1-3.- Representación gráfica de la solución irreal de la ecuación de armadura por flexión, con el signo negativo del radical.



El área de acero requerida será:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad (2.6.1.1-3)$$

### 2.6.1.2. Cuantías de Armado:

a) 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 “ $\rho$ ”.

Para vigas rectangulares se tendría la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (2.6.1.2-1)$$

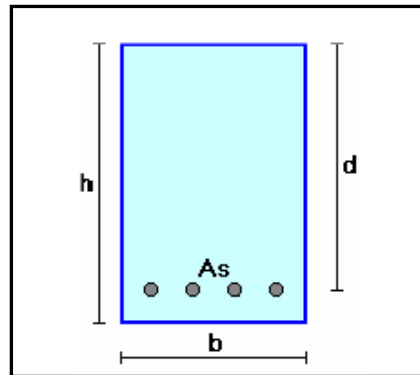
Donde:

**A<sub>s</sub>** = 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).

Figura 2.6.1.2-1.- Sección transversal de un elemento rectangular de Hormigón Armado:

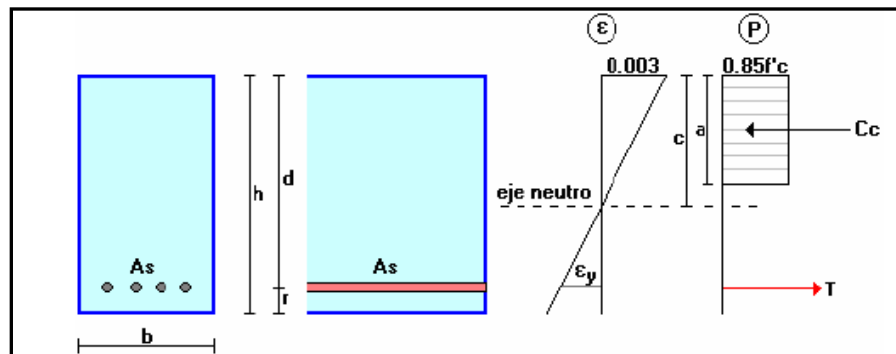


b) Cuantía Balanceada:

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.

Figura 2.6.1.2-2.- Deformaciones unitarias, esfuerzo y posición del eje neutro para la cuantía balanceada:



Se puede calcular la posición del eje neutro por semejanza de triángulos:

$$\frac{c}{\epsilon_c} = \frac{d}{\epsilon_c + \epsilon_s}$$

$$c = \frac{d \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$$

Por equilibrio las fuerzas de tracción y compresión deben ser iguales:

$$C_c = T$$

$$\alpha \cdot f'_c \cdot c \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{\alpha \cdot f'_c \cdot b}$$

Igualando las dos ecuaciones:

$$\frac{d \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{A_s \cdot f_y}{\alpha \cdot f'_c \cdot b}$$

$$\text{Además: } A_s = \rho_b \cdot b \cdot d$$

Reemplazando tenemos:

$$\rho_b = \alpha \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$$

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

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

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

Entonces la cuantía balanceada será:

$$\rho_b = \alpha \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{0,003 \cdot E_s}{0,003 \cdot E_s + f_y} \quad (2.6.1.2-2)$$

c) Cuantía Máxima de Armado en Vigas:

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

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.6.1.2-3)$$

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.

d) 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:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (2.6.1.2-4)$$

## 2.6.2. Diseño de por Cortante:

### 2.6.2.1 Diseño a Cortante de Vigas de Hormigón Armado, 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:

$$V_n = V_C + V_S \quad (2.6.2.1-1)$$

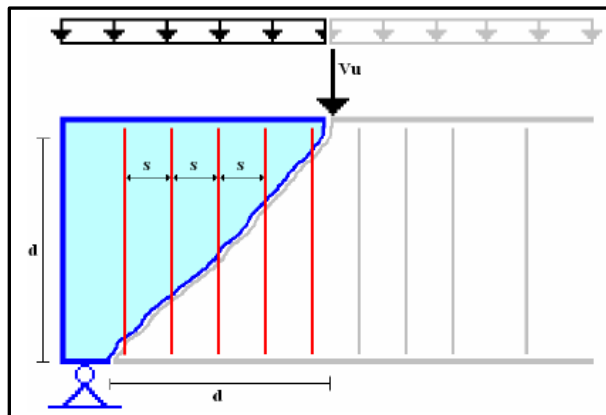
Donde:

$V_n$  = 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.

Figura 2.6.2.1-1.- Estribos transversales que cruzan las fisuras de Cortante:



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

$$V_U = \phi \cdot V_n \quad (2.6.2.1-2)$$

Donde:

$V_U$  = Solicitación última de cortante.

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

$\phi$  = 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:

$$\boxed{V_U = \phi \cdot (V_C + V_S)} \quad (2.6.2.1-3)$$

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

$$\boxed{V_C = v_C \cdot b_w \cdot d} \quad (2.6.2.1-4)$$

Donde:

$V_C$  = Capacidad resistente a corte del hormigón simple.

$v_C$  = Esfuerzo resistente del hormigón  $0,53 \cdot \overline{f'_C}$ .

$b$  = 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 “ $V_S$ ” definido en la ecuación y simplificando se tiene:

$$v_S = \frac{A_V \cdot f_y}{S \cdot b_w}$$

$$v_U - v_C = \frac{A_V \cdot f_y}{S \cdot b_w}$$

Despejando el espaciamiento de los Estribos “S”:

$$S = \frac{A_V \cdot f_y}{v_U - v_C \cdot b_w} \quad (2.6.2.1-5)$$

La última fórmula permite determinar el espaciamiento al que deben colocarse los estribos para absorber un esfuerzo de corte último determinado.

