

# **CAPITULO 1.- ANTECEDENTES**

## **1.1 INTRODUCCIÓN**

El presente estudio contiene las memorias de cálculo Hidrológico – Hidráulico y Estructural del Puente vehicular sobre el río Oyacachi.

Para la realización de este proyecto se solicitó mediante oficio S/N del Ing. Fernando Romo, Decano del Colegio de Ciencias e Ingeniería de la Universidad San Francisco de Quito, del 30 de septiembre de 2005 dirigido al Coordinador de estudios del Ministerio de Obras Públicas, los datos preliminares del mencionado proyecto.

La información proporcionada por el MOP incluye la topografía auxiliar y el estudio de suelos; y fue entregada mediante oficio No. 0392-DPV del 13 de Octubre de 2005. En el Anexo 5 se adjuntan la totalidad de los documentos recibidos por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, así como los oficios en referencia.

## **1.2 UBICACIÓN**

El Puente sobre el río Oyacachi está ubicado en la vía Baeza – El Chaco, Provincia de Napo, entre las abscisas 22+973 y 23+033, según se detalla en el levantamiento topográfico e implantación del puente (Anexo 5 – planos 1 y 2).

## **1.3 ALCANCE Y OBJETIVOS**

El alcance de éste proyecto comprenderá los estudios Hidrológico-Hidráulico y Estructural, especificaciones y detalle del proceso constructivo del

puede sobre el río Oyacachi, mediante los cuales se obtendrá el diseño que permita la construcción del puente en referencia.

El objetivo será realizar el diseño del puente bajo los requerimientos físicos preliminares establecidos por el MOP, los cuales establecen un puente de 60 metros de longitud, para una vía de segundo orden. Las características geométricas se determinarán en el presente estudio de acuerdo a las normas de diseño aplicables.

El estudio Hidrológico - Hidráulico tiene como objetivo obtener los parámetros característicos de este estudio, que permitan el diseño del puente, las cotas correspondientes a caudales normales y de máxima creciente para un periodo de retorno de 50 años, así como el análisis de la socavación en el sitio de implantación del puente, la evaluación de la estabilidad de la estructura en su cimentación, y la posible necesidad de obras de protección.

La longitud del puente deberá ser ajustada o ratificada, luego de concluir los estudios hidrológico – hidráulico, y estructural. La evaluación que se realizará en los mismos permitirá definir la luz y condiciones de emplazamiento del puente.

## 1.4 ESTUDIOS PRELIMINARES

### 1.4.1 TOPOGRAFÍA

El departamento de Estudios Viales del Ministerio de Obras Públicas, para la realización del presente estudio, entregó la topografía (no digitalizada) del proyecto realizado por la consultora ASTEC en septiembre de 1995, el cual se encuentra en el Anexo 5 – plano 1.

El detalle incluye curvas de nivel cada metro, desde la abscisa 22+900, hasta la abscisa 23+200. El perfil natural está definido entre las cotas de terreno 1440 a 1470, dando un área de topografía auxiliar de 3,19Ha.

La topografía de la margen está señalada 100m aguas arriba y 100m aguas abajo respecto al eje del proyecto.

#### 1.4.2 GEOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL

La geotecnia del proyecto busca realizar una exploración de campo que permita establecer el nivel de cimentación. Adicionalmente, se requiere determinar la estratigrafía y espesores de capa, para poder definir las características físico – mecánicas y la capacidad de carga de los estratos.

El objetivo de éste estudio es poder evaluar la capacidad admisible del suelo para la estructura que va a implantarse, analizar la magnitud de los asentamientos que se producirán en la estructura, y considerar los parámetros geotécnicos para realizar un adecuado diseño de la cimentación del proyecto.

De la información proporcionada por el Ministerio de Obras Públicas, de acuerdo al reporte de la consultora ASTEC, se obtiene la siguiente información de geología regional correspondiente a las unidades identificadas en el valle aluvial del río Quijos:

- Unidades geomorfológicas:
  - Conos de deyección y abanicos aluviales.
  - Depósitos ondulados de coluviones.
  - Terrazas aluviales sobre un basamento semi-metamórfico de filitas, esquistos verdosos y flujos volcánicos.

- Unidades geológicas:
  - Depósitos recientes constituidos por cenizas volcánicas, siendo estos materiales limo arcillosos, con una humedad que varía su estado de mediano a alto.
  - Depósitos aluviales en los cauces y terrazas de los drenajes, con una presencia marcada de bloques, cantos, arena y limo arenosos.
  - Depósitos coluviales, constituidos principalmente por flujos que forman conos de deyección y flujos de barro y lodos.
  - Flujos volcánicos del cuaternario, predominando las andesitas basálticas.
  - Formación Margajitas del Cretáceo – Terciario. Filitas y brechas de color gris, de esquistos verdosos, y rocas que conforman el basamento del área del proyecto.
  - Formación Napo – Hollín, del Cretáceo. Areniscas de color blanquecino, lutitas y calizas.

Los datos locales, resultado de la investigación de campo, determinaron las siguientes características:

- La investigación geofísica en el área del proyecto estableció la presencia de suelo vegetal, coluvio fino, aluvio de terraza, basamento volcánico, y material de relleno en la margen izquierda.
- La ubicación determinada para el emplazamiento del puente, está dentro de una abertura erosionada en el basamento volcánico, que sirve como lecho del río.

- En el lugar donde estará localizado el puente existen laderas abruptas, con un cauce encajonado, presentándose grandes bloques en el cauce activo.
- Las unidades geológicas identificadas son las siguientes:
  - Material de relleno: Arena gravosa con limo y cantos.
  - Depósito coluvial: Limo con bloques y cantos.
  - Aluvio del canal: Bloques y cantos con grava.
  - Aluvio de crecida: Cantos y bloques con arena gravosa.
  - Aluvio de terraza: Limo gravoso con bloques y gravas con cantos y limo.
  - Flujo volcánico: Andesita basáltica en lava y aglomerados.

### 1.4.3. CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA Y ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

El consultor realizó el cálculo de la capacidad admisible de carga mediante la ecuación de Terzaghi:

$$qa = \frac{1}{Fs} (c * Nc + g * Df * Nq + 0,5 * g * B * Ng)$$

Para el caso del cálculo de los asentamientos máximos inmediatos esperados, se utilizó la siguiente ecuación:

$$Ds = qa * B * (1 - n^2) * \frac{a}{Es}$$

Los parámetros considerados para el diseño del puente son los siguientes:

- El puente está cimentado sobre dos estribos cerrados, cuya carga máxima por estribo es de 1.010 T, y el ancho de zapata del estribo B=5,00m.

- La evaluación de las características geológicas y de los datos geofísicos obtenidos, recomienda que el material granular localizado a 3,5m de profundidad sirva como apoyo de la cimentación de los estribos cerrados. Adicionalmente se consideran y asumen como parámetros geotécnicos: un peso específico húmedo de  $2,0 \text{ T/m}^3$ ; el ángulo de fricción de  $25^\circ$ ; el coeficiente de Poisson asumido  $n=0,25$ ; el módulo de elasticidad asumido ( $E_s$ ) de  $4.500 \text{ T/m}^2$ ; y el coeficiente de forma  $a=0,30$ .
- Se utilizará un factor de seguridad  $F_s = 3$ .
- Los resultados obtenidos para la capacidad admisible de carga ( $q_a$ ) es de  $19,10 \text{ T/m}^2$  para cada estribo cerrado, y los asentamientos máximos esperados serán aproximadamente de  $3,0\text{cm}$ ; el detalle se muestra en los cuadros a continuación:

PROFUNDIDAD DE DESPLAZAMIENTO	DIMENSIÓN DE LA ZAPATA	PESO ESPECÍFICO	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA
Df (m)	ANCHO B (m)	$\gamma$	$\phi$
ESTRIBO CERRADO		( $\text{T/m}^3$ )	( $^\circ$ )
3,50	5,00	2.000,00	25,00

VALORES DE LOS COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA			COHESIÓN
Nc	Nq	Ng	C ( $\text{T/m}^2$ )
15,00	5,90	3,20	0,00

CAPACIDAD DE CARGA CALCULADA	CARGA AXIAL CALCULADA	PRESIÓN DE CONTACTO	ESTATUS
$q_a$ ( $\text{T/m}^2$ )	q (T)	q ( $\text{T/m}^2$ )	
19,10	1.010,00	18,04	$q_a > q$

COTA DE CIMENTACIÓN (msnm)	Margen izquierda	1.446,45
	Margen derecha	1.145,95

## **CAPÍTULO 2.- FUNDAMENTO TEÓRICO EN EL DISEÑO DE PUENTES**

### **2.1 INTRODUCCIÓN**

La teoría de puentes es, en principio, una particularidad de teoría de estructuras. Adicionalmente, tiene especificaciones y características, que deben ser tomadas en cuenta para el diseño de cada uno de sus miembros estructurales.

Por la amplitud del tema, en éste capítulo, se tratará de limitar la base teórica. Para ello no sólo se dará énfasis al aspecto estructural, sino que también se intentará ampliar la base conceptual del puente que a continuación se va a diseñar, es decir, un puente isostático de composición mixta (hormigón – acero).

### **2.2. CLASIFICACIÓN**

Los puentes varían su clasificación en función de diversos aspectos; ya sea por su geometría básica, por el material de construcción, por su sistema estructural, o por el servicio que éstos ofrecen. Según su función estructural se clasifican en:

- Simplemente apoyados.- Losa (Maciza, alivianada o nervada); Viga.
- Continuos (contienen por lo menos un apoyo interior).- Viga continua; Pórticos.
- Arcos
- Colgantes
- Atirantados

## 2.3 PARTES CONSTITUTIVAS

### 2.3.1 SUPERESTRUCTURA

Comprende los miembros estructurales que resisten directamente las cargas debidas al uso del puente.

- Elementos principales:
  - Celosía
  - Losa
  - Arcos
  - Vigas, etc.
- Elementos secundarios:
  - Diafragma
  - Arriostramientos
  - Parapetos
  - Aceras
  - Capa de rodadura, etc.

### 2.3.2 INFRAESTRUCTURA

Está constituida por la parte del puente que sirve para transmitir la carga desde la superestructura hacia el suelo, y está comprendida por:

- Apoyos
- Estribos
- Pilas
- Cimentaciones



## 2.4 CRITERIOS DE DISEÑO

### 2.4.1 ANCHO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La geometría del puente debe estar enmarcada dentro de los parámetros de seguridad vehicular y peatonal.

El ancho de calzada se define según el estudio de tráfico; este ancho no puede ser menor de 3 metros, y se deben considerar aceras de por lo menos 65 centímetros a cada lado de la vía. La norma aplicable determina el tipo de vía, y el ancho a utilizarse para el pavimento, espaldones y veredas.

### 2.4.2 LONGITUD DEL PUENTE

Depende de la topografía del sitio de cruce. Adicionalmente al vano libre a vencer, se debe tomar en cuenta las recomendaciones del estudio hidrológico – hidráulico y de la geotecnia. En el caso del puente sobre un río, se debe considerar la posibilidad de desviación del cauce, los efectos de la erosión y socavación.

### 2.4.3. TIPO DE ESTRUCTURA

Se define según varios aspectos, principalmente, las facilidades o limitantes que se presenten en el proceso constructivo. La topografía determinará las distintas alternativas que se pueden utilizar en el diseño de la estructura y, dentro de éstas, se debe encontrar el material, dimensiones y sistema estructural que sea más óptimo para la construcción del puente, que garantice su durabilidad dentro del tiempo de vida útil requerido, que permita una adecuada operación y su respectivo mantenimiento.

#### 2.4.4. SISTEMAS DE DRENAJE

Se deben diseñar para evitar la acumulación de agua sobre el tablero del puente, evacuándola con la mayor rapidez y en el menor recorrido posible. Para ello es necesario proporcionar a la calzada el bombeo lateral requerido; en el caso de que el tráfico tenga dos sentidos se tiene que considerar la doble pendiente transversal y cuando es unidireccional se incluye una sola pendiente. Se establece un bombeo mínimo de 1% y, se debe dar pendiente a las cunetas para que descarguen en los sumideros. El drenaje es determinante en la durabilidad del puente.

#### 2.5 SOLICITACIONES DE DISEÑO

Los puentes deben soportar determinadas cargas, sin que éstas excedan los esfuerzos y deflexiones permitidos. A continuación se detalla la nomenclatura de las cargas:

D	=	Carga muerta
L	=	Carga viva
I	=	Carga de impacto o efecto dinámico de la carga viva
LF	=	Fuerzas longitudinales debidas a la aceleración o frenado de los vehículos
CF	=	Fuerzas centrífugas
W	=	Presión del viento que actúa sobre la estructura
WL	=	Presión del viento que actúa sobre la carga móvil
EQ	=	Fuerzas sísmicas
E	=	Presión del terreno sobre la subestructura
ICE	=	Presión de nieve que actúa sobre la subestructura
SF	=	Presión de la corriente de agua sobre la subestructura
B	=	Flotación
R	=	Acortamiento
T	=	Temperatura
S	=	Esfuerzos de contracción

## 2.5.1 MODELOS DE CARGAS PARA PUENTES

### 2.5.1.1 CAMIÓN ESTÁNDAR (H - HS)

La carga viva vehicular de puentes, se muestra en términos de carriles de diseño y de carga, el primer caso dependerá del ancho de la vía.

En el caso de los carriles de carga, la AASHTO especifica las sobrecargas como camiones normalizados o sobrecargas equivalentes; éstos se representan por un camión estándar como remolque o se lo puede reproducir como una carga uniforme en combinación con una carga puntual.

La clasificación de las cargas del camión estándar está compuesta por cargas tipo H que corresponden a camiones de dos ejes, y las HS que indican dos ejes tractores con semiremolque de un solo eje, y tienen la siguiente denominación:

- Camión estándar de 2 ejes
  - H20-44: Peso total = 40.000 lb = 20 Short Ton. *(1)*
  - H15-44: Peso total = 30.000 lb = 15 Short Ton.
- Camión estándar de 3 ejes
  - HS20-44: Peso total = 72.000 lb = 36 Short Ton.
  - HS15-44: Peso total = 54.000 lb = 27 Short Ton.

Seguidamente se muestran las figuras de los camiones normalizados por la AASHTO.

*(1) La designación 44 indica que se adoptó esta denominación en el año 1944.*

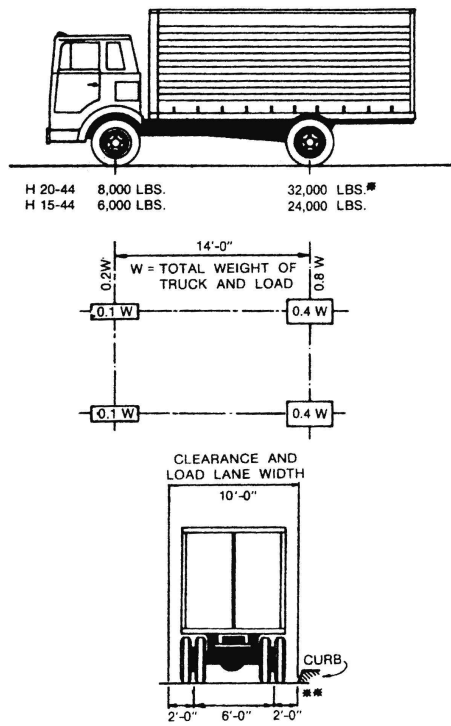


FIGURE 3.7.6A Standard H Trucks

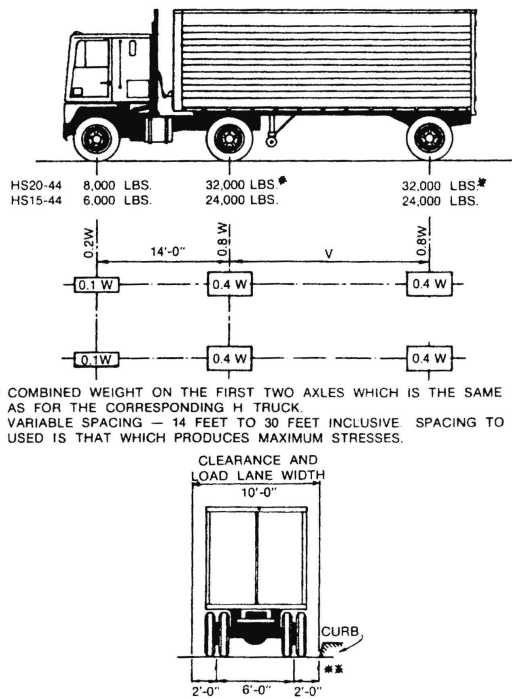


FIGURE 3.7.7A. Standard HS Trucks

Carga total del camión (Sin remolque) : W

Camiones H15 y HS15 W = 13.640,00 Kg

Camiones H20 y HS20 W = 18.180,00 Kg

0,20 W : Carga total del eje delantero

0,80 W : Carga total del segundo (y tercer eje)

0,10 W : Carga de cada llanta del eje delantero

0,40 W : Carga de cada llanta del segundo eje (y tercer eje)

Ancho del carril de tráfico	:	3,60 m
Ancho de la carga por carril	:	3,00 m
Distancia entre centros de las hileras de llantas	:	1,80 m
Distancia entre centro de las llantas y bordes de la carga	:	0,60 m
Distancia entre primer eje y segundo eje	:	4,27 m

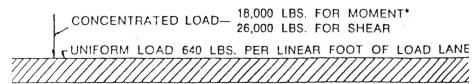
La separación entre el segundo y el tercer eje del camión estándar semiremolque (HS) es variable entre 4,27m y 9,14m; y se utiliza el que produzca los mayores esfuerzos.