### 2.6.2.2. Especificaciones para el Diseño de Vigas ante Fuerzas Cortantes:

#### a) Capacidad Máxima del Acero de Cortante:

La fuerza cortante absorbida por el acero no debe superar a cuatro veces la máxima fuerza cortante básica que puede absorber el hormigón simple; fuerzas cortantes superiores a la especificada destruyen la integridad del hormigón:

$$v_S \leq 2,12 \cdot \overline{f'_c} \quad (2.6.2.2-1)$$

#### b) Espaciamiento mínimo en los estribos:

El espaciamiento mínimo de los estribos en las vigas de hormigón armado no debe superar los siguientes valores:

$$S \leq \frac{d}{2}$$

$$S \leq 60\text{cm}$$

Donde:

**S** = Espaciamiento de los estribos.

**d** = Altura efectiva de la viga.

NOTA: El primer criterio permite que, en cualquier lugar del elemento estructural, al menos dos estribos crucen a cada fisura diagonal.

c) Armado Mínimo de Cortante:

Debe proporcionarse un armado transversal mínimo de cortante en toda la viga de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_{V,\min} = 0,196 \cdot \frac{f'_c \cdot b_w \cdot S}{f_y} \quad (2.6.2.2-2)$$

Donde:

**f'<sub>c</sub>** = Resistencia del hormigón en kg/cm<sup>2</sup>.

**f<sub>y</sub>** = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm<sup>2</sup>.

**b<sub>w</sub>** = Ancho de la viga rectangular.

**S** = Espaciamiento de los estribos en cm.

Pero el refuerzo transversal en ningún caso podrá ser menor que:

$$A_{V,\min} = \frac{3,5 \cdot b_w \cdot S}{f_y} \quad (2.6.2.2-3)$$

## **2.7. Hormigón Pretensado:**

### **2.7.1. 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.

### **2.7.2. 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.

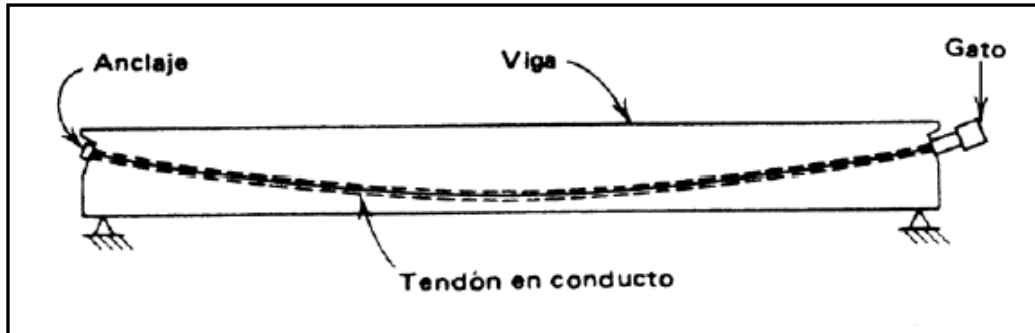
### **2.7.3. Tipos de Hormigón Pretensado:**

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

- ✓ Hormigón pretensado con armadura pretesa (Según ACI: Hormigón Pretensado)  
Este proceso se realiza en fábricas y generalmente es adecuado para luces inferiores a 25m, por lo que no es de nuestro interés estudiarlo.
- ✓ 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 este el método que se utilizará para la construcción de las vigas.

*Figura 2.7.3-1.- Fabricación de un elemento postensado:*



#### **2.7.4. 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.

### 2.7.5. Materiales:

- ✓ 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/cm<sup>2</sup>.
- ✓ 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 18000kg/cm<sup>2</sup>. En nuestro caso se utilizará el sistema PROTENDE.
- ✓ 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.

### 2.7.6. 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 despreciar 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).

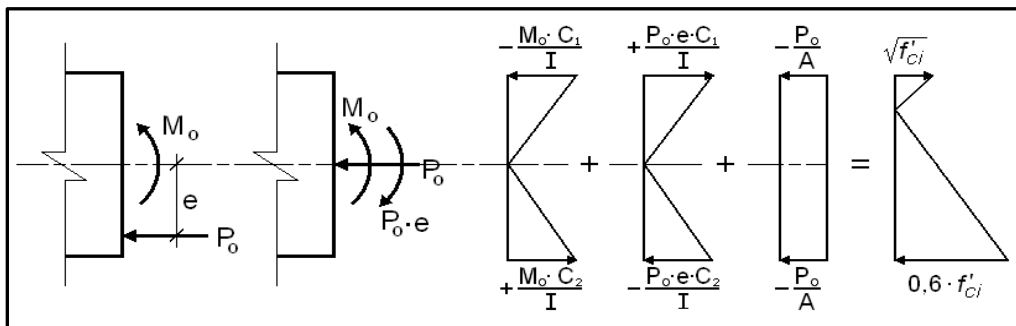
En cada uno de los estadios se debe calcular las siguientes propiedades:

- 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.

### 2.7.7. Inecuaciones de Pretensado:

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

Figura 2.7.7-1.- Esfuerzos en centro luz (Hipótesis de las secciones planas):



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

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

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

Donde:

$f_{ti}$  = Esfuerzo de tensión permisible inmediatamente después de la transferencia.

$f_{ci}$  = Esfuerzo de Compresión permisible inmediatamente después de la transferencia.

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

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

Donde:

$f_{ts}$  = Esfuerzo de tensión permisible bajo carga de servicio, después de ocurridas todas las pérdidas.

$f_{ts}$  = Esfuerzo de compresión permisible bajo carga de servicio, después de ocurridas todas las pérdidas.

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

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

Donde:

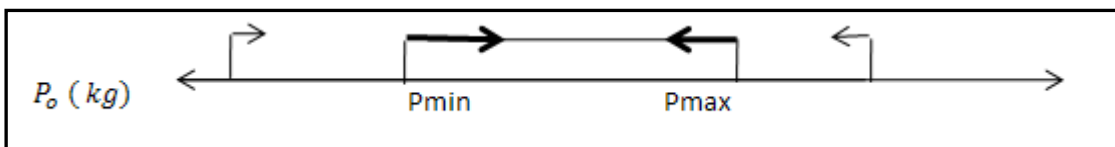
$f'_{ci}$  = Resistencia característica del hormigón en el día del tesado (kg/cm<sup>2</sup>).

$f'_c$  = Resistencia característica del hormigón a los 28 días de fraguado (kg/cm<sup>2</sup>).

### 2.7.8. Fuerza de Pretensado:

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

Figura 2.7.8-1.- Conjunto solución de la Fuerza de Pretensado:



De este conjunto solución se puede determinar el número de torones de pretensado a utilizar, 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<sub>pu</sub>” y de “A<sub>torón</sub>” están definidos de acuerdo a la tabla del Sistema PROTENDE que se muestra a continuación:

Tabla 2.7.8-1.- Característica de los Torones de Pretensado:

PROTENDE		ARMADURAS DE PROTENSÃO					
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 %
	mm	mm <sup>2</sup>	g/m	kn	kn		
CP. 175 RB	12,7	94,2	744	165,7	149,1	2,5	3,5
CP. 190 RB		98,7	775	187,3	168,6		
CP. 190 RB	15,2	140,0	1.102	265,8	239,2	2,5	3,5
<ul style="list-style-type: none"> <li>Módulo de elasticidade - 195 ± 10 kn/mm<sup>2</sup></li> <li>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.</li> </ul>							



instantáneas y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo, llamadas pérdidas diferidas o dependientes del tiempo.

#### **2.7.10.1. 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.

- Pérdida por fricción.

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

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot 1 - e^{-K \cdot x + \mu \cdot \alpha} \quad (2.7.10.1-1)$$

Donde:

$\Delta f_{pF}$  = 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).

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

$\mu$  = Coeficiente de fricción por desviación intencionada.

Tabla 2.7.10-1.- Coeficientes de fricción para tendones de postensado:

Tipo de acero	Tipo de vaina	$K$	$\mu$
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
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

- Pérdida por acortamiento elástico del hormigón.

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

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2 \cdot N} \cdot \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp} \quad (2.7.10.1-2)$$

Donde:

$\Delta f_{pES}$  = Pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico (MPa).

$N$  = Número de tendones de pretensado.

$E_p$  = Módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (MPa).

$E_{ci}$  = Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa).

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

- Pérdida por acuñaamiento.

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

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

(2.7.10.1-3)

Donde:

$\Delta f_{anclaje}$  = Pérdida por Acuñaamiento (MPa).

$\Delta x$  = Hundimiento de los anclajes, según PROTENDE 6mm.

$L$  = Longitud total de la Viga.

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa).

### 2.7.10.2. Pérdidas Diferidas:

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

- Fluencia Lenta del hormigón.

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

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 \cdot f_{cgp} - 7,0 \cdot \Delta f_{cdp} \geq 0$$

(2.7.10.2-1)

Donde:

$\Delta f_{pCR}$  = Pérdida en el acero de pretensado debida a la fluencia lenta (MPa).

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

$\Delta f_{cdp}$  = Variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de  $\Delta f_{cdp}$  se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula  $f_{cgp}$  (MPa).

La condición “ $\geq 0$ ” de la ecuación es necesaria por que en algunos casos de pretensado parcial se podrían obtener valores negativos, pero  $\Delta f_{pCR}$  nunca se debería tomar menor que 0,0.

- Contracción del hormigón.

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

$$\Delta f_{pSR} = 93 - 0,85.H \quad (2.7.10.2-2)$$

Donde:

$\Delta f_{pSR}$  = Pérdida en el acero de pretensado debida a la contracción (MPa).

$H$  = Humedad relativa ambiente promedio anual en porcentaje, en nuestro medio varía de 70 – 75%.

- Relajación del acero de pretensado.

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,3.\Delta f_{pF} - 0,4.\Delta f_{pES} - 0,2.\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} \quad (2.7.10.2-3)$$

Donde:

$\Delta f_{pR2}$  = Pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero luego de la transferencia (MPa).

$\Delta f_{pF}$  = Pérdida por fricción entre el punto de tesado y centro luz (MPa). (Revisar)

$\Delta f_{pES}$  = Pérdida por acortamiento elástico (MPa).

$\Delta f_{pSR}$  = Pérdida por contracción (MPa).

$\Delta f_{pCR}$  = Pérdida por fluencia del hormigón (MPa).

### 2.7.11. Diseño Por Cortante:

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:

$$V_p = P_e \cdot \sin \theta \quad (2.7.11-1)$$

Donde:

$P_e$  = Fuerza de pretensado efectivo en la sección considerada.

$\theta$  = 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:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad (2.7.11-2)$$

(2.7.11-3)

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

Donde:

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

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

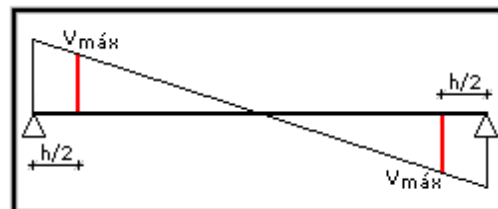
$V_c$  = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto antes de la aparición de fisuras.

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

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia (se toma 0,75 para cortante)

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

Figura 2.7.11-1.- Ubicación del Cortante de Diseño:



### 2.7.11.1. 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  $V_{cw}$ :

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

Donde:

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

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

a) 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.

$$V_{ci} = 0,16 \cdot \overline{f'_c} \cdot b_w \cdot d_p + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cre}}{M_{max}} \geq 0,45 \cdot \overline{f'_c} \cdot b_w \cdot d_p \quad (2.7.11.1-1)$$

$$M_{cre} = \frac{I_C}{c_2} \cdot 1,6 \cdot \overline{f'_c} + f_{pe} - f_d \quad (2.7.11.1-2)$$

Donde:

$b_w$  = Ancho del alma (cm).

$d_p$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero Presforzado (kg/cm<sup>2</sup>).

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

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

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

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

$I_C$  = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide (cm<sup>4</sup>).

$f_{pe}$  = 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 cuál los esfuerzos de tracción han sido producidos por cargas externas ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

$f_d$  = Esfuerzo debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de una sección en la cuál el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

NOTA:  $d_p$  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.

b) 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.

$$V_{cw} = 0,93 \cdot \overline{f'_c} + 0,3 \cdot f_{pc} \cdot b_w \cdot d_p + V_p \quad (2.7.11.1-3)$$

Donde:

$f_{pc}$  = 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 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

$b_w$  = Ancho del alma (cm).

$d_p$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero Presforzado ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

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

c) Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo:

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

1. Si  $V_u < 0,5. (\phi. V_c)$  No es necesario poner estribos
2. Si  $0,5. (\phi. V_c) \leq V_u \leq (\phi. V_c)$  No se necesita estribos, poner el  $A_v$  mínima
3. 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 a:

$$\boxed{V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{S} \leq 2,2 \cdot \overline{f'_c} \cdot b_w \cdot d} \quad (2.7.11.1-4)$$

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:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = V_c + \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{S}$$

Luego como:

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

El área de la sección de refuerzo transversal requerida será:

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

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:

$$\boxed{S \leq \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{V_u - \phi \cdot V_c}} \quad (2.7.11.1-5)$$

### **2.7.12. Verificación por Momento Último:**

La propiedad más importante de una estructura es su resistencia, debido a que la resistencia del miembro está relacionada directamente con su seguridad. La resistencia de un miembro de concreto preesforzado no está automáticamente asegurada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el miembro tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento por el agrietamiento y debido a que uno o los dos materiales alcanzarían niveles de esfuerzo dentro del rango inelástico antes de la falla. El factor de seguridad solamente puede establecerse calculando la resistencia del miembro, con un reconocimiento total de estos efectos, y comparando la carga que produciría la falla del miembro con aquella que se espera que actúe.

#### **2.7.12.1. Vigas de Sección Rectangular ( $a \leq hf$ ):**

Todo lo que se necesita para calcular el momento de resistencia última de una viga de concreto preesforzado es el valor de la resultante de la compresión C (la cuál debe ser igual a la fuerza de tensión T) y el brazo del par interno en la falla.