### 2.5.1.2 CARGA EQUIVALENTE

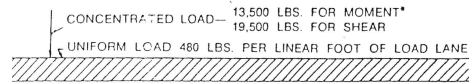
La carga de línea que es equivalente a un tren de carga, se usa cuando se producen tensiones mayores que los ejes de carga correspondientes, es decir cuando el puente está solicitado por varios camiones.

Cada carga de línea debe consistir en una carga uniforme por unidad de longitud de carril de tráfico combinada con una sola carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de luces continuas) colocadas de tal manera que produzcan los máximos esfuerzos. La carga concentrada y la carga uniforme deben considerarse como uniformemente distribuidas sobre el ancho de 3,00 m. para el carril de tráfico, de manera simétrica sobre su eje central.

Para el cálculo de momentos y cortantes se deben utilizar diferentes cargas concentradas como se indica en la figura **AASHTO 3.7.6B**:



H20-44 LOADING  
HS20-44 LOADING

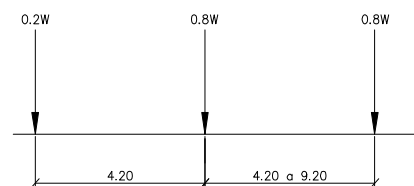


H15-44 LOADING  
HS15-44 LOADING

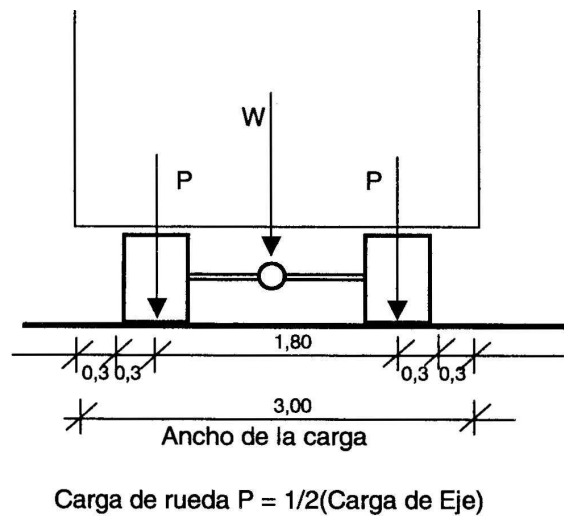
La carga equivalente o franja de carga se utiliza para simular vehículos múltiples. Este tipo de carga produce mayores momentos de diseño que los debidos al camión estándar en puentes isostáticos de luces mayores a 44m, y mayores reacciones y cortantes en los extremos en puentes isostáticos de luces mayores a 39m.

### 2.5.1.3 CARGA HS – MOP

Esta carga es la correspondiente a la HS20-44 con un incremento de 25% en la magnitud de las cargas de los dos modelos, camión estándar y carga de línea.



	<b>HS MOP</b>	<b>= 1,25 HS 20-44</b>
Carga de denominación	W	= 22.730 Kg
Carga total del camión		= 40.910 Kg
Carga eje delantero		= 4.550 Kg
Carga 2do y 3er eje		= 18.180 Kg
Carga equivalente	P	= 1.190 Kg/m/carril
Carga concentrada móvil para momento	Pm	= 10.210 Kg/carril
Carga concentrada móvil para cortante	Pv	= 14.760 Kg/carril



Las líneas de carga de 3m deben ubicarse dentro de los anchos de vía (3,60 m) para producir los máximos efectos. Los centros de rueda se deben colocar transversalmente de tal manera que no estén en condiciones límite: para el diseño del tablero, el centro de rueda a 30 cm de la acera; para el diseño de otros componentes el extremo de la línea de carga a 60 cm; en caso de que las aceras no estén protegidas convenientemente, se debe evaluar los efectos cuando el vehículo se suba sobre la acera, en este caso se la coloca a 30 cm de la protección.

#### 2.5.1.4 CARGA MILITAR (AASHTO 3.7.4)

Se propone como carga mínima de tráfico una alternativa de carga puntual para ser usada como una carga inusual. Esta carga consiste en dos ejes de 10.900 kg separados 1,22m uno de otro, y debe ser utilizada para la comprobación de la resistencia de la estructura diseñada con las cargas H, HS ó carga equivalente. Se utiliza en el diseño la que produzca los máximos esfuerzos.

### 2.5.2 CARGA MUERTA

Es la mayor carga que soporta la estructura, exceptuando el caso de los puentes de madera; y aumenta según la luz del puente. Está conformada por el peso propio, incluyendo capa de rodadura, postes, aceras y otros pesos que debe resistir la estructura. Los pesos específicos a utilizarse están detallados en el artículo AASHTO 3.3.6.

### 2.5.3 CARGA VIVA

Es el peso de las cargas móviles aplicadas, debidas a vehículos y peatones. Para analizar las cargas debidas al tráfico vehicular se utilizan los modelos de cargas normalizados.

El artículo 3.6 de la AASHTO se especifica lo pertinente a carriles de tráfico citando lo siguiente:

Se debe considerar que la carga de línea o el camión estándar ocupan un ancho de 3,00m.

Las cargas se deben colocar sobre carriles de tráfico de 3,60m separadas por los bordillos.

No se debe usar partes fraccionarias de los carriles, pero para anchos de calzada de entre 6 a 7m se deben considerar dos líneas de diseño en un ancho igual a su mitad.

Los carriles se deben colocar en esos números y posiciones sobre la calzada y las cargas se deben colocar dentro de sus líneas de tráfico individuales de tal manera que se produzcan los máximos esfuerzos en el miembro estructural.



#### 2.5.4 FACTOR DE IMPACTO (AASHTO 3.8)

Se deben incrementar las cargas vivas de tráfico para considerar los efectos de impacto, sismo y dinámico sobre los elementos estructurales del Grupo A. No se debe aplicar este incremento a los elementos estructurales del Grupo B. Se entiende que el impacto se incluye como parte de las cargas transferidas desde la superestructura hacia la subestructura, pero no se debe incluir en las cargas transferidas a la cimentación ni a aquellas partes de las pilas o columnas que se encuentran bajo el nivel del terreno.

##### **Grupo A**

- (1) Superestructura.
- (2) Pilas (con o sin placa de contacto, excluyendo las zapatas y las partes bajo el nivel del terreno).
- (3) Partes encima del nivel del terreno pilotes de hormigón o acero que soportan a la superestructura.

##### **Grupo B**

- (1) Estribos, muros de contención, pilotes excepto lo indicado en (3) del Grupo A.
- (2) Cimentaciones y zapatas.
- (3) Estructuras de madera.
- (4) Cargas de acera.
- (5) Alcantarillas y estructuras de más de 90cm de profundidad.

El incremento debido al impacto se expresa como una fracción de los esfuerzos debidos a la carga viva, y se deben determinar mediante la fórmula:

$$I = \frac{15,24}{L + 38,10} \quad [3 - 1]$$

Donde:  $I$  = Fracción de impacto (máximo 30 por ciento);

$L$  = Distancia en metros de la parte de la luz que es cargada para producir los esfuerzos en el miembro estructural.

Para uniformidad en la aplicación de la fórmula, la longitud  $L$  se debe considerar de la siguiente manera:

- (a) Para pisos de puentes  $L$  = Luz de diseño.
- (b) Para miembros transversales, como vigas de piso;  $L$  = Luz del miembro transversal medida centro a centro de los apoyos.
- (c) Para cálculo del momento debido a la carga de camión  $L$  = Luz de diseño, o para los voladizos,  $L$  = Longitud desde el centro del momento hasta el eje más alejado.
- (d) Para cálculo del cortante debido a la carga del camión  $L$  = Longitud de la parte cargada del camión desde el punto considerado hasta la reacción más alejada, excepto que para los voladizos se debe utilizar un factor de impacto del 30 por ciento.
- (e) Para luces continuas en el cálculo del momento positivo  $L$  = Luz del tramo considerado, y para el cálculo del momento negativo  $L$  = Promedio de las dos luces adyacentes.

Para las alcantarillas con relleno:

$$0 \leq R \leq 30 \text{ [ cm ]}; I = 30\%$$

$$30 < R \leq 60 \text{ [ cm ]}; I = 20\%$$

$$60 < R \leq 90 \text{ [ cm ]}; I = 10\%$$

### 2.5.5 APLICACIÓN DE CARGA VIVA (AASHTO 3.11)

En el cálculo de los esfuerzos cada carga de línea o camión estándar individual se debe considerar como una unidad y no utilizar fracciones de los anchos de la carga de línea o de camión.

El número y posición de las cargas de línea o cargas de camión debe ser como se especifica en el artículo 3.7 y, la carga de línea o de camión, deben ser tales que se produzcan los esfuerzos máximos, sujetos a la reducción especificada en el artículo 3.12.

Para la determinación del momento máximo negativo en el diseño de luces continuas, la carga de línea mostrada en la figura 3.7.6B debe ser modificada mediante la adición de otra carga concentrada igual localizada en otro tramo de tal manera que produzca el efecto máximo. Para momento máximo positivo, debe usarse sólo una carga concentrada por carril, combinada con tantas luces cargadas uniformemente como se requiera para producir el momento máximo.

Tanto para las luces simples o continuas, cualquiera de los dos tipos de carga que se debe utilizar, carga de línea o carga de camión, será la que produzca los máximos esfuerzos. Las tablas de momentos y cortantes dadas en el apéndice A (2), muestran que tipo de carga controla el diseño para tramos simples.

Para las luces continuas, la carga de línea debe ser continua o discontinua; se debe considerar sólo un camión estándar H o HS por carril en la estructura.

*(2) En el anexo 3 – Tabla 1 se muestra el cuadro del apéndice A que contiene los momentos máximos, cortantes y reacciones para un carril cargado.*

## 2.5.6 REDUCCIÓN DE LA INTENSIDAD DE LA CARGA DE TRÁFICO

La sollicitación de diseño considerada será la que produzca los esfuerzos máximos, tomando en cuenta las reducciones que describe la norma.

La **AASHTO 3.12.** especifica que cuando los esfuerzos máximos sobre cualquier miembro son producidos por la carga simultánea de varios carriles de tráfico se pueden utilizar los siguientes porcentajes de carga viva, en vista de la poca probabilidad de coincidencia de las cargas máximas.

	<b>PORCENTAJE</b>
Uno o dos carriles	100
Tres carriles	90
Cuatro carriles ó más	75

La reducción en la intensidad de las cargas sobre los miembros transversales, tales como vigas de piso, se debe determina como en el caso de las armaduras principales o vigas principales, usando el número de carriles de tráfico a través del ancho de vía que se debe cargar para producir los esfuerzos máximos en la viga de piso.

La reducción de la intensidad de la carga viva no se debe aplicar cuando se utilizan los factores de distribución de la tabla AASHTO 3.23.1 para determinar los momentos en las vigas longitudinales.

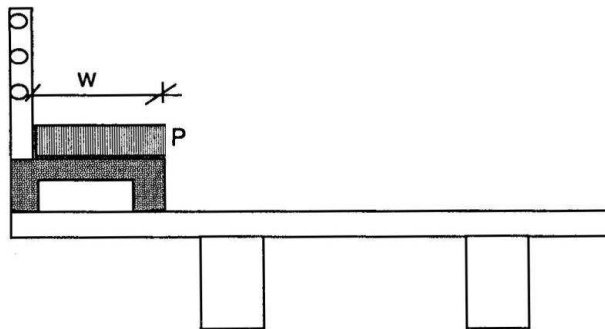
## 2.5.7 CARGAS SOBRE LAS ACERAS

Esta sollicitación de diseño representa las cargas de utilización de las aceras del puente y el peso propio de los elementos que la conforman.

La AASHTO en su numeral 2.2.5 indica que cuando no se utilizan aceras en las aproximaciones de la carretera al puente, la altura de la acera del puente, medida desde la capa de rodadura, no debe ser menor que 20 cm y preferiblemente no mayor de 25 cm.

**AASHTO, 3.14.1:** Los pisos de las aceras, las vigas longitudinales y su apoyos inmediatos se deben diseñar para una carga viva peatonal de  $415 \text{ kg/m}^2$  de área de acera. Las vigas, armaduras, arcos y otros miembros se deben diseñar para la siguiente carga viva peatonal:

- $0 \leq L \leq 7,60 \text{ [m]}; P = 415 \text{ kg/m}^2$
- $7,60 < L \leq 30,50 \text{ [m]}; P = 293 \text{ kg/m}^2$
- $L < 30,50 \text{ [m]}; P = \left(146,7 + \frac{4471}{L}\right) \left(\frac{16,8 - W}{15,2}\right) \leq 293 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad [3-3]$



En el cálculo de esfuerzos para aceras en voladizo, la acera debe ser cargada totalmente en un sólo lado de la estructura, si esta condición produce los máximos esfuerzos.

Los puentes de tráfico peatonal se deben diseñar para una carga viva  $P = 415 \text{ kg/m}^2$ .

Cuando se espera que se usen vehículos de mantenimiento se debe hacer las consideraciones especiales para estas cargas.

**AASHTO, 3.14.2:** Los bordillos se deben diseñar para resistir una fuerza lateral no menor que 745 kg/m de bordillo aplicada en el tope, ó si el bordillo tiene más de 25 cm de altura a una altura de 25 cm sobre la calzada.

Cuando la acera, el bordillo y el carril de tráfico forman un sistema integral, se debe aplicar la carga de la protección de tráfico y calcular consecuentemente los esfuerzos en los bordillos.

### 2.5.8 CARGAS SOBRE LAS PROTECCIONES (AASHTO 2.7.1)

Aunque el objetivo principal de las protecciones de vehículos o de tráfico es contener al vehículo promedio que utiliza la estructura se debe considerar también:

- (a) La seguridad de los ocupantes de un vehículo que choca contra la protección
- (b) La seguridad de otros vehículos cercanos a la colisión
- (c) La seguridad de los vehículos o peatones que se encuentran bajo la estructura
- (d) La estética y visibilidad de los vehículos que transitan sobre el puente.

Las protecciones de tráfico se pueden hacer de hormigón, metal, madera o una combinación de éstos. No se deben utilizar materiales metálicos que tienen menos del 10 por ciento de alargamiento.

Los pasamanos deben tener una cara sin aristas hacia el lado del tráfico y los postes deben estar ubicados hacia el lado de atrás de la superficie lateral de las barandas. Es esencial la continuidad estructural de los miembros de las protecciones de tráfico, incluyendo los anclajes en los extremos. El sistema de protección debe ser capaz de resistir las cargas aplicadas en todas las posiciones.

La altura de los pasamanos se debe medir con relación a la superficie de referencia que es la superficie de la calzada o la superficie de la acera, cuando el ancho de éstas es mayor de 23 cm medida desde el bordillo y la cara interior de los pasamanos.

Las protecciones de tráfico y la parte del tráfico de las protecciones combinadas deben tener una altura mínima de 70 cm desde la superficie de referencia.

El elemento más bajo de una protección de tráfico o protección combinada debe consistir en un parapeto de una altura mínima de 45 cm ó en un pasamanos cuyo eje se encuentre a una altura entre 38 cm a 50 cm.

Para las protecciones de tráfico, la separación entre el pasamanos inferior y la superficie de referencia no debe ser mayor que 43 cm y la separación entre los pasamanos restantes no debe ser mayor que 38cm.