Usando un método combinado de análisis y experimentación se ha hallado que la distribución real de los esfuerzos de compresión en una viga puede reemplazarse por una distribución rectangular equivalente de esfuerzos que tenga una intensidad de esfuerzo uniforme de  $0,85 \cdot f'_c$ , hasta una profundidad  $a$ .

La relación entre la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos y real es:

$$\boxed{a = \beta_1 \cdot c} \quad (2.7.12.1-1)$$

El valor de  $\beta_1$  se ha establecido experimentalmente, donde no debe exceder de 0,85 y no debe ser menor que 0,65.

La profundidad del bloque de esfuerzos de compresión en la falla se puede hallar en la condición de equilibrio que establece  $C = T$ . para una viga en la cuál la zona de compresión es de un ancho constante  $b$ .

$$0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_p \cdot f_{ps}$$

Resolviendo esta ecuación para la profundidad del bloque de esfuerzo se tiene:

$$a = \frac{A_p \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \beta_1 \cdot c \quad (2.7.12.1-2)$$

El momento resistente en la falla es el producto de la fuerza de tensión (o compresión) por el brazo del par interno. Para un miembro que tenga una zona de compresión de ancho constante, la resistencia nominal a la flexión es:

$$M_n = A_p \cdot f_{ps} \cdot d - \frac{a}{2} \quad (2.7.12.1-3)$$

Donde:

$f_{ps}$  = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la fleión (kg/cm<sup>2</sup>).

$A_p$  = Área de acero preesforzado en la zona de tracción por flexión (cm<sup>2</sup>).

Para fines de diseño, de acuerdo con el código, esta resistencia nominal debe de multiplicarse por un factor de reducción de resistencia  $\phi$  para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot A_p \cdot f_{ps} \cdot d - \frac{a}{2} \quad (2.7.12.1-4)$$

$$M_{u1} = \phi \cdot M_n \quad (2.7.12.1-5)$$

Donde  $\phi = 0,90$  para flexión.

De acuerdo con el código ACI, siempre que el preesfuerzo efectivo  $f_{pe}$  no sea menor que  $0,50 \cdot f_{pu}$ , el esfuerzo en el acero a la falla se puede tomar igual a:

a) Para tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \cdot \frac{\rho_p \cdot f_{pu}}{f'_c} \right] \quad (2.7.12.1-6)$$

b) Para tendones no adheridos:

$$f_{ps} = f_{pe} + 69 + \frac{f'_c}{100 \cdot \rho_p} \quad (2.7.12.1-7)$$

Pero en ningún caso mayor que  $f_{py}$  o  $(f_{pe} + 420)$ . El porcentaje de acero de preesfuerzo  $\rho_p$  es igual a:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b \cdot d} \quad (2.7.12.1-8)$$

Donde:

$f_{pu}$  = Resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado (MPa).

$\rho_p$  = Cuantía de refuerzo.

$\gamma_p$  = Factor por tipo de acero de preesforzado.

$\beta_1$  = Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

$f_{se}$  = Esfuerzo efectivo del acero de preesfuerzo (Después que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) MPa.

Tabla 2.7.11-1.- Factores para cálculo de Momento Ultimo:

$\gamma_p = 0,55$	Para barras de alta resistencia
$\gamma_p = 0,40$	Para torones corrientes
$\gamma_p = 0,28$	Para torones de baja relajación

Fuente: Arthur Nilson:

$\beta_1 = 0,85 \cdot f'_c$	$f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$
$\beta_1 = 0,80 \cdot f'_c$	$280 < f'_c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$
$\beta_1 = 0,75 \cdot f'_c$	$350 < f'_c \leq 420 \text{ kg/cm}^2$
$\beta_1 = 0,70 \cdot f'_c$	$420 < f'_c \leq 490 \text{ kg/cm}^2$
$\beta_1 = 0,65 \cdot f'_c$	$f'_c > 490 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Arthur Nilson:

### 2.7.12.2. Vigas de Sección T o I (a > hf):

Para miembros con patines tales como las vigas I y T, en la cuál la profundidad del bloque de esfuerzos es más grande que el espesor del patín, el área total de acero, por razones de cálculo, se divide en dos partes. La primera parte es el  $A_{pf}$  que actúa bajo el esfuerzo  $f_{ps}$ , y equilibra exactamente a la compresión en las porciones sobresalientes del patín:

$$A_{pf} = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_{ps}} \cdot (b - b_w) \cdot h_f$$

$$A_{pw} = A_p - A_{pf}$$

Y la profundidad del bloque de esfuerzos es:

$$a = \frac{A_{pf} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w} \quad (2.7.12.2-1)$$

El brazo del par interno para esta a parte del momento resistente es  $d - a/2$ .

El momento total resistente en la falla se halla sumando las dos partes:

$$M_n = A_{pw} \cdot f_{ps} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{pf} \cdot f_{ps} \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) \quad (2.7.12.2-2)$$

Y para fines de diseño, como es usual, la resistencia a la flexión se supone igual a  $\phi M_n$ .

### 2.7.12.3. Condiciones de Diseño:

Una parte del momento mayorado en la sección, es resistida por el acero de pretensado

Para calcular la resistencia a flexión se calcula de la siguiente manera:

$$\boxed{M_u \leq \phi \cdot M_n} \quad (2.7.12.3-1)$$

$$\boxed{M_u = M_{u1} + M_{u2}} \quad (2.7.12.3-2)$$

Donde:

$M_u$  = Momento mayorado en la sección.

$M_{u1}$  = Momento que resístela armadura activa (el acero de preesfuerzo).

$M_{u2}$  = Momento que resiste la armadura pasiva.

Si:

$M_u \leq M_{u1}$  No se necesita armadura para resistir la flexión.

$M_u > M_{u1}$  Sí se necesita armadura para resistir la flexión.

Si se necesita armadura para resistir la flexión, entonces el momento será:

$$\boxed{M_{u2} = M_u - M_{u1}} \quad (2.7.12.3-3)$$

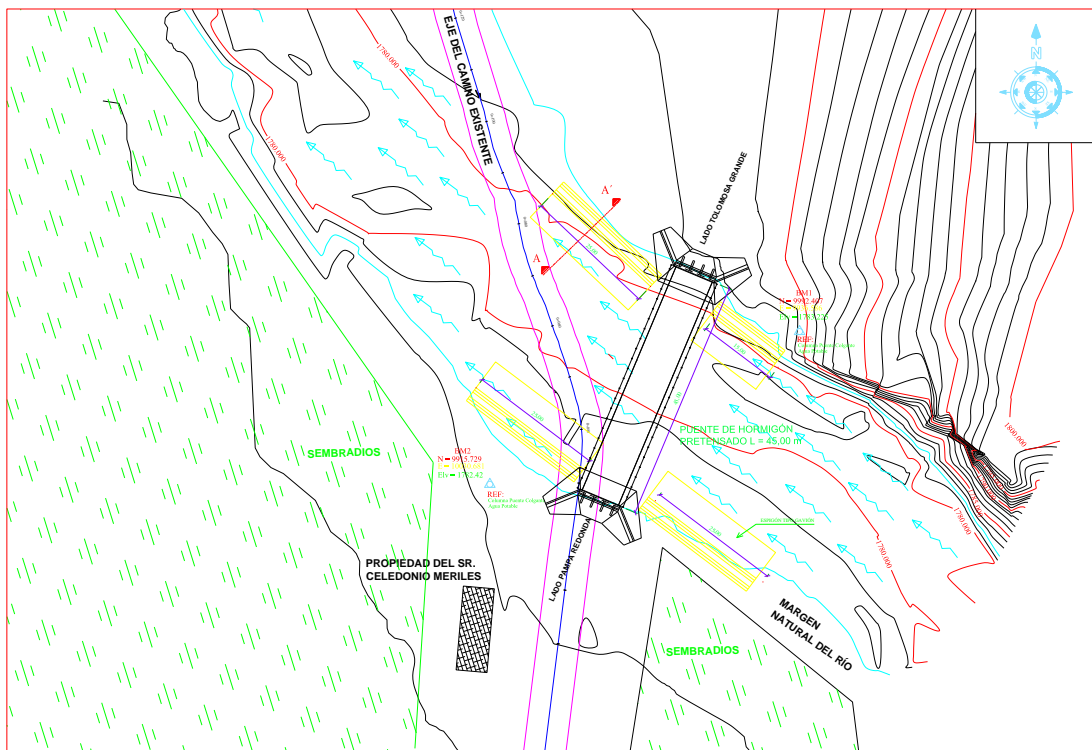
### 3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

#### 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 296 puntos que fueron procesados con un software de computador con curvas de nivel a cada metro y plasmados en planos. (Anexo XI).

*Figura (3.1-1).- Área cubierta por el levantamiento Topográfico:*



### 3.2. Estudio de Suelos.

Se trabajó con el estudio que nos proporcionó la entidad financiadora (Sub-Prefectura de la Prov. Cercado). Que resulta ser un estudio con dos perforaciones, obteniéndose resistencias de 2,20 y 2,30 kg/cm<sup>2</sup> para profundidades mayores a los cuatro metros.

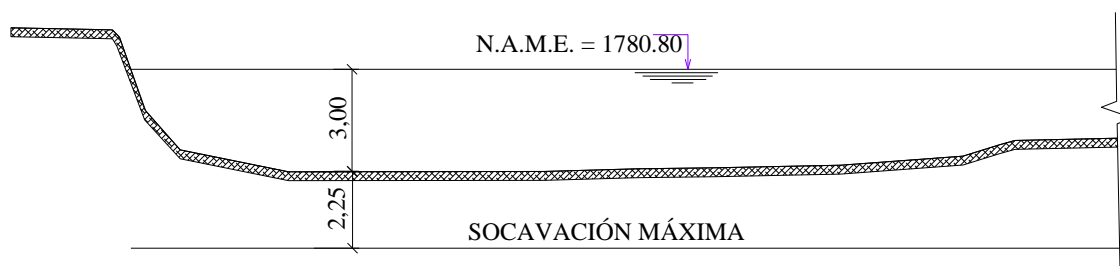
En el diseño se trabajó con una resistencia admisible de 2,25 kg/cm<sup>2</sup> (Anexo V).

### 3.3. Estudio Hidrológico e Hidráulico.

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

- Presenta un área igual a 53.07 km<sup>2</sup>.
- 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 2260 m.s.n.m. y desciende hasta los 1900 m.s.n.m. en donde se emplazará un puente, nace con una pendiente fuerte y se va atenuando hasta los 7 km para mantenerse más o menos constantes.
- Se determinó que el Río Mena tiene una sección con capacidad de llevar 250m<sup>3</sup>/seg. en una crecida para un periodo de retorno de 100 años.
- Para un caudal de 250 m<sup>3</sup>/seg. presenta un tirante máximo de 3,00 m.
- Presenta una socavación potencial de 2.25 m para Estribos.

Figura (3.3-1).- Sección transversal del Río:



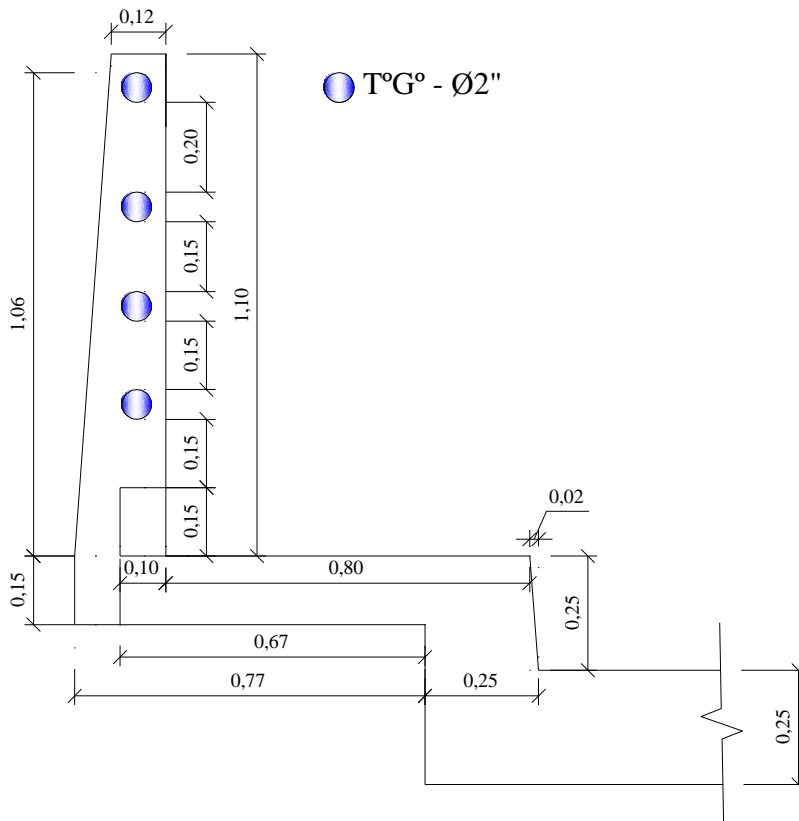
### 3.4. Diseño Estructural de la Superestructura.