Cuando la altura de la carga superior del pasamanos más alto es mayor que 84cm se debe incrementar la carga transversal total distribuida a los pasamanos y postes mediante el factor C. Sin embargo la carga máxima aplicada sobre cualquier elemento individual no necesita exceder el valor de la carga transversal de diseño P.

La carga transversal sobre los postes igual a P o CP se debe distribuir como se indica en la figura AASHTO 2.7.4B. Cuando la distancia entre el bordillo y la cara inferior del pasamano es mayor de 23 cm, se debe aplicar simultáneamente una carga en dirección longitudinal igual a la mitad de la carga transversal de un poste dividido en no más de cuatro postes en un tramo de protección.

En protecciones de tráfico o protecciones combinadas, cada poste de tráfico se debe diseñar para resistir una carga independientemente aplicada hacia el interior de una cuarta parte de la carga transversal aplicada hacia el exterior.

Se deben diseñar los pasamanos para un momento debido a cargas concentradas en el centro del panel y en la unión con los postes de  $\frac{P'L}{6}$  donde L es la separación entre postes y P' es igual a P, P/2 o P/3, modificadas con el factor C cuando sea requerido. Los pasamanos de las protecciones combinadas se deben diseñar para un momento en el centro del panel y en la unión de los postes de  $0,1wL^2$ .

**AASHTO 2.1.1:** La carga de diseño de las protecciones es  $P=4.550$  kg.

**AASHTO 2.7.2.2.3 y 2.7.3.2.2:** La carga de diseño de las protecciones de peatones o de bicicletas transversal y vertical, actuando simultáneamente en cada pasamano debe ser  $w \geq 75$  kg/m.

**AASHTO 2.7.1.3.1:** El factor de amplificación de la carga de diseño de las protecciones C es:  $C = 1 + \frac{h-84}{46} \geq 1$  (Figura 2.7.4B), donde h es la altura en cm de la cara superior del pasamanos más alto sobre la superficie de referencia.

**AASHTO 2.7.4.1:** Las protecciones se deben diseñar por el método elástico de esfuerzos admisibles para el material apropiado.

## 2.5.9 FUERZAS LONGITUDINALES

Las fuerzas longitudinales como sollicitación en el diseño de puentes carreteros es el resultado de las fuerzas de inercia de la masa de los vehículos



circulando sobre el puente para mantener la condición de movimiento o para llegar al reposo.

Se considera el efecto de una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva en todos los carriles de tráfico aplicada en la misma dirección. Todos los carriles se deben cargar considerando la probabilidad de que el tráfico tenga una sola dirección en el futuro.

La carga utilizada sin impacto debe ser la carga de línea (w) más la carga concentrada para momentos especificada en el artículo 3.7 con la reducción correspondiente a carriles cargados múltiples, indicado en el artículo 3.12.

Se debe suponer que el centro de gravedad de la fuerza longitudinal está localizado a 1,80m sobre la losa de piso y que debe ser transmitida a la subestructura a través de la superestructura.

$$LF = 0,05 (wL + P_m) N_v Fr$$

Donde: L = longitud de de la carga de línea

$P_m$  = carga concentrada debida a momento

$N_v$  = número de carriles o vías

Fr = Factor de reducción

## 2.5.10 FUERZAS CENTRIFUGAS

Los puentes curvos se deben diseñar para una fuerza radial horizontal igual al siguiente porcentaje de la carga viva sin impacto en todos los carriles de tráfico.

$$C = \frac{0,788S^2}{R} \% \quad [3-2]$$

Donde: S = velocidad de diseño de la carretera (km/h)

R = radio de la curva del puente (m)

## 2.5.11 CARGAS DE VIENTO (AASHTO 3.15)

### 2.5.11.1 CARGAS DE VIENTO PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SOBRE LA CARGA VIVA

El viento es una carga móvil, uniformemente distribuida, aplicada sobre la superficie expuesta de la estructura.

El área expuesta debe ser la suma de las áreas de todos los miembros incluyendo el sistema de piso y de protección, en una proyección a 90° del eje longitudinal de la estructura.

La AASHTO especifica una velocidad básica del viento de 160 km/h para el cálculo de cargas y fuerzas de viento.

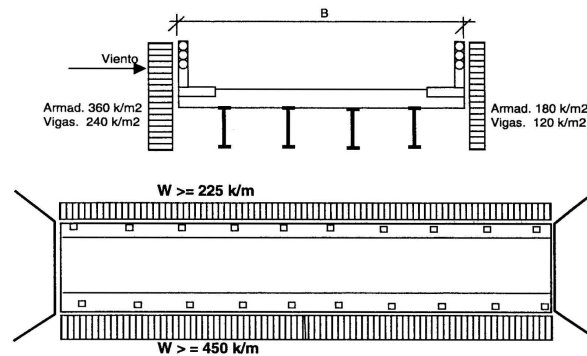
- **Grupos de carga II y V**

Para la utilización de las fuerzas y cargas de los grupos de cargas II y V, pero no para los grupos de cargas III y VI, éstas se pueden modificar en proporción al cuadrado de la velocidad del viento de diseño dividido para el cuadrado de la velocidad básica del viento; siempre que la velocidad máxima probable del viento se pueda determinar con razonable aproximación o siempre que existan condiciones permanentes del terreno que permitan que tales cambios sean seguros y previsibles. Si se hace un cambio en la velocidad del viento de diseño, su valor debe constar en los planos.

Reducción =  $(V_d/160)^2$ ; donde  $V_d$  = Velocidad de diseño del viento.

Para el diseño de la superestructura se debe aplicar una carga de viento en dirección horizontal en ángulo recto respecto al eje longitudinal de la estructura de 360 kg/m<sup>2</sup> para armaduras y arcos, y 240 kg/m<sup>2</sup> para las vigas y viguetas.

La fuerza total del viento para las armaduras no debe ser menor que 450 kg/m en el plano expuesto o de barlovento, y que 225 kg/m en el plano opuesto o de sotavento; y para las vigas y viguetas no debe ser menor que 450kg/m.

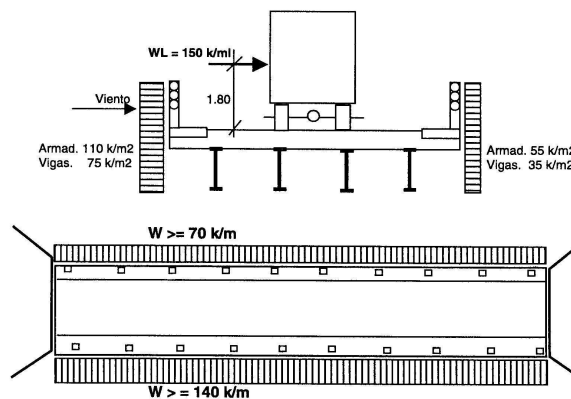


(3)

- **Grupos de carga III y VI**

Se deben aplicar las cargas prescritas para los grupos de carga II y V reducida hasta el 70% y una carga de 150 kg/m aplicada a 1,80m sobre el tablero en ángulo recto respecto al eje longitudinal de la estructura como una carga de viento que actúa sobre la carga viva móvil.

Cuando un piso constituido por losa de hormigón armado ó una placa de acero está fijo en sus miembros soportantes se puede asumir que el piso resiste en su plano el cortante resultante de la carga de viento actuando sobre la carga viva.



(3)

(3)Referencia 5

## 2.5.11.2 CARGAS DE VIENTO PARA EL DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Las fuerzas aplicadas directamente por el viento sobre la subestructura y las fuerzas transmitidas desde la superestructura a la subestructura se consideran de la siguiente manera:

- **Fuerzas transmitidas desde la superestructura hacia la subestructura.**
  - **Grupos de carga II y V**

Las fuerzas transversal y longitudinal transmitidas a la subestructura desde varios ángulos de la dirección del viento, deben ser las indicadas en el cuadro a continuación.

El ángulo medido con relación a la perpendicular al eje longitudinal y la dirección del viento asumida deben ser tales que produzcan los esfuerzos máximos en la subestructura. Se deben aplicar simultáneamente las fuerzas transversal y longitudinal a la altura del centro de gravedad del área expuesta a la superestructura.

ÁNGULO	ARMADURAS		VIGAS	
	CARGA LATERAL kg/m <sup>2</sup>	CARGA LONGITUDINAL kg/m <sup>2</sup>	CARGA LATERAL kg/m <sup>2</sup>	CARGA LONGITUDINAL kg/m <sup>2</sup>
0	365	0	245	0
15	340	60	215	30
30	295	135	200	60
45	230	200	160	80
60	115	245	85	95

- **Grupos de carga III y VI**

Se pueden reducir hasta el 70% de las cargas anteriores y se debe considerar adicionalmente una carga de viento aplicada sobre la carga viva móvil a 1,80m sobre el tablero con los siguientes valores:

ÁNGULO °	CARGA LATERAL kg/m <sup>2</sup>	CARGA LONGITUDINAL kg/m <sup>2</sup>
0	150	0
15	130	20
30	120	35
45	100	50
60	50	55

- **Carga alternativa**

Para el caso de los puentes con luces menores a 38m se pueden utilizar las siguientes cargas de viento aplicadas simultáneamente, en lugar de las anteriores.

- Carga de viento sobre la estructura (W)

Transversal: 250 kg/m<sup>2</sup>

Longitudinal: 60 kg/m<sup>2</sup>

- Carga de viento sobre la carga viva (WL)

Transversal: 150 kg/m<sup>2</sup>

Longitudinal: 60 kg/m<sup>2</sup>

- **Fuerzas aplicadas directamente sobre la subestructura (AASHTO 3.15.2.2)**

- **Grupos de carga II y V**

Las fuerzas transversal y longitudinal aplicadas directamente correspondientes a una velocidad básica del viento de 160km/h se deben calcular con una presión supuesta de 200 kg/m<sup>2</sup>.

Para las direcciones del viento que forman un ángulo con la subestructura se debe descomponer esta fuerza en sus componentes perpendiculares

correspondiente a la elevación en el extremo y a la elevación frontal de la subestructura.

La componente perpendicular a la elevación en el extremo debe actuar sobre el área expuesta de la subestructura y la componente perpendicular a la elevación frontal debe actuar sobre las áreas expuestas, y se deben aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

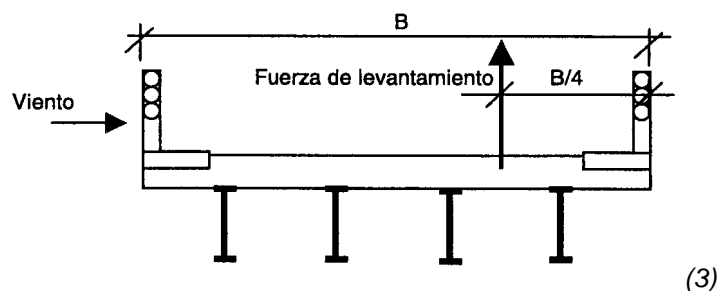
- **Grupos de carga III y VI**

Las cargas anteriores se pueden reducir hasta el 70%, como se indica en el artículo 3.22

### 2.5.11.3 CARGAS DE VOLTEO POR VIENTO (AASHTO 3.15.3)

El efecto de las fuerzas que tienden a voltear la estructura se debe calcular para los grupos II, III, V, VI, asumiendo que la dirección del viento es perpendicular al eje longitudinal de la estructura. Adicionalmente se debe considerar una fuerza hacia arriba aplicada sobre un punto a  $\frac{1}{4}$  del ancho transversal de la superestructura hacia el lado de barlovento.

Esta fuerza vertical debe ser para los grupos de carga II y V igual a  $100 \text{ kg/m}^2$  del área en planta del tablero y de las aceras; y para los grupos III y VI de  $30 \text{ kg/m}^2$ .



### 2.5.12 LEVANTAMIENTO (AASHTO 3.17)

Se debe proveer una adecuada fijación de la superestructura a la subestructura asegurando que el levantamiento calculado en cualquier apoyo sea resistido mediante miembros tensionados sujetos a una masa de mampostería igual a la mayor fuerza obtenida para una de las dos condiciones siguientes:

- (a) 100 por ciento del levantamiento calculado producido por una carga o una combinación de cargas en la que la carga viva más el impacto son incrementados en el 100%.
- (b) 150 por ciento del levantamiento calculado correspondiente a cargas de servicio. Los pernos de anclaje sujetos a tensión u otros elementos de la estructura esforzados en las condiciones antes armadas se deben diseñar para el 150% del esfuerzo admisible básico.

### 2.5.13 FUERZAS TÉRMICAS (AASHTO 3.16)

Para el diseño se debe considerar los esfuerzos y deformaciones en la estructura debidos a la variación de la temperatura.

Se deben determinar el aumento y la disminución de la temperatura para el sitio donde será construida la estructura y deben ser calculados en relación a una temperatura asumida para el instante del montaje.

Se debe considerar una diferencia entre la temperatura del aire y la temperatura de miembros masivos de hormigón o de la estructura.

- Estructuras metálicas:
  - En clima moderado : de -18°c a 50°c
  - En clima frío : de -35°c a 50°c

• Estructuras de hormigón:	Incremento T	Disminución T
○ En clima moderado	: 0°c	5°c
○ En clima frío	: 2°c	7°c

### 2.5.14 FUERZAS DE LA CORRIENTE (AASHTO 3.18)

Todas las pilas y otras partes de la estructura que están sujetas al flujo de agua e hielo flotante se deben diseñar para resistir los esfuerzos máximos inducidos.

El efecto del flujo del agua sobre las pilas se puede calcular asumiendo una distribución parabólica de la velocidad y consecuentemente una distribución triangular entre las presiones, mediante la fórmula:

$$P_{avg} = 56,27 * K * V_{avg}^2 \quad [3-4]$$

Donde:  $P_{avg}$  = Presión media de la corriente [kg/m<sup>2</sup>]

$V_{avg}$  = Velocidad media del agua [m/s]

K = Constante

k = 1,4	Pilas cuadradas
k = 0,7	Pilas circulares
k = 0,5	Pilas de extremos angulares con ángulo ≤ 30°

La presión máxima del flujo  $P_{máx} = 2 P_{avg}$ . La presión del flujo de la corriente debe tener distribución triangular con  $P_{máx}$  en la superficie y P nula en la base.

Las fuerzas del flujo de la corriente se deben calcular como el producto de la presión considerando su distribución y el área expuesta de la pila.



En caso de que el nivel del agua se ubique sobre el nivel más bajo de la pila se debe investigar la acción de la presión sobre la superestructura. Esta se puede considerar igual a  $P_{\text{máx}}$  con una distribución uniforme.

Cuando la dirección del flujo de la corriente no es perpendicular a la superficie del área expuesta ó cuando se anticipa un camión en el lecho del flujo se deben investigar los efectos de las componentes direccionales de la presión del flujo de la corriente.

### 2.5.15 PRESIONES DE TIERRA (AASHTO 3.20)

Las estructuras de contención de relleno se deben diseñar para soportar presiones de la teoría de Coulomb u otras permitidas en la sección 5 de la norma.

En ningún caso se deben diseñar estructuras para una presión del fluido equivalente a  $480 \text{ kg/m}^3$ . Para pórticos rígidos se puede utilizar un máximo de  $\frac{1}{2}$  del momento producido por la presión lateral de tierra para reducir el momento positivo de las vigas de la losa superior o en las losas superior e inferior según el caso.

Cuando la carga vehicular se ubica a una distancia horizontal igual a  $\frac{1}{2}$  de la altura del muro se debe incrementar el empuje lateral del relleno mediante la sobreposición de carga viva correspondiente a una altura mínima de 60cm de tierra.

$$P_s = k * \gamma' * H * H_s \quad [5.5.2-3]$$

Donde:  $P_s$  = Sobrepresión debida a carga viva

$k$  = Coeficiente de reposo o presión activa

$\gamma'$  = Peso específico efectivo del relleno

$H$  = Altura de relleno

$H_s$  = Altura equivalente de la sobrecarga

Cuando se cuenta con una losa de aproximación de hormigón armado adecuadamente diseñada, apoyada sobre un extremo del puente, no se requiere considerar esa sobreposición de carga viva.

Todos los diseños deben proveer drenaje del material de relleno mediante lagrimales y roca triturada como filtro ó drenajes de tubería perforada ó drenaje de tubería y grava.

**AASHTO 5.5.5:** Los muros de gravedad y semigravedad se deben diseñar para asegurar la estabilidad frente a los posibles modos de falla con los siguientes factores de seguridad.

Estabilidad : Por deslizamiento	$F_s \geq 1,5$	
: Por volcamiento	$F_s \geq 2,0$	Cimentación sobre suelo
	$F_s \geq 1,5$	Cimentación sobre roca

Los factores de seguridad por deslizamiento y volcamiento, bajo la acción de cargas sísmicas pueden ser reducidos hasta el 75% de los valores indicados en la tabla anterior ( $0,75F_s$ ).

- Capacidad portante para cargas estáticas
  - Sección 4.4.7: Suelo
  - Sección 4.4.8: Roca
- Capacidad portante para cargas sísmicas
  - $F_s \geq 1,5$ ; para cimentación sobre roca y suelo.

## 2.5.16 FUERZAS SÍSMICAS (AASHTO 3.21)

En las regiones sísmicas se debe diseñar las estructuras para resistir movimientos sísmicos considerando la relación del sitio con fallas activas, la

respuesta sísmica del suelo, y las características de la respuesta dinámica de la estructura de acuerdo con la división 1A de la norma (Seismic Design).

## 2.6 COMBINACIONES DE CARGAS (AASHTO 3.22)

Los grupos de cargas representan varias combinaciones de cargas y fuerzas que pueden actuar sobre la estructura. Todos los miembros de la estructura o de la cimentación se deben diseñar para éstos grupos de combinaciones, que son aplicables según el tipo de diseño que se utilice: Diseño por carga de servicio ó el método de diseño por factores de carga. Las combinaciones de carga están especificadas por:

$$\text{Grupo (N)} = \gamma * \left[ \beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF \right. \\ \left. + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE \right]$$

Donde:

- N = Número del grupo
- $\gamma$  = Factor de carga (Tabla 3.22.1A)
- $\beta$  = Coeficiente (Tabla 3.22.1A)
- D = Carga muerta
- L = Carga viva
- I = Impacto de la carga viva
- E = Presión del terreno sobre la subestructura
- B = Subpresión
- W = Carga de viento sobre la estructura
- WL = Carga de viento sobre la carga viva
- LF = Fuerzas longitudinal sobre la carga viva
- CF = Fuerzas centrífugas
- R = Acortamiento
- S = Flujo plástico
- T = Temperatura
- EQ = Sismo
- SF = Presión del flujo de la corriente
- ICE = Hielo

La tabla 3.22.1.A se encuentra en el anexo 3 – tabla 2.

## 2.7 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS

No se considera la distribución en la dirección de la luz del elemento, ya que el efecto de cualquier distribución de este tipo sería mínimo. La normativa de la AASHTO aplicable a la distribución de cargas se describe a continuación.

Para el caso de las especificaciones referentes a vigas longitudinales y transversales, únicamente se hará referencia al caso en que son apoyadas por tableros de hormigón, la AASHTO presenta adicionalmente recomendaciones para tableros de acero y madera.

### 2.7.1 POSICIÓN DE LAS CARGAS PARA CORTANTES (AASHTO 3.23.1)

En el cálculo de los cortantes en los extremos y de las reacciones en los extremos de las vigas transversales de piso y en las vigas longitudinales no se debe asumir una distribución longitudinal de la carga de rueda para la rueda o eje adyacente a la viga transversal de piso o, para el extremo de la viga longitudinal de la cual se determinan los esfuerzos.

La distribución lateral de las cargas de las ruedas ubicadas sobre los extremos de las vigas debe ser aquella que resulta de suponer que el piso actúa como una viga simplemente apoyada sobre esas vigas para ruedas y ejes ubicados en otra posición de la luz, la distribución para cortante se debe determinar con el método prescrito para momento, excepto que los cálculos de cortante horizontal en las vigas de madera se debe calcular con el artículo 13.3.

## 2.7.2 MOMENTOS FLECTORES EN LAS VIGAS LONGITUDINALES (AASHTO 3.23.2)

Para el cálculo de los momentos flectores en las vigas longitudinales, se asume que no se produce ningún efecto de distribución longitudinal de las cargas de las ruedas. La distribución transversal se determina de la siguiente manera:

- Vigas Interiores

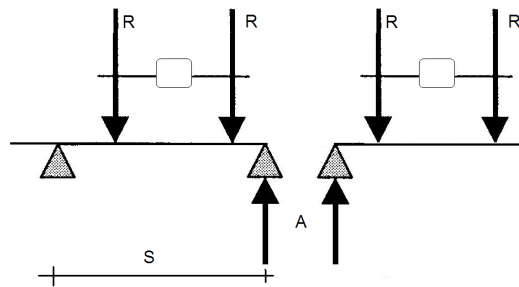
Las distancias laterales para cada una de las vigas interiores en el cálculo de momento debido a carga viva se deben determinar, como se muestra en la tabla 3.23.1, aplicando la fracción de una carga de rueda (tanto delantera como posterior).

DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS DE LAS RUEDAS EN LAS VIGAS LONGITUDINALES		
TIPO DE PISO	DISEÑO PARA UN CARRIL DE TRÁFICO	DISEÑO PARA DOS O MÁS CARRILES DE TRÁFICO
VIGAS I DE ACERO <sup>(g)</sup> Y VIGAS DE HORMIGÓN PRESFORZADO	$\frac{S}{2,13}$ Si $S > 3,05\text{m}$ , ver <i>f</i>	$\frac{S}{1,68}$ Si $S > 4,27\text{m}$ , ver <i>f</i>
VIGAS T DE HORMIGÓN	$\frac{S}{1,98}$ Si $S > 1,83\text{m}$ , ver <i>f</i>	$\frac{S}{1,83}$ Si $S > 3,05\text{m}$ , ver <i>f</i>
VIGAS DE MADERA	$\frac{S}{1,83}$ Si $S > 1,83\text{m}$ , ver <i>f</i>	$\frac{S}{1,52}$ Si $S > 3,05\text{m}$ , ver <i>f</i>
VIGAS RECTANGULARES HUECAS DE HORMIGÓN ARMADO	$\frac{S}{2,44}$ Si $S > 3,66\text{m}$ , ver <i>f</i>	$\frac{S}{2,13}$ Si $S > 4,88\text{m}$ , ver <i>f</i>
VIGAS RECT. HUECAS DE ACERO	Ver artículo 10.39.2.	
VIGAS RECT. HUECAS DE H. PRESFORZADO	Ver artículo 3.28.	

S: Separación promedio transversal entre las vigas longitudinales (m).

Nota *f*: En este caso la carga sobre cada viga longitudinal debe ser la reacción de las cargas de las ruedas, asumiendo que el piso entre las vigas actúa como una viga simple.

Nota *g*: "Design of I Beam Bridges" by N.M Newmark – Proceedings, ASCE. March 1948.



$$A = 2R * \frac{2S - 3,00}{S}$$

El factor de distribución de la carga de cada rueda del camión estándar sobre una viga interior será:

$$Fd_{INT} = \frac{A}{R}$$

- Vigas Exteriores

Una viga exterior no puede tener menor capacidad de carga que una viga interior. De acero, de madera, de hormigón armado con sección T; la carga muerta soportada por la viga exterior debe ser la correspondiente a la porción de losa que soporta. Si las aceras, las protecciones y la capa de rodadura se colocan después de fraguada la losa, las cargas correspondientes se pueden distribuir de manera uniforme sobre todas las vigas longitudinales (debe especificarse en el proceso constructivo).

El momento debido a carga viva se debe determinar aplicando a la viga la reacción de la carga de rueda que resulta de suponer que el peso actúa como una viga simplemente apoyada sobre las vigas longitudinales.

Cuando la viga longitudinal exterior soporta la carga viva de la acera incluyendo impacto y la estructura es diseñada con el método de cargas de servicio se puede incrementar el esfuerzo admisible en la viga en 25% para la combinación de carga muerta más carga viva de la acera, carga viva de tráfico e impacto; siempre que la viga no tenga menor capacidad que la que se requiere si no hay aceras.

Cuando la combinación de carga viva de la acera y carga viva de tráfico más impacto gobierna el diseño, y la estructura es diseñada con factores de carga, se puede utilizar  $\beta = 1,25$  en lugar de  $\beta = 1,67$ .

$$\text{Si } V > 0: A = \frac{R}{S}(3S + 3V - 4,80)$$

$$\text{Si } V < 0: A = \frac{R}{S}(3S + V - 4,80)$$

Donde:  $V$  es la distancia entre la viga exterior y la posición de la rueda a 60cm del bordillo.

El factor de distribución de la carga de cada rueda del camión estándar sobre una viga exterior será:

$$Fd_{EXT} = \frac{A}{R};$$

$$\text{Si } V > 0: Fd_{EXT} = \frac{(3S + 3V - 4,80)}{S}$$

$$\text{Si } V < 0: Fd_{EXT} = \frac{(3S + V - 4,80)}{S}$$

La distancia  $S$  en metros entre la viga exterior y la viga interior adyacente es:

- $\frac{S}{1,68}$ , cuando  $S \leq 1,83\text{m}$
- $\frac{S}{1,25 + 0,25S}$ , cuando  $1,83\text{m} < S \leq 4,27\text{m}$
- Nota  $f$ , cuando  $S > 4,27\text{m}$

### 2.7.3 MOMENTOS FLECTORES EN LAS VIGAS TRANSVERSALES (AASHTO 3.23.3)

En el cálculo de los momentos flectores de las vigas de piso no se debe asumir una distribución transversal de las cargas de las ruedas. Si se omiten las vigas longitudinales y el piso se soporta directamente sobre las vigas de piso, estas vigas se deben diseñar para las cargas determinadas de acuerdo con la tabla 3.23.3.1

DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS DE LAS RUEDAS EN LAS VIGAS TRANSVERSALES	
TIPO DE PISO	FRACCIÓN DE LA CARGA DE RUEDA PARA CADA VIGA DE PISO
HORMIGÓN	$\frac{S}{1,83}$

Nota:  $S$  = Separación de las vigas de piso en metros.

Si " $S$ " excede al denominador la carga sobre la viga debe ser la reacción de la carga de las ruedas, asumiendo que el piso entre las vigas actúa como una viga simple.



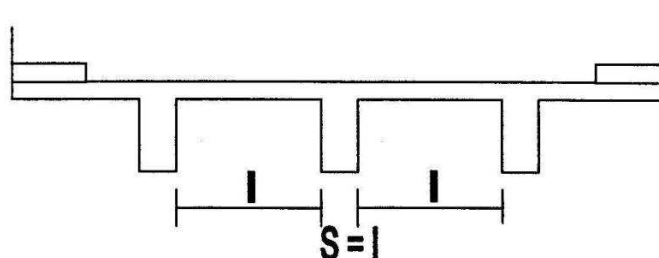
## 2.7.4 DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS Y DISEÑO DE LAS LOSAS (AASHTO 3.24)

### 2.7.4.1 LONGITUD DE LOS TRAMOS (AASHTO 3.24.1)

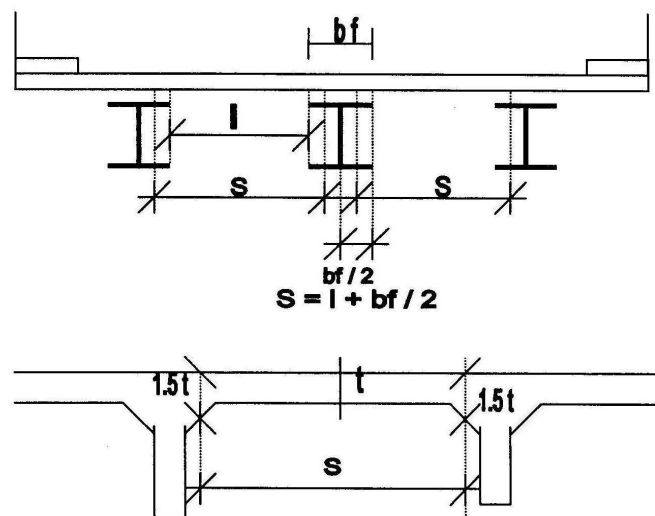
Para los tramos simples la longitud del tramo debe ser la distancia entre los centros de los apoyos, pero no debe ser mayor que la luz libre más el espesor de la losa.

Para las losas continuas sobre más de dos apoyos, se deben usar las siguientes longitudes efectivas de los tramos para el cálculo de la distribución de las cargas y de los momentos flectores:

- (a) Losas monolíticas con las vigas, o losas monolíticas con muros y sin cartelas, y vigas presforzadas del patín superior rígido, cuya relación entre el ancho del patín superior y su espesor mínimo es menor que 4,0. "S" debe ser la luz libre.



- (b) Losas apoyadas sobre vigas de acero ó losas apoyadas sobre vigas presforzadas con patín superior delgado, cuya relación entre el ancho del patín superior y su espesor mínimo es mayor o igual que 4,0. "S" debe ser la distancia entre los bordes de los patines superiores más la mitad del ancho del patín superior de la viga.

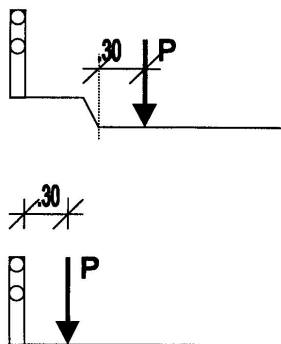


(c) Losa apoyada sobre vigas de madera. S debe ser la luz libre más la mitad del espesor de la viga.

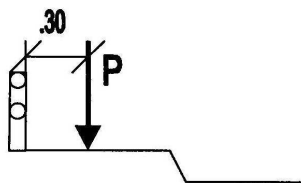
#### 2.7.4.2 DISTANCIA ENTRE LAS CARGAS DE LAS RUEDAS Y EL BORDE (AASHTO 3.24.2)

Para el diseño de las losas, la distancia entre la carga de rueda y el bordillo debe ser de 30cm. Si no se usan bordillos o aceras la carga de rueda se debe ubicar a 30cm de la cara de la protección.

Para el diseño de las aceras, losas y los miembros soportantes se debe considerar la carga de la rueda ubicada sobre la acera a 30cm desde la cara de la protección. Con el método de cargas de servicio los esfuerzos debidos a la combinación de las cargas muerta, viva e impacto no deben ser mayores que el 150% del esfuerzo admisible correspondiente. Con el método de factores de carga para el diseño de losas se puede utilizar  $\beta = 1,0$  en lugar de  $\beta = 1,67$ . No se deben aplicar las cargas de rueda sobre las aceras protegidas con una barrera de tráfico.



Se debe evaluar todas las posiciones críticas, incluyendo cuando la carga de rueda pueda subirse a la acera.



### 2.7.4.3 MOMENTO FLECTOR PARA LAS LOSAS

**AASHTO 3.24.3:** El momento flector por metro de ancho de la losa se debe calcular de acuerdo con los métodos indicados en los casos A y B, a menos que se utilice otro método de mayor exactitud considerando el área de contacto con la llanta. Dicha área necesaria para métodos de mayor exactitud se especifica en el artículo 3.30.

En los casos A y B:

- S = Longitud efectiva del tramo, en metros, como se define en "Longitud de tramo" en los artículos 3.24.1 y 8.8
- E = Ancho de la losa en metros sobre el que se distribuye una carga de rueda.
- P = Carga de una de las ruedas posteriores del camión estándar  $P_{15}$  ó  $P_{20}$ .
- $P_{15}$  = 5.456,00 kg para la carga H15
- $P_{20}$  = 7.272,00 kg para la carga H20

En el caso de la carga MOP se usa  $P_{MOP} = 9.092,00\text{kg}$

- **CASO A:** Cuando el refuerzo principal es perpendicular al tráfico.

$$0,60 \text{ m} \leq S \leq 8,00 \text{ m}$$

El momento debido a carga viva se debe determinar con las siguientes expresiones, que no incluyen impacto:

- Tramos simples

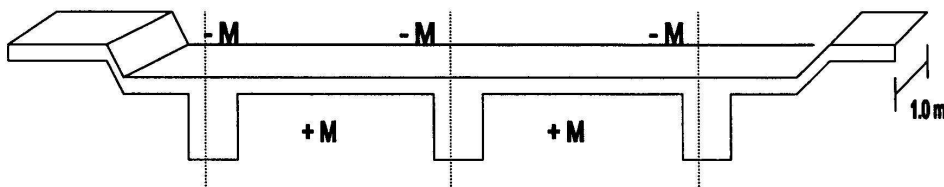
- Carga HS20:  $M = \left( \frac{S + 0,60}{9,75} \right) P_{20} \text{ [ T.m/m ]}$  [3-15]

- Carga HS15:  $M = \left( \frac{S + 0,60}{9,75} \right) P_{15} \text{ [ T.m/m ]}$  [3-16]

- Carga HS MOP:  $M = \left( \frac{S + 0,60}{9,75} \right) P_{MOP} \text{ [ T.m/m ]}$

- Losas continuas sobre tres o más apoyos:

Se debe aplicar un factor de continuidad de 0,8 a las expresiones anteriores para momento positivo y negativo.