#### 3.4.1. Diseño del Barandado.

Para el diseño geométrico del barandado se tomó referencia del barandado Tipo Peatonal, baranda construida con pasamanos de Tubo Galvanizado y postes de hormigón armado con una altura de 1,06m, según especificaciones de la norma AASHTO estandar.

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 - XI).

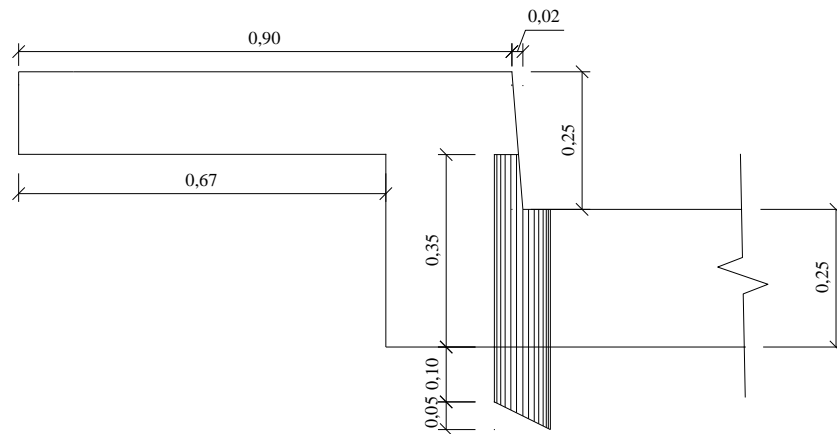
Figura (3.4.1-1).- Geometría del Barandado y Acera Peatonal:



### 3.4.2. Diseño de Vereda.

Las veredas 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, éstas están diseñadas para resistir la carga de una rueda del camión de diseño y además al choque vehicular de un vehículo liviano (Anexo VII - XI).

Figura (3.4.2-1).- Geometría del Barandado y Acera Peatonal:



### 3.4.3. Número y separación de vigas.

El número de vigas se determinó tomando en cuenta las recomendaciones dadas de acuerdo con la AASHTO Standar, con la cual se determinó un número de vigas igual a 4. Y una separación entre vigas calculada a través del uso de la fracción de carga, resultando una separación de 2.00 m. entre vigas quedando un volado de 0,90 m en ambos extremos (Anexo VII - XI).

### 3.4.4. Diseño de Losa de Hormigón Armado.

La losa del puente se diseñó con un espesor de 0.25 m, dimensión que cubre todas las exigencias de norma, además abarca una calzada de dos vías de tráfico de un ancho total y mínimo de 7,3 m con una longitud total de 45 m.

Encima de esta losa se dispuso una capa de rodadura de hormigón de 5 cm de espesor que forma un desnivel con la vereda de 0.25 m (Anexo VII - XI)

### 3.4.5. Diseño de Vigas de Hormigón Preesforzado con Armaduras Postesas.

Las vigas de Hormigón Preesforzado tienen una longitud de 45 m y una sección I tipo AASHTO con una altura de 2,00 metros tomando como referencia la sección tipo VI.

Están diseñadas con un pretensado total, en combinación de armaduras de refuerzo para solicitaciones de corte, no presenta esfuerzos de tracción.

La fuerza de pretensado teórica total es igual a 707990 kg. (Anexo VII - XI).

Figura (3.4.5-1).- Geometría de la Viga Preesforzada en centro luz:

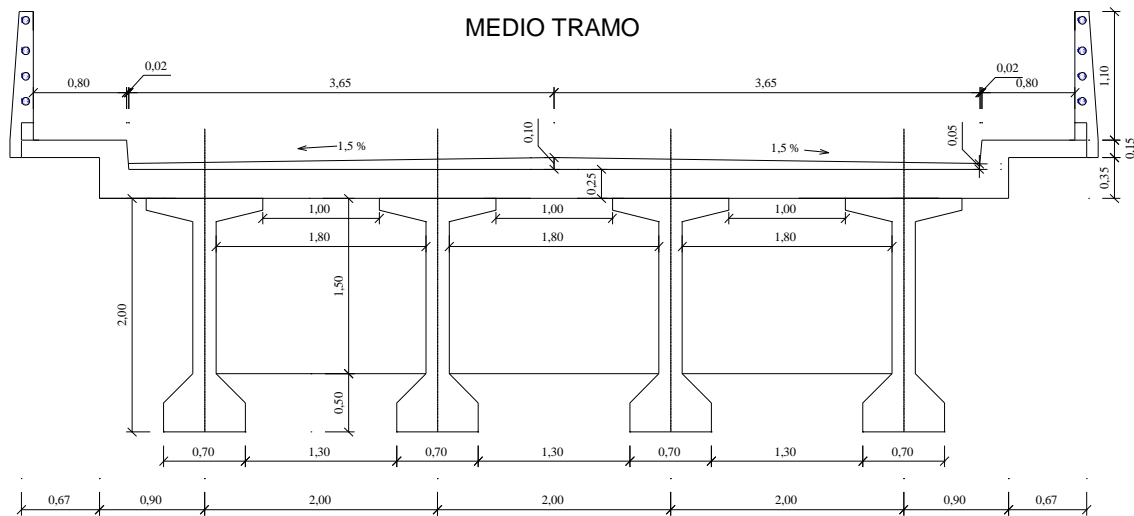
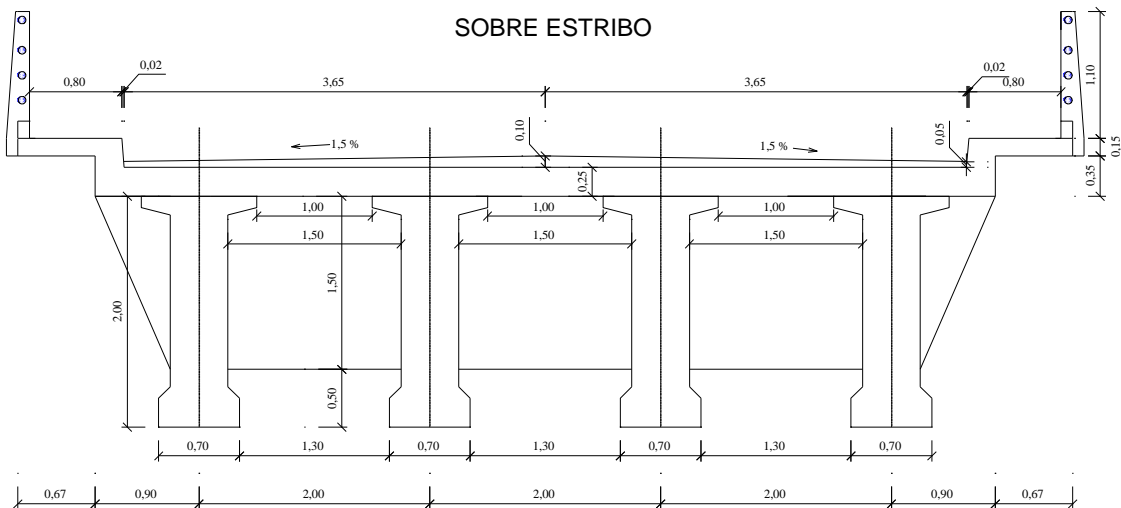