- **CASO B:** Cuando el refuerzo principal es paralelo al tráfico.

Para las cargas de rueda el ancho de distribución  $E = 1,22 + 0,06S \leq 2,15\text{m}$ ; las cargas de línea se distribuyen sobre un ancho  $2E$ . Las losas longitudinalmente reforzadas se deben diseñar para la carga HS apropiada.

El momento máximo por metro de ancho debido a carga viva, sin impacto, se obtiene con buena aproximación mediante:

- Tramos simples
  - Carga HS20: Cuando:  $S \leq 15,25\text{m}$ 

$$M=1,34S \text{ [T.m/m]}$$

Cuando:  $15,25\text{m} < S \leq 30,50\text{m}$

$$M=1,49 (1,30S-6,10) \text{ [T.m/m]}$$
  - Carga HS15: Utilizar  $\frac{3}{4}$  de los valores de las expresiones anteriores.
  - Carga HS MOP: Utilizar  $\frac{5}{4}$  de los valores de las expresiones anteriores.
  
- Tramos continuos.- Los momentos se deben determinar mediante un análisis sustentable usando la carga de camión o de línea apropiados.

#### 2.7.4.4 CORTANTE Y ADHERENCIA (AASHTO 3.24.4)

Las losas diseñadas para el momento flector como se indica en el artículo 3.24.3 se deben considerar satisfactorias para la adherencia y el cortante.

#### 2.7.4.5 LOSAS EN VOLADIZO (AASHTO 3.24.5)

La losa se debe diseñar para soportar las cargas independientemente de los efectos de cualquier apoyo de borde a lo largo del extremo del voladizo utilizando las siguientes expresiones para la distribución de las cargas, que incluyen los efectos de las ruedas en los elementos paralelos.

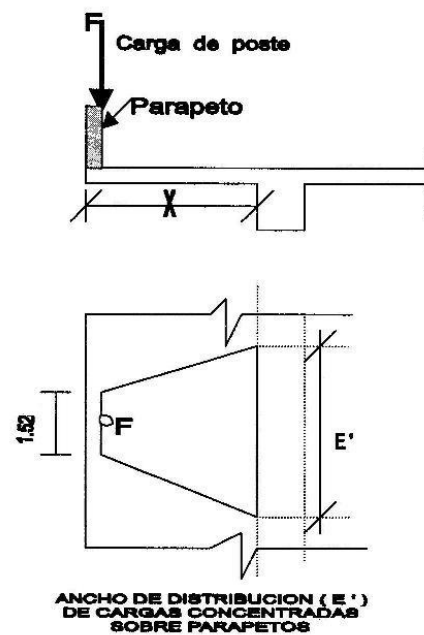
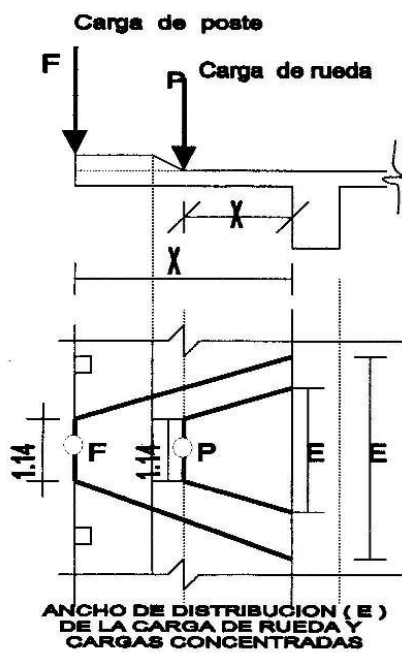
- **CASO A:** Cuando el refuerzo es perpendicular al tráfico.

Cada rueda sobre el elemento perpendicular al tráfico se debe distribuir sobre un ancho:  $E = 0,8X + 1,14$  [3-17]

El momento por metro de ancho de la losa se calcula con la expresión:

$$M = \frac{P}{E} X$$

Donde X es la distancia en metros desde la carga al borde de la viga de apoyo.



(3)

- **CASO B:** Cuando el refuerzo es paralelo al tráfico.

El ancho de distribución para cada carga de rueda en el elemento paralelo al tráfico, se debe calcular con la expresión:  $E = 0,35X + 0,98 \leq 2,13\text{m}$  [3-18]

El momento por metro de ancho de la losa se calcula con la expresión:

$$M = \frac{P}{E} X$$

Las cargas de las protecciones se deben aplicar según lo establecido en el artículo 2.7 de la norma.

La longitud efectiva de la losa que resiste las cargas de los postes, se debe calcular de la siguiente manera:

- Cuando no existe parapeto:  $E = 0,8X + 1,14$
- Cuando se utiliza parapeto:  $E = 0,8X + 1,52$

Las cargas de las protecciones y las ruedas no se deben aplicar simultáneamente.

#### 2.7.4.6 REFUERZO DE DISTRIBUCIÓN (AASHTO 3.24.10)

Para considerar la distribución lateral de las cargas vivas concentradas, se debe colocar un refuerzo transversal al acero de refuerzo principal en la parte inferior de todas las losas, excepto en las alcantarillas ó en los puentes losa en los que la altura o el relleno sobre la losa es mayor que 60cm.

- Área del acero de refuerzo de distribución:

- Refuerzo principal paralelo al tráfico

$$A_{SD} = \frac{0,55}{\sqrt{S}} A_{SP+} \leq 0,50 A_{SP+} \quad [3-21]$$

- Refuerzo principal perpendicular al tráfico

$$A_{SD} = \frac{1,21}{\sqrt{S}} A_{SP+} \leq 0,67 A_{SP+} \quad [3-22]$$

Donde: S = Longitud efectiva del tramo (m)

$A_{SP+}$  = Área del acero de refuerzo principal requerido para momento positivo.

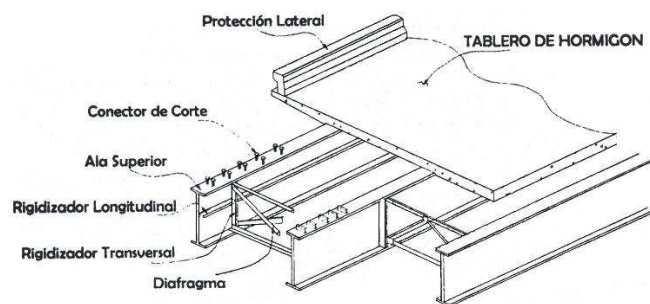
Para el caso de refuerzo principal perpendicular al tráfico, el área del acero de refuerzo de distribución especificado se debe colocar en la mitad central de la losa; y no menos que el 50% de esa área específica se debe colocar en las cuartas partes exteriores de la losa.

## 2.8 ESTRUCTURAS COMPUESTAS

Los puentes constituidos por tablero de hormigón y vigas de acero, se pueden presentar en distintas alternativas; si la losa está simplemente apoyada en las vigas, no se transfiere esfuerzos cortantes longitudinales de las vigas a la losa, y por tanto ésta no colabora en la absorción de los momentos flectores longitudinales. En caso de que estén constituidos adicionalmente por conectores soldados a las alas superiores de las vigas y empotrados en la losa, se garantiza la transmisión del esfuerzo de cortante, es decir, el refuerzo del hormigón colabora con las vigas de acero para absorber los momentos y esfuerzos por corte. Comparando las dos alternativas, se puede demostrar que la sección compuesta es más ligera y más rígida, que una en la que no se utilice conectores.



En nuestro medio, habitualmente se diseña y construye puentes con vigas de acero tipo □ "Steel I Beam Bridges", utilizando para las mismas elementos fabricados con placas "Plate Girders". La normativa para el diseño de estas secciones está estipulada en el artículo 10.34 de la norma AASHTO.



(4)

El dimensionamiento de la losa está determinado por la sección transversal. El refuerzo principal está en dirección transversal al eje del puente, y en dirección longitudinal únicamente se coloca el refuerzo de distribución.

(4) Referencia 7, página 11.

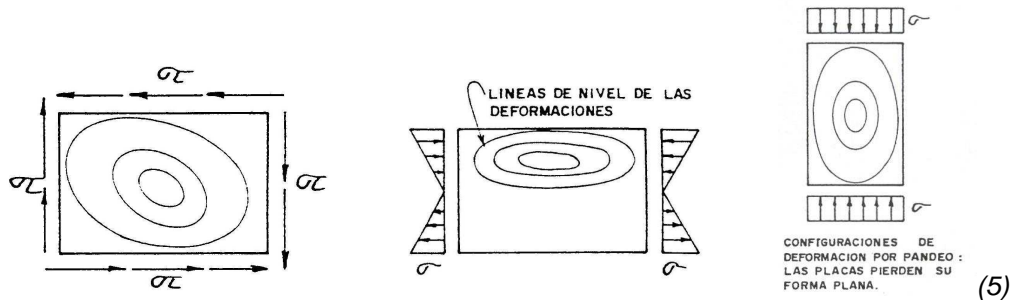
## 2.8.1 VIGAS ARMADAS

Éstas se pueden fabricar o ensamblar mediante el uso de remaches o soldadura. La viga armada se debe diseñar de tal manera que pueda cumplir con los requerimientos de resistencia a flexión, rigidez, resistencia al corte y al pandeo.

El alma se refuerza a través de rigidizadores verticales y horizontales. Éstos se forman por placas adicionales, que dividen a la placa que compone el alma en paneles de dimensiones que se determinan principalmente por la relación altura-espesor del alma y por la magnitud de las tensiones.

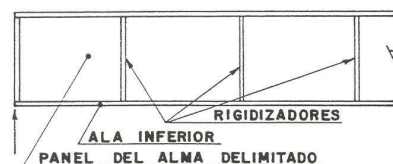
### 2.8.1.1 PANDEO DEL ALMA EN VIGAS ARMADAS

- **Alma sin rigidizadores.**- Pueden pandear antes de alcanzar el límite de fluencia, debido a: Pandeo diagonal por cortante, pandeo longitudinal por flexión, pandeo vertical por aplastamiento o pandeo por esfuerzos combinados.



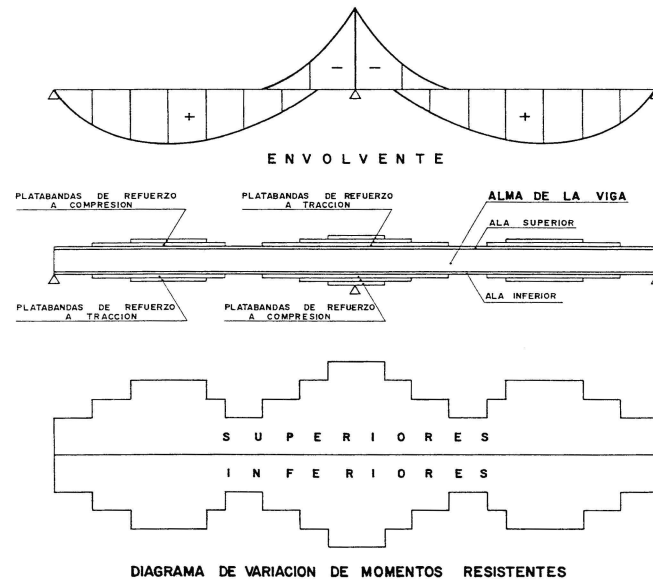
- **Alma con rigidizadores.**- La utilización de rigidizadores permite el incremento de la capacidad de carga, y permite que el alma soporte cargas adicionales de corte después de que se llegue al pandeo inicial. La manera más eficiente de rigidizar el alma es mediante el uso de rigidizadores transversales separados a poca distancia.

(5) Los gráficos de la sección 2.8.1, 2.8.2, 2.8.3 y 2.8.4 corresponden a la referencia 6



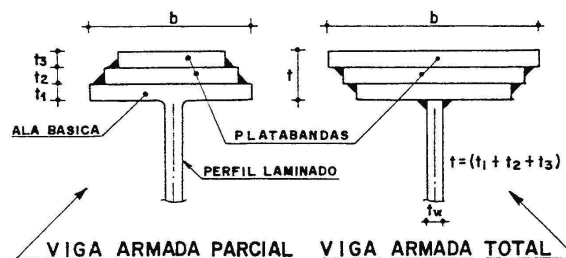
### 2.8.1.2 ENVOLVENTE DE MOMENTOS

La envolvente de momentos flectores máximos y mínimos en vigas compuestas, establece el dimensionamiento de las secciones, ajustando los momentos resistentes a las solicitaciones de diseño y limitando las tensiones a las especificaciones establecidas por la norma.



### 2.8.1.3 VIGAS ESAMBLADAS

Se calculan por el método de momento de inercia. Las alas de las vigas, se pueden componer de una a varias placas superpuestas, soldadas inferior o superiormente, de acuerdo a su geometría y requerimientos de diseño.



La relación máxima ancho-espesor en el ala comprimida será:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{860}{\sqrt{f_b}} \leq 24$$

Donde:  $f_b$  = Tensión efectiva de compresión por flexión.

### 2.8.1.4 RIGIDIZADORES

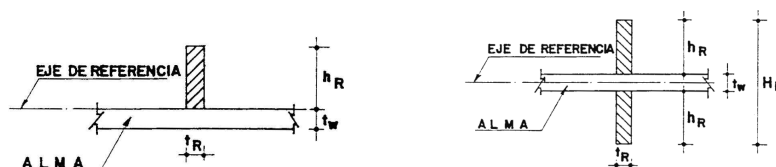
Se requieren rigidizadores de apoyo transversales para transferir las reacciones en los extremos desde el alma hasta los apoyo y para introducir las cargas concentradas en el alma. Los rigidizadores intermedios y longitudinales son requeridos cuando las relaciones altura-espesor de la viga exceden los valores críticos.

La AASHTO establece especificaciones para la relación ancho-espesor y para el ancho mínimo de los rigidizadores de placa.

- **Rigidizadores transversales:**

Para vigas soldadas se realizan principalmente de placa; pueden ser dobles o simples, sujetándose contra el ala en compresión ó al ala en compresión, respectivamente.

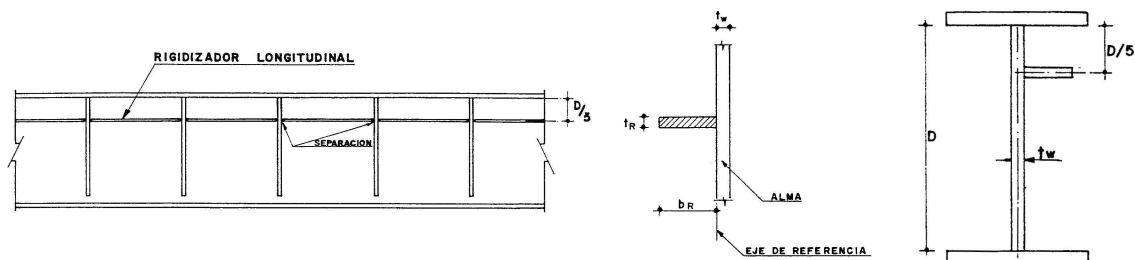
#### RIGIDIZADORES SIMPLES – RIGIDIZADORES DOBLES



(AASHTO 10.34.4.9) Los rigidizadores transversales intermedios no necesitan estar en contacto con el ala en tracción. La distancia libre que debe quedar entre el extremo final del rigidizador y el borde más cercano del filete de soldadura del alma con el ala, no debe ser menos de  $4t_w$  ó más de  $6t_w$ . Los rigidizadores en secciones de carga concentrada deben ser ubicados en pareja y diseñados de acuerdo al artículo 10.34.6.

- **Rigidizadores longitudinales:**

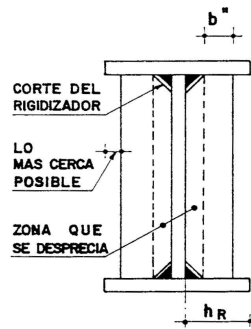
Generalmente se colocan a un solo lado del alma, y deben ubicarse a una distancia  $D/5$  entre el borde inferior del ala en compresión y su eje. No tienen que ser continuos y se los puede interrumpir en las intersecciones con los rigidizadores transversales.



- **Rigidizadores de apoyo:**

Están constituidos por placas localizadas a ambos lados del alma. Estos rigidizadores deben colocarse sobre los apoyos extremos e intermedios, ubicándolos lo más cerca posible a los bordes exteriores de las alas. Los rigidizadores de apoyo se diseñan como columnas y su conexión (soldadura) con el alma es diseñada para transmitir la reacción total del apoyo. Se considera efectiva únicamente el área de la sección transversal que está fuera del filete de soldadura del ala con el alma de la viga.

El rigidizador de apoyo es colocado de tal manera que se ajuste a las alas a través de las cuales se transmite la reacción, ó puede ser fijado por soldadura de ranura. Las tensiones admisibles de compresión y aplastamiento no deben exceder los valores indicados en el artículo 10.32.



## 2.8.2 VIGAS COMPUESTAS (AASHTO 10.38)

Se refiere a estructuras compuestas de vigas de acero con losa de hormigón unidas por conectores de cortante.

Las especificaciones generales pertinentes al diseño de estructuras de hormigón y acero deben utilizarse en estructuras de vigas compuestas, en donde estas especificaciones sean aplicables. El diseño de las vigas compuestas y el cálculo de esfuerzos deben realizarse por el método de momento de inercia y debe ser consistente con las propiedades predeterminadas de los materiales usados.

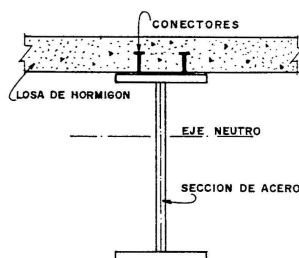
La relación “n” entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón debe ser:

$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	n
140 – 160	11
170 – 195	10
205 – 245	9
250 – 315	8
320 – 415	7
Más de 420	6

El efecto de la deformación plástica debe considerarse en el diseño cuando exista carga muerta actuando sobre la sección compuesta. En estas estructuras, las tensiones de flexión y de corte horizontal producidas por esta carga deben ser

calculadas para los valores de “n” dados en la tabla ó para estos valores multiplicados por 3; usando la que produzca mayores esfuerzos y cortantes.

La sección compuesta se proporcionará, preferiblemente, para que el eje neutro quede por debajo del borde superior de la sección de acero.



La colocación de conectores de cortante entre el ala superior de la viga y el tablero de hormigón armado, permite que se utilice la cubierta como parte del patín superior, ya que funciona como cubreplaca equivalente, aumentando considerablemente la resistencia de la viga.

El dimensionamiento directo de las vigas resulta complejo, por lo cual, el diseño de éstas consistirá principalmente en la comprobación de las solicitaciones para una sección supuesta.

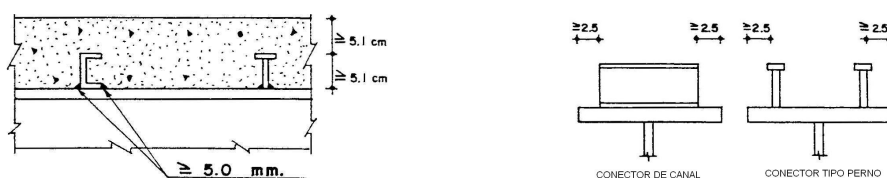
### 2.8.2.1 CONECTORES (AASHTO 10.38.2)

Los anclajes mecánicos usados para la unión de la viga con la losa con el propósito de desarrollar la resistencia al corte necesaria en la sección compuesta, deben apegarse a las especificaciones de los respectivos materiales contenidas en la División II. Los conectores serán de tal tipo que permitan la penetración del hormigón para asegurar el contacto de todas sus superficies con este material. Deben ser capaces de resistir los movimientos, tanto horizontal como vertical, entre el hormigón y el acero.

La capacidad al corte de los conectores de canal y de perno está dada en el artículo 10.38.5. Los conectores de canal deben tener una soldadura de filete de por lo menos 0,5cm ubicado a lo largo de los bordes anterior y posterior.

El recubrimiento de hormigón sobre la superficie superior de los conectores de cortante no debe ser menos de 5,1cm y deben penetrar por lo menos 5,1cm sobre la superficie inferior de la losa.

La distancia libre entre el borde del ala y el borde del conector no debe ser menos de 2,5cm.



La función principal de los conectores es transmitir el esfuerzo cortante horizontal para que las deformaciones producidas sean mínimas, logrando que la estructura funcione de manera integral. Es importante también que puedan resistir cualquier tendencia de la placa a separarse verticalmente, por pandeo u otra causa.

Los conectores que se utilizan generalmente son canales. Éstos se deben colocar sobre las alas de las vigas, perpendiculares al alma, y con los patines del canal dirigidos hacia los apoyos de las vigas.

La AASHTO normaliza el diseño de los conectores mediante el cálculo por fatiga, y su comprobación se realizará con el procedimiento indicado para resistencia última.



La separación entre conectores no debe exceder los 61cm, excepto sobre los apoyos interiores de las vigas continuas, en donde se deba usar espaciamientos mayores para evitar que los conectores coincidan con las secciones de tensiones altas en el ala traccionada.

### 2.8.2.1.1 FATIGA (AASHTO 10.38.5.1.1)

El rango de corte horizontal se calculará mediante la fórmula:

$$S_r = \frac{V_r Q}{I} \quad [10-57]$$

Donde:  $S_r$  = Corte horizontal, en kg/cm, en la unión de la losa con el ala de la viga en la sección analizada.

$V_r$  = Rango de cortante debido a carga viva con impacto en kg.

$Q$  = Momento estático de la sección reducida de hormigón a compresión, ó del área de refuerzo sujeta a tracción por momento negativo respecto al eje neutro de la sección compuesta en  $\text{cm}^3$ .

$I$  = Momento de inercia de la sección compuesta reducida en las regiones sujetas a momento positivo, ó el momento de inercia de la sección de acero, con o sin el acero de refuerzo de la losa, en las regiones sujetas a momento negativo, en  $\text{cm}^4$ .

La variación del esfuerzo cortante ( $V_r$ ) puede indicarse como la diferencia entre la envolvente máxima y mínima del esfuerzo cortante, sin considerar la carga muerta.

Para el cálculo de la variación admisible de esfuerzo de corte horizontal, en kg., la AASHTO presenta las siguientes expresiones:

- Para conectores de canal:  $Z_r = B_w \quad [10-58]$

Donde,  $w$  = Longitud del canal medida en sentido transversal al eje longitudinal de la viga, en cm.

- Para pernos soldados:  $Z_r = \alpha d^2$  [10-59]

### 2.8.2.1.2 RESISTENCIA ÚLTIMA (AASHTO 10.38.5.1.2)

El número de conectores calculados por fatiga deben ser comprobados por resistencia última, para asegurar que sean los adecuados.

Los conectores de cortante requeridos deben ser iguales o exceder al número dado por la fórmula:

$$N_1 = \frac{P}{\phi S_u} \quad [10-60]$$

Donde:  $N_1$  = Número de conectores entre la sección de momento positivo máximo y el apoyo extremo adyacente.

$S_u$  = Resistencia última de un conector en kg.

$\phi$  = Factor de reducción de capacidad = 0,85.

$P$  = Fuerza en la losa definida después como  $P_1$  y  $P_2$ , en kg.

En la sección de momento positivo máximo, la fuerza  $P$  en la losa es tomada como el menor valor entre:

$$P_1 = A_s F_Y \quad [10-61] \text{ ó,}$$

$$P_2 = 0,85 f'c * b * t_s \quad [10-62]$$

La resistencia última  $S_u$  de los conectores de cortante, se expresa como:

- Para conectores de canal:  $S_u = 145 \left( h + \frac{t}{2} \right) W \sqrt{f'c}$  [10-65]

Donde:  $h$  = Espesor promedio de las alas del canal en cm.

$t$  = Espesor del alma del canal en cm.

$W$  = Longitud del conector de canal en cm.

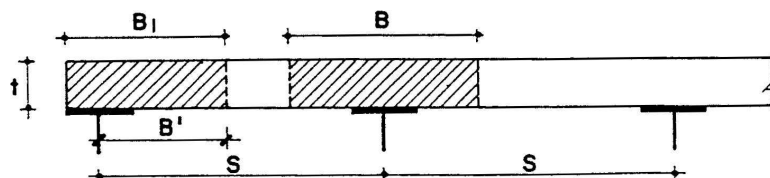
- Para pernos soldados:  $S_u = 0.4d^2 \sqrt{f'cE_c}$  [10-66]

### 2.8.2.2 ANCHO EFECTIVO DE ALA (AASHTO 10.38.3)

En vigas compuestas el ancho efectivo de la losa que actúa como ala de una viga T no debe exceder lo siguiente:

- (1) Un cuarto de la luz de la viga.
- (2) La distancia entre ejes de viga
- (3) Doce veces el menor espesor de la losa.

Para vigas con alas a un solo lado de la losa, el ancho efectivo de la losa no debe exceder un doceavo de la luz de la viga, o seis veces el espesor de la losa, o un medio de la distancia entre ejes de vigas.



- |     |              |                |
|-----|--------------|----------------|
| (1) | $B \leq L/4$ | $B' \leq L/12$ |
| (2) | $B \leq S$   | $B' \leq S/2$  |
| (3) | $B \leq 12t$ | $B' \leq 6t$   |

### 2.8.2.3 TENSIONES (AASHTO 10.38.4)

Las tensiones máximas de compresión y tracción en vigas que no lleven apoyos temporales durante la colocación de la carga muerta permanente deben ser la suma de las tensiones producidas por la acción de la carga muerta solamente sobre la sección de acero, más las tensiones producidas por la acción de las sobrecargas en la sección compuesta. Cuando las vigas estén provistas de

apoyos intermedios efectivos que se mantengan en su lugar hasta que el hormigón haya alcanzado el 75% de su resistencia requerida a los 28 días, entonces los esfuerzos provenientes de la carga muerta y de la carga viva se calcularán en base a la sección compuesta.

### 2.8.3 SOLDADURA

El metal a soldarse y el material de soldadura deben cumplir con las especificaciones indicadas en el artículo 10.23 de la norma AASHTO, considerando lo estipulado en la última edición de la "American Welding Society". La fabricación deberá cumplir con los requerimientos señalados en el artículo 10.19 de la norma.

La dimensión mínima de la soldadura de filete será la indicada en la siguiente tabla. Esta dimensión está determinada por el mayor espesor de las dos partes soldadas, a no ser que se requiera de una dimensión mayor de acuerdo al cálculo de los esfuerzos. La dimensión de la soldadura no debe exceder el espesor menor de las partes soldadas.

<b>MÁXIMO ESPESOR DE LAS PARTES SOLDADAS (mm)</b>	<b>DIMENSIÓN MÍNIMA DE LA SOLDADURA (mm)</b>
Hasta 12,7 (inclusive)	5,0
12,8 – 19,1	6,5
19,2 – 38,2	8,0
38,3 – 57,2	9,5
57,3 – 152,4	12,5
Mayor que 152,4	16,0

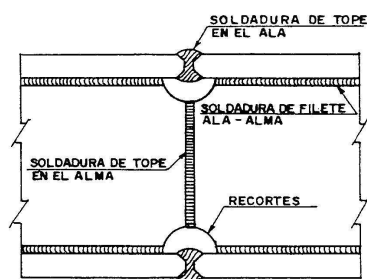
La dimensión máxima de la soldadura de filete que puede asumirse en el diseño de una conexión será tal que los esfuerzos en el material base adyacente

no excedan los valores permitidos en el artículo 10.32. La dimensión máxima que puede utilizarse a lo largo de los bordes de las partes conectadas es:

- (1) A lo largo de bordes de material base cuyo espesor sea menor que 6,4mm., la dimensión de la soldadura puede ser igual a dicho espesor.
- (2) A lo largo de bordes de material base cuyo espesor sea igual o mayor que 6,4mm., la dimensión máxima de la soldadura puede ser 1,6mm menor que el espesor del material base, a no ser que la soldadura sea especialmente detallada en los planos como para ser ejecutada y así obtener un espesor de garganta completo.

La longitud efectiva mínima de la soldadura de filete será igual a cuatro veces su dimensión, y en ningún caso menor que 38,2mm.

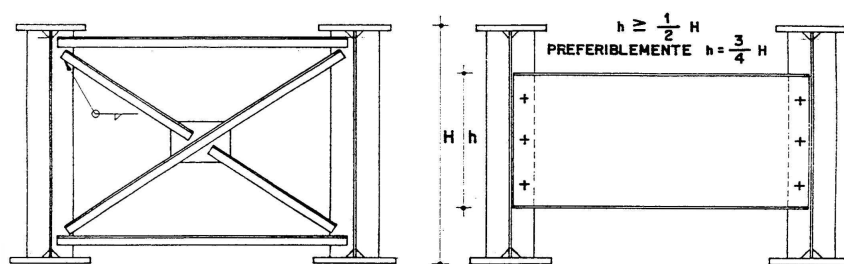
La norma considera transiciones para producir la mínima interferencia en el recorrido del flujo de tensiones y evitar la acumulación de las mismas. Adicionalmente, debe impedirse el cruce y acumulación de soldadura en una misma zona.



## 2.8.4 DIAFRAGMAS Y ARRIOSTRAMIENTOS HORIZONTALES (AASHTO 10.20)

Las vigas laminadas y las vigas armadas deben llevar arriostramiento transversal consistente en un entramado o diafragmas, localizados en los extremos y en puntos intermedios separados a una distancia no mayor que 7,62m. Los entramados transversales se proyectarán a la mayor altura posible. Los diafragmas tendrán una altura mínima igual a  $\frac{1}{2}$  de la altura de la viga principal y preferiblemente a  $\frac{3}{4}$  de esa altura en las vigas armadas.

Los arriostramientos transversales extremos deberán proporcionarse adecuadamente, para que puedan transmitir todas las fuerzas laterales a los apoyos.



En luces de 38,00 metros o mayores, y cuando exista una losa de hormigón o cualquier otro tipo de piso de igual rigidez, que esté adecuadamente unido a las alas superiores de las vigas principales, deberá proveerse de un sistema de arriostramiento horizontal inferior localizado cerca del ala inferior de la viga.

Los ángulos usados en arriostramientos tendrán las siguientes dimensiones mínimas: 7,6cm x 6,4cm (3" x 2½").  $\lambda \leq 140$ . Los ángulos tendrán por lo menos dos sujetadores en cada extremo o la soldadura equivalente.

La fuerza del viento en los arriostramientos transversales cuando las alas superiores están apoyadas en forma continua será:

$$F_D = 1,14 * W * S_d$$

Donde:  $F_D$  = Fuerza máxima horizontal en los arriostramientos transversales (kg).

$W$  = Presión del viento a lo largo del lado exterior del ala (kg/m).

$S_d$  = Separación de los arriostramientos (m).

Las tensiones máximas inducidas por el viento en el ala inferior de cada viga que constituye el sistema estructural, y bajo la condición de que las alas superiores estén apoyadas en forma continua, pueden calcularse con:

$$F = R * F_{CB}, \text{ en kg/cm}^2$$

## **CAPÍTULO 3.- ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO**

### **3.1 INTRODUCCIÓN**

El estudio hidrológico – hidráulico es parte fundamental de los estudios previos a la realización del diseño de un puente, ya que a través de éste podemos determinar los niveles de máxima creciente, los niveles normales de flujo, y los niveles mínimos de aguas o estiaje. Es necesario que éste estudio incluya los caudales esperados de acuerdo a las distintas épocas del año, estadísticas de velocidades, inundaciones, descargas, etc.

### **3.2 GENERALIDADES**

Para la elaboración del diseño estructural del puente Vehicular sobre el río Oyacachi, que une los poblados de Santa Rosa y El Chaco, ubicado en la provincia de Napo, y como parte de las consideraciones particulares de diseño, es necesario realizar el análisis de los parámetros hidrológicos – hidráulicos del cauce.

La realización de éste estudio comprende la evaluación de la zona de emplazamiento del proyecto y del área de influencia, que son básicos para determinar el riesgo de la estabilidad de la estructura, para definir los criterios de diseño y para establecer las dimensiones del puente.

Los resultados del estudio Hidrológico – hidráulico son necesarios e ineludibles para poder determinar la luz del puente, el gálibo del mismo, y por tanto precisar la ubicación de la estructura.

### **3.3 ALCANCE Y OBJETIVOS**



El presente informe corresponde a la ejecución del estudio hidrológico – hidráulico del proyecto del puente sobre el Río Oyacachi en el sector de El Chaco, y debe cumplir con los siguientes objetivos:

- Analizar las condiciones hidroclimáticas del sector en el cual se encuentra emplazado el proyecto.
- Determinar los caudales máximos y de estiaje, y los correspondientes niveles de agua en cauce en la zona de cruce.
- Analizar la posible sedimentación o socavación del cauce y su perfil hipotético.
- Definir la luz necesaria de la estructura a proyectar.
- Definir el gálibo necesario de la obra proyectada.
- Analizar la necesidad de diseñar obras de protección.