Figura (3.4.5-2).- Geometría de la Viga Preesforzada en apoyos:



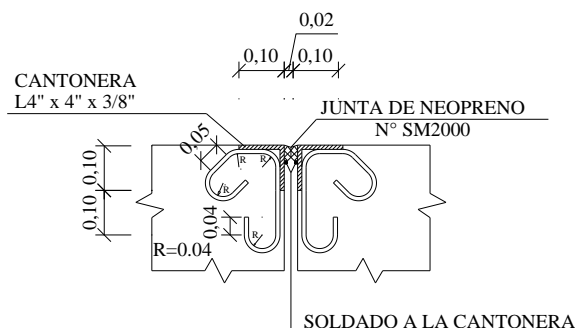
### 3.4.6. Diseño de Diafragmas de Hormigón Armado.

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 7,5m, con una altura de 1,50 m y un ancho es 0,20 m (Anexo VII - XI).

### 3.4.7. Juntas de Dilatación.

Para las juntas de dilatación, con en el objeto de proteger los bordes 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 2 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 XI).

Figura (3.4.7-1).- Detalle de la Junta de Dilatación:



## 3.5. Diseño de la Infraestructura:

### 3.5.1. Diseño Apoyos de Neopreno.

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

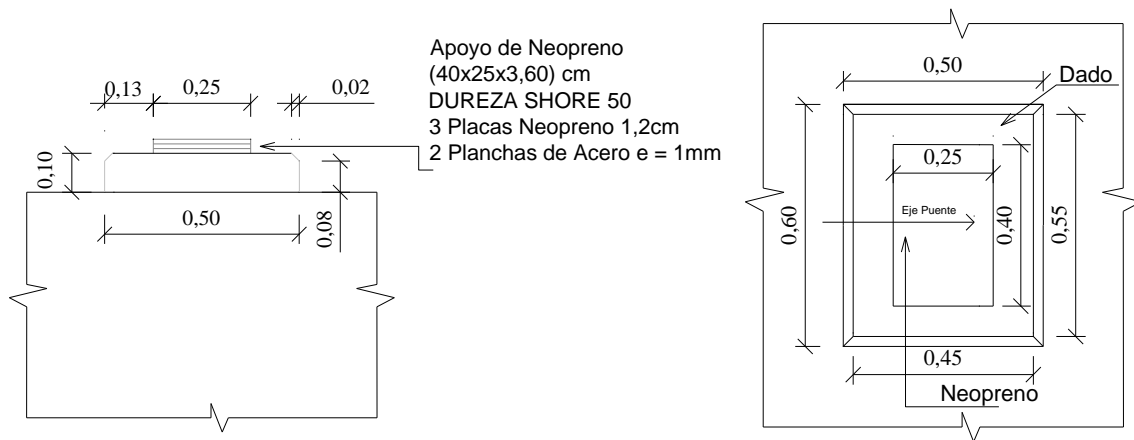
Los apoyos determinados son de dimensiones de 0.25x0.40x0.036 m (Anexo VII – XI)

### 3.5.2. Diseño de dados.

El diseño de dados o pedestales fueron tratados como piezas macizas solicitadas a cargas concentradas, para este diseño se tomó referencia del libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya.

Los dados tienen un área de apoyo de  $0.50 \times 0.60 \text{m}$  con una altura sobresaliente de  $0.10 \text{m}$ .  
(Anexo VII – XI)

Figura (3.5.2-1).- Detalle del Neopreno y Dado de apoyo:



### 3.5.3. Diseño de Estribos.

De la variedad de tipos de estribos aquí se empleó el estribo con contrafuertes ya que es más conveniente para las dimensiones exigidas por la estructura.

Los estribos tienen una altura total de  $11.50 \text{m}$ , diseñados con fundaciones flexibles.  
(Anexo VIII – XI)

Figura (3.5.3-1).- Elevación del Estribo Tipo:

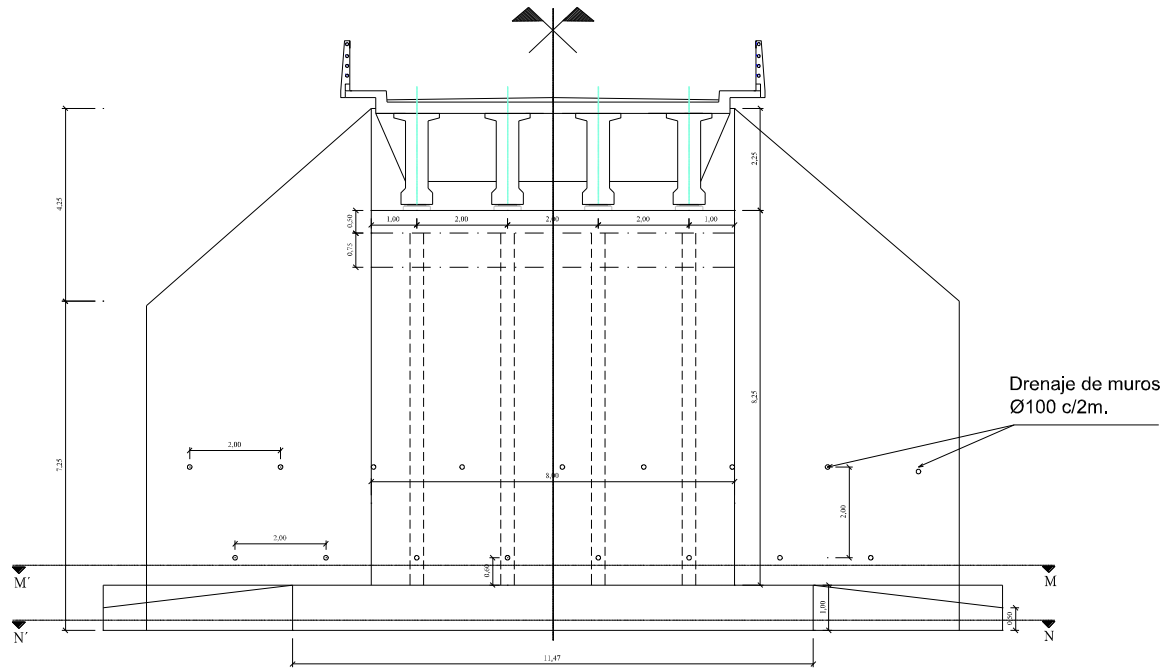
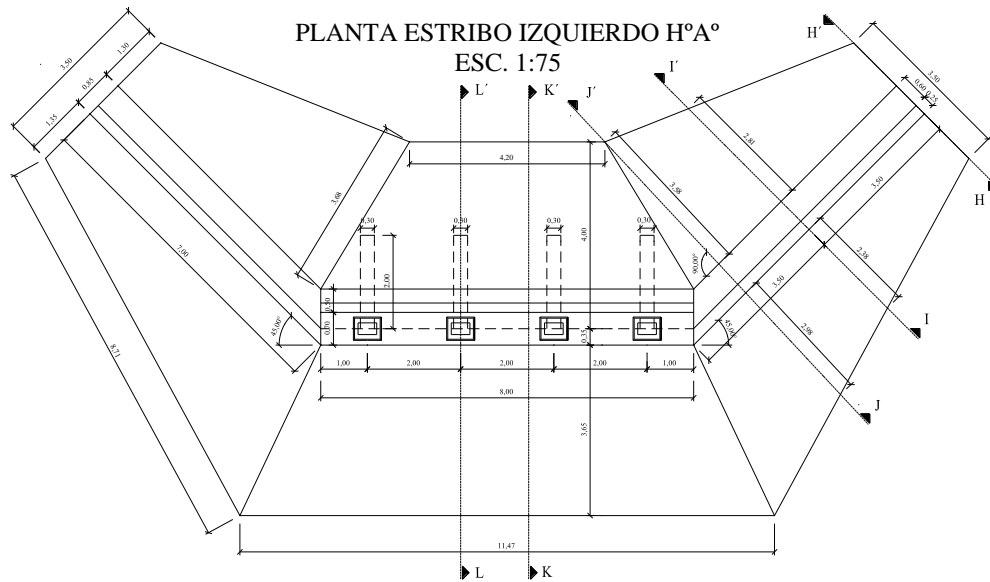


Figura (3.5.3-2).- Vista en Planta del Estribo Tipo:



### 3.6. Precios Unitarios.

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, en los cuales se consideraron en el formato 2011 del Documento Base de Contratación: (Anexo IX)

**1. Materiales.**

**2. Mano de obra.**

**Cargas sociales**, 55% al 71.18% 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 con cargas sociales e IVA.

**4. Gastos Generales y Administrativos**, 10% de 1+2+3.

**5. Utilidad**, 10% de 1+2+3+4.

**6. Impuestos IT**, 3.09% de 1+2+3+4+5.

**7. Total Precio Unitario**, la suma de 1+2+3+4+5+6.

### 3.7. Presupuesto.

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

**Bs. 4,119,770.59**

Esta cantidad se distribuirá en los siguientes módulos:

00. Trabajos preliminares.....	Bs. 1,251.93
01. Infraestructura.....	Bs. 2,521,776.98
02. Superestructura.....	Bs. 1,346,296.25
04. Defensivos y trabajos finales.....	Bs. 250,297.59

### **3.8. Cronograma.**

Se desarrolló una programación mediante el método del diagrama de Gantt, Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de:

(Anexo IX)

<b>265 días calendario</b>
----------------------------

### **3.9. 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 las estructurales (Anexo X)

### **3.10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **3.10.1. Conclusiones:**

- Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, geotécnico, hidrológico e hidráulico, etc.) y realizando una selección de alternativas, (técnicas y económicas) es posible determinar que un puente de Hormigón Pretensado con  $L = 45m$  es la estructura adecuada, segura y factible para el lugar de emplazamiento.
- Para conectar la carretera con el puente es necesario realizar los accesos para llegar hasta la elevación del mismo, debido que la cota rasante del puente se encuentra muy por encima de la cota rasante de la carretera.
- En cuanto a la socavación, se ha determinado que es muy significativa, por lo tanto se debe ir por el lado de la seguridad y evitar que una pila vaya al centro del cauce optando por la construcción de un puente de un solo vano.
- El estudio de suelos que nos facilitó la Sub-Prefectura es del año 1996, por lo tanto no es un dato seguro y confiable para fundar el puente.
- 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 muchas cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables tales cargas como las de sismo, cargas de viento, y otras cargas que no corresponden aplicarlas al diseño de esta estructura.
- En el presente proyecto, se decidió la construcción del barandado peatonal especificado por la norma AASHTO LRFD 2004, debido a que el puente está muy próximo a un pueblo donde existe la posibilidad de que por él circulen peatones; además de ser un lugar turístico en los meses de Diciembre, Enero y Febrero.
- La norma AASHTO LRFD recomienda para el diseño de vereda, que se realice con un desnivel de 20cm como máximo con referencia a la calzada, en éste proyecto se optó por tomar un desnivel de 25cm pensado en que después de algún tiempo el espacio de 5cm será cubierto por la capa de rodadura.

- Para poder conseguir una estabilidad más segura en el diseño de estribos, no se consideraron las cargas hidrostáticas del lado del lecho del río, ni tampoco las cargas de viento ya que estas cualesquiera sea su magnitud son fuerzas estabilizantes.

### **3.10.2. Recomendaciones:**

- Una primera y muy importante recomendación es que para que el puente se construya es necesario realizar el estudio de suelos con perforaciones, debido a que las características litológicas del suelo han variado desde 1996 hasta la fecha; es por este motivo que la fundación planteada no es confiable.
- Tomando en cuenta que la norma AASHTO LRFD 2004 tiene origen norteamericano algunas de sus exigencias y recomendaciones no se acomodan muy bien en nuestro medio; es por esta razón que algunas veces en ciertos detalles se ve la necesidad de tomar en cuenta otros criterios.
- Muchos proyectos de puentes sobre ríos que se realizaron, no toman mucha importancia al estudio hidrológico e hidráulico, es recomendable por seguridad realizar un estudio detallado de éste, para evitar riesgos de colapso de la estructura.
- Es recomendable que se diseñen apoyos de neopreno compuestos ya que estos apoyos no son del todo fijos ni del todo móviles, y esto hace que funcionen como fijos con relación a las deformaciones horizontales y como móviles con respecto a las deformaciones restantes a que está sometida la estructura.
- Es recomendable diseñar defensivos con gaviones, ya que generan menor impacto ambiental y mayor seguridad a la estructura.