### 3.4 INFORMACIÓN BÁSICA Y METODOLOGÍA DE ESTUDIO

Para la realización del estudio se obtuvo la información de planos y documentos elaborados por el Instituto Geográfico Militar (IGM) y el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología del Ecuador (INAMHI). (6)

De estas fuentes se obtuvo la siguiente información:

- Datos hidrometeorológicos generales.
- Mapa de isolíneas de precipitaciones del Ecuador.

(6) Anexo 2

- Cartas topográficas del IGM, escala 1:50.000, de Cangahua, Cerro Saraurcu, Oyacachi, Santa Rosa de Quijos, Papallacta y Baeza.

- Levantamiento topográfico 1:1000 de la zona del proyecto.

La elaboración de éste estudio ha requerido inicialmente la recopilación de información necesaria, tanto cartográfica como meteorológica, a partir de la cual se obtienen datos indispensables para la determinación de los caudales máximos.

Adicionalmente se ha obtenido información de campo, proporcionada por el Ministerio de Obras Públicas, sobre la morfología fluvial, topografía, características superficiales de la cuenca, vegetación, vestigios de crecientes máximas y niveles máximos de agua alcanzados por el río en crecientes extraordinarias.

Posteriormente, se ha realizado un procesamiento de la información pluviométrica obtenida del INAMHI, y se ha determinado la intensidad máxima de lluvias de registros históricos. Calculando el tiempo de concentración de la cuenca, se determina la intensidad de diseño; y con la información obtenida, se determina un coeficiente de escorrentía promedio de la cuenca.

El área de la cuenca se define a partir de las cartas topográficas, y aplicando el Método Racional, la fórmula de Gómez del INERHI, el Hidrograma Unitario de Chow, el Hidrograma Unitario Triangular y el Hidrograma Unitario del SCS se calcula el caudal de diseño para un período de retorno de 50 años.

De los valores obtenidos y usando la información de campo se escoge el caudal que técnicamente se acerque más a la realidad, y por tanto sea aplicable al proyecto.

Una vez obtenido el caudal máximo, y conocida la topografía del sitio del cruce del puente, se determina por medio de ecuaciones de hidráulica, el nivel de máxima creciente. De manera similar en función de la pendiente del cauce, se

analiza el régimen de flujo y se determina, en función del material del cauce, posibles problemas de erosión o sedimentación de material.

Los resultados de estos parámetros de análisis permiten emitir conclusiones y recomendaciones correspondientes a la luz del puente, gálibo, niveles de máxima creciente y estiaje, y la posibilidad de requerir obras de protección.

### 3.5 HIDROLOGÍA

El estudio hidrológico tiene la finalidad de analizar y seleccionar un evento de diseño, es decir a partir de la información pluviométrica y las características de las lluvias de la zona, se ha determinado la intensidad de la lluvia y la duración crítica para la cuenca hidrológica del proyecto.

Se ha considerado como válida la información de la estación meteorológica de La Tola, ubicada en las coordenadas Latitud  $00^{\circ} 13' 46''$  S y Longitud  $78^{\circ} 22' 00''$  W y una altura de 2480 msnm, por ser la más cercana al sitio en donde se origina el río Oyacachi. Así también se ha utilizado la zonificación propuesta por el INAMHI y las ecuaciones para la zona correspondiente al proyecto.

A continuación se muestra el gráfico del INAMHI de la zonificación de intensidades en el país, y se demarca la zona de inicio del río Oyacachi en donde se puede establecer que éste se encuentra en la zona 13.

### GRÁFICO DE LA ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES DE LA REPÚBLICA DEL ECUADOR (INAMHI)



río Quijos. Entre sus principales características se puede notar su mayor dimensión en el sentido oeste – este, y su topografía correspondiente a quebradas que salen de los sistemas montañosos.

En suelo superficial está formado por suelo orgánico y coluvial con matriz limosa. La cubierta vegetal está principalmente compuesta por bosque natural intervenido.

### 3.5.1.1 ÁREA DE LA CUENCA

Uno de los valores necesarios para el cálculo de caudales, es el área de la cuenca, para lo cual se la ha delimitado por todas las divisorias de aguas hasta encontrarse con el sitio de implantación del puente proyectado, y se ha determinado la magnitud de la misma, llegando a ocupar un área de 69.200,00 Ha aproximadamente (Anexo No 2)

### 3.5.1.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Analizada las dimensiones de la cuenca, su topografía y el tipo de material de la superficie, se ha determinado el tiempo de concentración de la cuenca hidrológica, el que servirá para cuantificar el caudal máximo esperado en la zona del puente. Para la determinación del tiempo de concentración se ha utilizado la fórmula de Témez y la de Kirpich, y se obtuvo los siguientes valores:

#### **CÁLCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN**

- **POR TÉMEZ**

$$T_c = 0.30 * ( L / S_o^{0.25} ) ^{0.75}$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del cauce principal en Km.

So = Diferencia de cotas entre el punto mas alto y el sitio de interés del cauce, sobre la longitud del cauce en %.

L (Km)	h1	h2	So	Tc (h)	Tc (min.)
58	4160	1540	0,045	4,75230	285,137775

- **POR KIRPICH**

$$T_c = 0.066 * ( L / So^{0.5} ) ^{0.77}$$

Donde:

Tc = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del cauce más largo en Km.

So = Diferencia de cotas entre el punto mas alto y el sitio de interés del cauce, sobre la longitud del cauce en %.

L (Km)	$\Delta h$	So	Tc (h)	Tc ( min.)
58	2620	0,045	4,95744	297,44627

**Promedio**

**291,292021**

<b><math>T_c</math> (Témez)</b>	<b><math>T_c</math> (Kirpich)</b>	<b><math>T_c</math> promedio</b>
285 min.	297 min.	291 min.

Por lo tanto, para la determinación de la intensidad de lluvia sobre la cuenca, se utilizará el tiempo de concentración promedio en los dos primeros métodos analizados, mientras que para los Hidrogramas Unitarios Sintéticos partimos únicamente del tiempo de concentración para la determinación de los tiempos necesarios para el análisis.

### 3.5.1.3 ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía es un factor de gran importancia en el estudio hidrológico, ya que representa la cantidad de agua que no se infiltra y pasa a

formar parte de los caudales de los ríos. Está influenciado por condiciones como la intensidad de las precipitaciones, las obras hidráulicas construidas en la cuenca y la precipitación antecedente. La utilización de un adecuado coeficiente es primordial en la determinación del caudal de una cuenca hidrográfica.

La escorrentía representa el porcentaje de lluvia que se convierte en escurrimiento superficial, y depende de las características del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración, etc.

Se necesita un criterio técnico adecuado y experiencia para seleccionar un valor representativo, la elección del coeficiente de escorrentía para su utilización en el Método de la Fórmula Racional se aborda con la ayuda de los factores de relieve, infiltración, cobertura vegetal y almacenamiento de agua de la cuenca, recomendados por el Estado de California en la versión de 1995, similares a los incluidos en las instrucciones de España y son los adoptados para el diseño de carreteras en Chile, mientras que el método propuesto por Chow utilizará un número  $N$  de escorrentía, cuyo valor depende del tipo del suelo, la cobertura vegetal, la pendiente del terreno y la precipitación antecedente.

En la siguiente tabla se muestran la descripción de las condiciones y los valores recomendados por el Estado de California para la determinación del coeficiente de escorrentía de acuerdo a los factores mencionados en el párrafo anterior.

**Coeficiente de escorrentía en función de las características de terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración, etc., usados en el Estado de California, USA**

Factor	Extremo	Alto	Normal	Bajo
Relieve	0,28-0,35	0,20-0,28	0,14-0,20	0,08-0,14
	Escarpado con pendientes mayores de 30%.	Montañoso con pendientes entre 10% y 30%.	Con cerros y pendientes entre 5% y 10%.	Plano con pendientes menores al 5%.
Infiltración	0,12-0,16	0,08-0,12	0,06-0,08	0,04-0,06
	Suelo rocoso, o arcilloso con capacidad de infiltración despreciable.	Suelo arcilloso o limosos con baja capacidad de infiltración, mal drenados.	Normal, bien drenados, textura mediana, limos arenosos, suelos arenosos.	Suelos profundos de arena u otro suelo bien drenados con alta capacidad de infiltración.
Cobertura Vegetal	0,12-0,16	0,08-0,12	0,06-0,08	0,04-0,06
	Cobertura escasa, terreno sin vegetación o escasa cobertura.	Poca vegetación, terrenos cultivados o naturales, menos de 20% del área con buena cobertura vegetal.	Regular a buena, 50% del área con praderas o con bosques, no más del 50% cultivado.	Buena a excelente, 90% del área con praderas, bosques o cobertura equivalente.
Almacenamiento superficial	0,10-0,12	0,08-0,10	0,06-0,08	0,04-0,06
	Despreciable, pocas depresiones superficiales, sin zonas húmedas.	Baja, sistema de cauces superficiales pequeños bien definidos, sin zonas húmedas.	Normal, posibilidad de almacenamiento buena, zonas húmedas, pantanos, lagunas y lagos.	Capacidad alta, sistema hidrográfico poco definido, buenas planicies de inundación o gran cantidad de zonas húmedas, lagunas o pantanos.
Periodo de Retorno de 10 años. Si T>10 años Amplificar Por: [T=25 ; C*1,10] [T=50; C*1,20] [T=100; C*1,25].				

La tabla a continuación muestra los valores recomendados para la elección del número N de escurrimiento.

### Selección de número de escurrimiento N

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de Suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo Cultivos en surco	Surcos rectos	–	77	86	91	94
	Surcos rectos	≥ 1	72	81	88	91
	Surcos rectos	≤ 1	67	78	85	89
	Contorneo	≥ 1	70	79	84	88
	Contorneo	≤ 1	65	75	82	86
	Terrazas	≥ 1	66	74	80	82
	Terrazas	≤ 1	62	71	78	81



Cereales	Surcos rectos	$\geq 1$	65	76	84	88	
	Surcos rectos	$\leq 1$	63	75	83	87	
	Contorneo	$\geq 1$	63	74	82	85	
	Contorneo	$\leq 1$	61	73	81	84	
	Terrazas	$\geq 1$	61	72	79	82	
	Terrazas	$\geq 1$	59	70	78	81	
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	$\geq 1$	66	77	85	89	
	Surcos rectos	$\leq 1$	58	72	81	85	
	Contorneo	$\geq 1$	64	75	83	85	
	Contorneo	$\leq 1$	55	69	78	83	
	Terrazas	$\geq 1$	63	73	80	83	
	Terrazas	$\leq 1$	51	67	76	80	
Pastizales	-----	$\geq 1$	68	79	86	89	
	-----	$\leq 1$	39	61	74	80	
	Contorneo	$\geq 1$	47	67	81	88	
	Contorneo	$\leq 1$	6	35	70	79	
Pradera permanente	-----	$\leq 1$	30	58	71	78	
Bosques naturales	Muy ralo	-----	-	56	75	86	91
	Ralo	-----	-	46	68	78	84
	Normal	-----	-	36	60	70	77
	Espeso	-----	-	26	52	62	69
	Muy espeso	-----	-	15	44	54	61
	<b>Uso de la tierra y cobertura</b>	<b>Tratamiento del suelo</b>	<b>Pendiente del terreno en %</b>	<b>Tipo de Suelo</b>			
			A	B	C	D	
Caminos							
De terracería	-----	-	72	82	87	89	
Con superficie dura	-----	-	74	84	90	92	

Tipo de suelo	Textura del Suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla Suelos muy permeables
B	Arenas finas y limos

C	Arenas muy finas, limos sueltos con alto contenido de arcilla
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables

<b>N</b>	<b>N con corrección A</b>	<b>N con corrección B</b>
0	0	0
10	4	22
20	9	37
30	15	50
40	22	60
50	31	70
60	40	78
70	51	85
80	63	91
90	78	96
100	100	100

De acuerdo a los factores de relieve, infiltración, vegetación y capacidad de almacenamiento de la zona analizada, se ha usado un coeficiente de escorrentía de 0,4. El número de escurrimiento seleccionado N es de 91.

### 3.5.2 ANÁLISIS PLUVIOMÉTRICO Y DETERMINACIÓN DE INTENSIDAD DE LLUVIA

La región ha sido históricamente de precipitaciones constantes, características de las estribaciones de la cordillera oriental ecuatoriana.

Tomando en cuenta la importancia del proyecto, los costos que implica el diseño y construcción de un puente y las molestias que causaría a los usuarios el corte de la vía por la falta del mismo, es importante considerar un período de

retorno de 50 años para la determinación de la lluvia crítica para el proyecto, cumpliendo con las normas MOP, para caminos de segundo orden.

### 3.5.2.1 INTENSIDAD DE LLUVIA

Para la determinación de la intensidad de precipitación se ha utilizado las ecuaciones representativas de la estación meteorológica M-002, de la información pluviométrica nacional de intensidades del Estudio de Lluvias Intensas del INAMHI del año 1999.

Además de las ecuaciones de la estación M-002, ha sido necesaria la utilización del gráfico de las isolíneas de precipitación de todo el país.

**Islíneas de Intensidades de precipitación, para un periodo de retorno TR=50 años, en función de la máxima precipitación en 24 horas. (INAMHI)**



$$I_{TR} = 755,57 \cdot Id_{TR} \cdot t^{-0,9093}$$

Ecuación N° 2.- Para duraciones de lluvia entre 45 min. y 1440 min.

En este caso se tomará la duración de la lluvia igual al tiempo de concentración es decir 291 minutos, por lo que se utilizará la ecuación N° 2 para el cálculo de la intensidad.

### CÁLCULO DE INTENSIDADES

#### I<sub>TR</sub> Ecuación estación M-002

Tc (min)	Id Tr	I (mm/h)
291	3,2	43

#### Duración de la lluvia

5 min < 13 min

Tc (min)	Id Tr	I (mm/h)
291	3,2	14

13 min < 1440 min

#### I<sub>TR</sub> Ecuación Zona 13

Tc (min)	Id Tr	I (mm/h)
291	3,8	55

#### Duración de la lluvia

5 min < 36 min

Tc (min)	Id Tr	I (mm/h)
291	3,8	16

36 min < 1440 min

El valor obtenido de aplicar la ecuación N° 2 para un período de retorno de

50 años y una duración de lluvia de 291 minutos es de 14 mm/h.

### 3.5.3 DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO EN EL SITIO DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE

- Método Racional

El método utilizado para determinar el caudal en el lugar del cruce del puente es el Método Racional, el mismo que se utiliza ampliamente para la determinación de caudales de diseño en carreteras y puentes, debido a su simplicidad y lógica. La fórmula característica del Método Racional es:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Donde: Q = Caudal máximo a drenar en m<sup>3</sup>/seg.

A = Área del drenaje en Há.

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad de la precipitación en mm/hora.

- Método de Gómez

El segundo método de cálculo es el propuesto por Gómez (INERHI), luego de observar y medir el comportamiento de 40 cuencas a lo largo del Ecuador. La fórmula propuesta luego del estudio realizado por el INERHI es la que se muestra a continuación.

$$Q = \frac{25 \cdot A}{(A + 57)^{0.5}} \cdot K$$

Donde: Q = Caudal máximo a drenar en m<sup>3</sup>/seg.

A = Área del drenaje en Km<sup>2</sup>.

K = Coeficiente en función del período de retorno.

## DETERMINACIÓN DE CAUDALES

### Fórmula Racional

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Intensidad de lluvia (I reducida por dimensiones de la cuenca)	I = 11,2 mm/h
Área de la cuenca	A = 69200 Ha
Coeficiente de escorrentía	C = 0,4
Caudal	Q = 861,16 m <sup>3</sup> /s

### Fórmula de Gómez

$$Q = \frac{25 \times A}{(A+57)^{0.5}} \times K$$

Área de la cuenca	A = 692 Km <sup>2</sup>
Coeficiente dep. período de retorno	K = 0,574
Caudal	Q = 362,84 m <sup>3</sup> /s

Tr (años)	1000	500	100	<b>50</b>	25
K	1	0,856	0,646	<b>0,574</b>	0,507

- Método de Chow

El gasto de pico  $Q_p$  de un hidrograma de escurrimiento directo puede expresarse como el producto de la altura de precipitación efectiva  $P_e$  por el gasto de pico de un hidrograma unitario  $q_p$  que se expresa como una fracción del gasto de equilibrio para una lluvia con intensidad  $i = 1 \text{ mm}/d_e$

$$Q_p = \frac{0.278 \cdot P_e \cdot A_c \cdot Z}{d_e}$$

Donde:  $Q_p$  = Caudal pico por milímetro de lluvia efectiva m<sup>3</sup>/seg.

$A$  = Área del drenaje en  $\text{Km}^2$ .

$d_e$  = Duración en exceso, min.

$P_e$  = Precipitación efectiva, mm.

$Z$  = Factor de reducción de pico, que esta en función de la duración efectiva y el tiempo de retraso.

La precipitación efectiva  $P_e$  es:

$$P_e = \frac{\left( P - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Donde:  $P$  = Precipitación de la tormenta que depende del período de retorno y de la duración de la tormenta.

$N$  = Número de escurrimiento.

## DETERMINACIÓN DE CAUDALES A TRAVÉS DE HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS

### MÉTODO DE CHOW

$$P = \frac{720 \times T^{0.4} \times d^{1.07}}{60}$$

Altura de precipitación total	$P =$		mm
Período de retorno	$T =$	50 años	
Duración de la lluvia efectiva	$d =$		min

$$P = 57,38115 \times d^{0.3}$$

$$P_e = \frac{(P - (508/N) + 5,08)^2}{P + (2032/N) - 20,32}$$

Precipitación efectiva	$P_e =$		mm
Número de escurrimiento	$N =$	91	



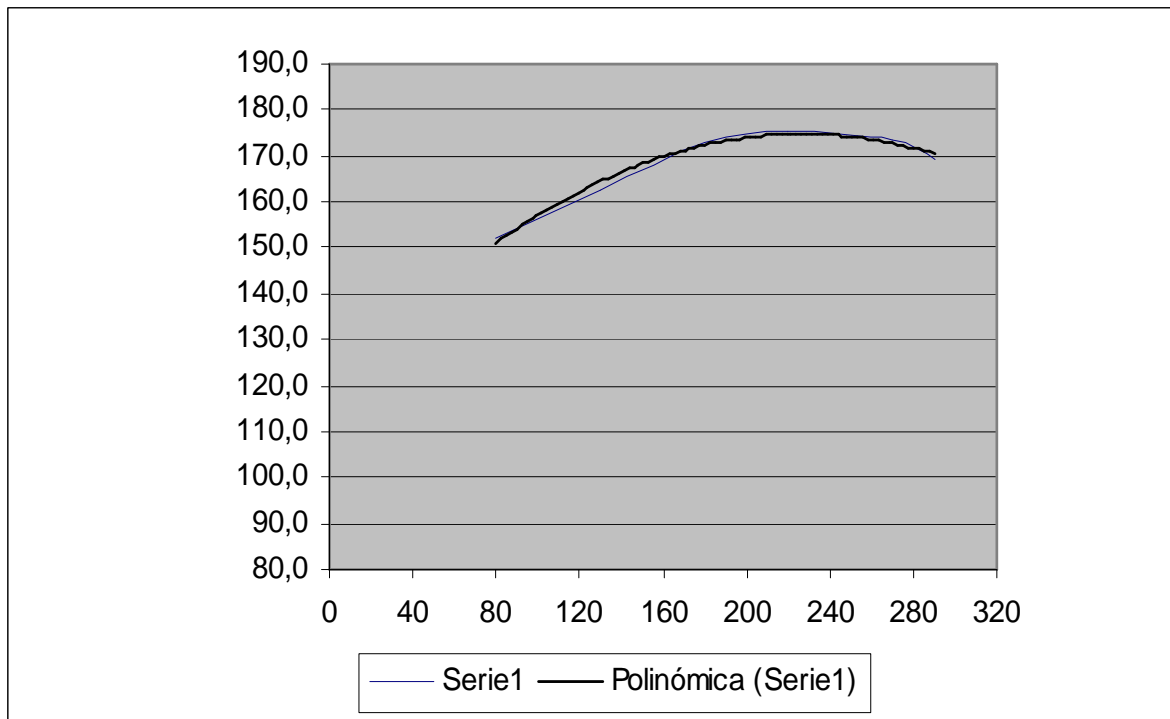
$$t_r = 0,005 \times (L / \sqrt{S})^{0,64}$$

Longitud del cauce	$L = 58000$ m
Pendiente	$S = 4,5$ %
Tiempo de retraso	$t_r = 207,342$ min

$$Q_p = \frac{0,278 \times P_e \times A_c}{d_e} \times Z$$

Gasto de pico	$Q_e =$	$m^3/s/mm$
Precipitación efectiva	$P_e =$	mm
Área de la cuenca	$A_c =$	$692$ Km <sup>2</sup>
Factor de reducción de pico	$Z =$	
Duración de lluvia efectiva	$d_e =$	min

$d_e$ min	P mm	$P_e$ mm	$d_e/t_r$	Z	$Q_p$ m <sup>3</sup> /s
80	214	210,7	0,39	0,30	152,0
130	247	244,2	0,63	0,45	162,6
180	272	269,5	0,87	0,60	172,8
220	289	286,4	1,06	0,70	175,3
270	308	304,7	1,30	0,80	173,7
290	314	311,4	1,40	0,82	169,4
330	327	323,8	1,59	0,85	160,5



cuenta un análisis de datos de precipitación – escorrentía, el desarrollo de

hidrogramas unitarios sintéticos se basa en el siguiente principio: si el volumen del hidrograma de esorrentía superficial es conocido, el caudal pico puede ser calculado suponiendo una cierta forma del hidrograma unitario (triangular). Para un milímetro de lluvia efectiva el caudal pico resultante es igual a:

$$Q_p = \frac{0.208 \cdot A}{t_p}$$

Donde:  $Q_p$  = Caudal pico por milímetro de lluvia efectiva  $m^3/\text{seg}$ .

$A$  = Área del drenaje en  $\text{Km}^2$ .

$t_p$  = tiempo al pico del hidrograma unitario triangular, horas.

El tiempo al pico es:

$$t_p = 0.6 \cdot t_c \cdot \sqrt{t_c}$$

$t_c$  = tiempo de concentración, horas.

### HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

$$t_r = 0,6 \times t_c$$

Tiempo de concentración	$t_c$	291,292 min
Tiempo de retraso	$t_r$	2,91 horas

$$d_e = 2 \times \sqrt{t_c}$$

Tiempo de concentración	$t_c$	291,292 min
Duración en exceso	$d_e$	4,41 horas

$$t_p = 0,6 \times t_c + \sqrt{t_c}$$

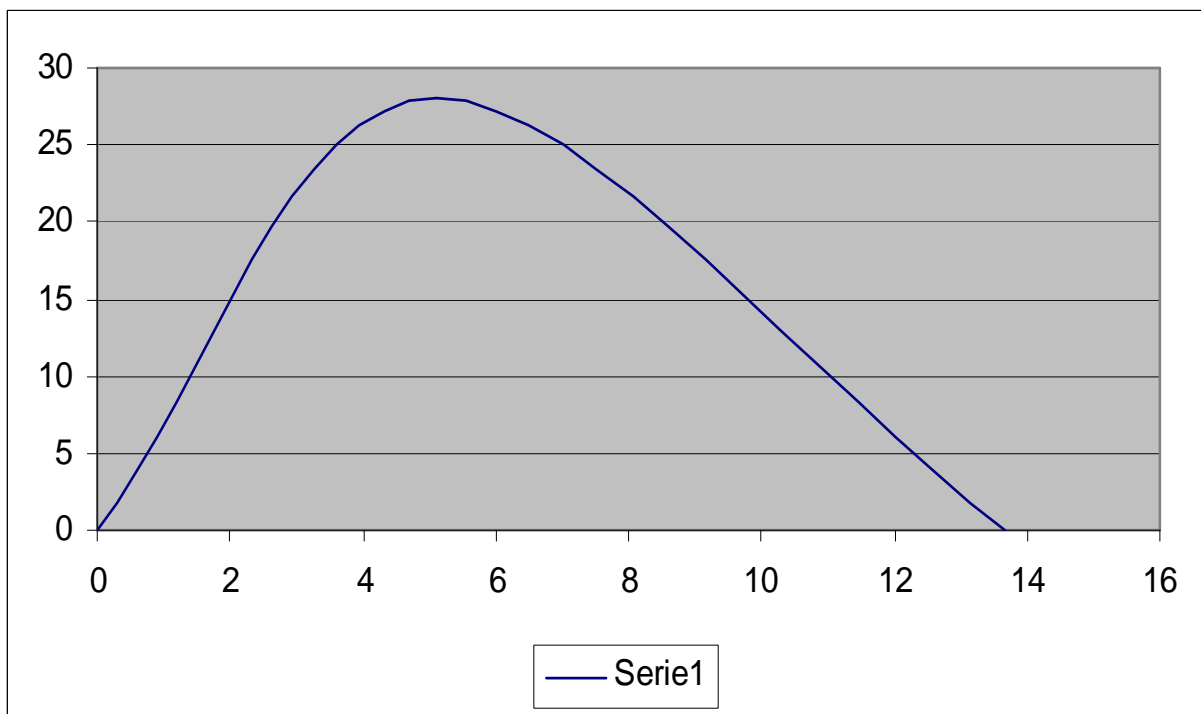
Tiempo de concentración	$t_c$	291,292 min
Tiempo al pico	$t_p$	5,12 horas

$$t_b = \frac{2,67 \times t_p}{t_b} = 13,66 \text{ horas}$$

Tiempo base

$$q_p = \frac{0,208 \times A}{t_p}$$

Área de la cuenca	$A_c$	692 Km <sup>2</sup>	0	0
Tiempo al pico	$t_p$	5,12 horas	5,12	28,13
Gasto de pico	$q_e$	28,13 m <sup>3</sup> /s/mm	13,66	0



- Hidrograma Unitario del United States Soil Conservation Service SCS

Este hidrograma fue estudiado con base en el análisis de un gran número de hidrogramas unitarios naturales de un amplio rango de tamaños de hoyas

hidrográficas y sitios geográficos. La fórmula para calcular el caudal pico es la siguiente:

$$Q_p = \frac{0.208 \cdot A}{t_p}$$

Donde:  $Q_p$  = Caudal pico por milímetro de lluvia efectiva  $m^3/\text{seg}$ .

$A$  = Área del drenaje en  $\text{Km}^2$ .

$t_p$  = tiempo al pico, horas.

Donde el tiempo al pico es:

$$t_p = \frac{10}{9} \cdot t_l$$

$t_l$  = tiempo de desfase, horas.

$$t_l = \frac{6}{10} \cdot t_c$$

$t_c$  = tiempo de concentración, horas.

### HIDROGRAMA UNITARIO SCS

$$t_l = 0,6 \times t_c$$

Tiempo de concentración	$t_c$	291,292 min
Tiempo de desfase	$t_l$	2,91 horas

$$t_p = \frac{10 \times t_l}{9}$$

Tiempo de desfase	$t_l$	2,91 horas
Tiempo al pico	$t_p$	3,24 horas

$$Q_p = \frac{0,208 \times A}{t_p}$$

Área de la cuenca	$A_c$	692 Km <sup>2</sup>
Caudal al pico	$Q_p$	44,47 m <sup>3</sup> /s/mm

A continuación se presentan los resultados de los caudales de diseño obtenidos por los distintos métodos:

METODO	RACIONAL	GOMEZ	CHOW	HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR	HIDROGRAMA UNITARIO SCS
CAUDAL m <sup>3</sup> /s	861,16	362,84	175,30	28,13	44,47

Al comparar los resultados obtenidos por los distintos métodos y analizando ciertos aforos realizados por el INHAMI concluimos que el método Racional está más cercano a la realidad tomándolo como el valor más desfavorable para continuar con el análisis hidráulico, por lo que el caudal usado para el cálculo hidráulico es 861,16 m<sup>3</sup>/s.

### 3.6 HIDRÁULICA DEL CAUCE

El estudio hidráulico tiene como objetivo calcular la profundidad de agua con la finalidad de fijar el nivel de la rasante del puente incluyendo el galibo de seguridad apropiado, así como también analizar los procesos de socavación general y local en la zona de interés.

Las condiciones topográficas de la cuenca y concretamente la suave pendiente del cauce condicionan la velocidad de flujo de agua, haciéndola baja y dentro de un régimen subcrítico, tanto para las condiciones normales de flujo como para crecidas de diseño. Para simplificar la determinación de variables hidráulicas, se considerará que el flujo es uniforme y que los efectos dinámicos de la creciente no son considerables. Bajo estas suposiciones se aplicará la fórmula de flujo en canales abiertos de Manning, para la determinación del calado y la velocidad en la sección en estudio, a partir del caudal de diseño obtenido anteriormente.

### 3.6.1 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE FLUJO A PARTIR DE LA FÓRMULA DE MANNING

La ecuación de Manning es válida para flujos uniformes de equilibrio y flujos turbulentos completamente rugosos.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot A \cdot i^{1/2}$$

Donde:

$Q$  = Caudal m<sup>3</sup>/s.

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning.

$R_h$  = Radio hidráulico en m.

$A$  = Área de la sección hidráulica en m<sup>2</sup>.

$i$  = Pendiente del cauce m/m.

### 3.6.1.1 GEOMETRÍA Y PENDIENTE DEL CAUCE

La geometría de la sección del cauce en las proximidades del puente, según lo que se aprecia en la topografía, es semejante a una sección rectangular en la parte inferior, por lo que se asume como tal, para la aplicación de la fórmula de Manning. Por otro lado la pendiente del cauce ha sido medida del perfil longitudinal del fondo del cauce del levantamiento topográfico, y resulta una pendiente en la zona de implantación del puente de 0,0245 m/m.

### 3.6.1.2 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Para la determinación del coeficiente de rugosidad se evalúan varios parámetros de la superficie del cauce.

#### Valoración del coeficiente de rugosidad de Manning en función de las condiciones del canal

CONDICIONES DEL CANAL		VALORACION	
Material considerado	Tierra	n <sub>0</sub>	0,020
	Roca		0,025
	Grava fina		0,024
	Grava gruesa		0,028
Grado de irregularidad	Liso	n <sub>1</sub>	0,000
	Menor		0,005
	Moderado		0,010
	Severo		0,020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n <sub>2</sub>	0,000
	Ocasional		0,005
	Frecuente		0,010 - 0,015
Efecto relativo de obstrucciones	Despreciable	n <sub>3</sub>	0,000
	Menor		0,010 - 0,015
	Apreciable		0,020 - 0,030
	Severo		0,040 - 0,060
Vegetacion	Baja	n <sub>4</sub>	0,005 - 0,010
	Media		0,010 - 0,025
	Alta		0,025 - 0,050
	Muy alta		0,050 - 0,100
	Minima		1,00

Aplicando la valoración de la tabla descrita anteriormente, se ha llegado a determinar que el coeficiente de rugosidad de Manning es  $n = 0,073$ .

### 3.6.2 NIVEL DE MÁXIMA CRECIENTE (NMC) Y NIVEL NORMAL DE ESTIAJE (NNE)

#### DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE MÁXIMA CRECIENTE

Fórmula de Manning

#### Sección Rectangular

Caudal del canal	Q	861,16 m <sup>3</sup> /s
Ancho del canal	b	26 m
Coef. de manning	n	0,073
Pendiente del canal	i	0,0245 en decimales
Profundidad de flujo	y	6,02 m
	solver	0
Perímetro mojado		38,03 m
Area de sección transv.		156,45 m <sup>2</sup>
Radio hidráulico		4,11 m
Velocidad de flujo		5,50 m/seg
Número de Froud		0,72
Tipo de flujo		subcrítico
Cota fondo del cauce		1435,08
NMC		1441,10

Con los valores anotados y aplicando la fórmula de Manning, se obtiene que el tirante máximo esperado para un periodo de retorno de 50 años, será 6,02m.

Como se dijo en los párrafos anteriores, para la determinación de la máxima creciente del río Oyacachi, se asumió en función de la topografía una



forma rectangular del cauce, por lo que el valor obtenido se encuentra del lado de la seguridad.

Una vez determinado el tirante máximo esperado, se calcula el nivel de máxima creciente sumando éste valor a la cota del fondo del cauce en este lugar, lo que da como resultado una cota de máxima creciente de 1441,10 msnm.

En lo que tiene que ver con el nivel normal de estiaje, del levantamiento topográfico se desprende que la cota de NNE es 1436,00 msnm.

### 3.7 ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN

La socavación es la erosión que sufre el suelo adyacente a las pilas y estribos debido a las turbulencias de agua que choca contra esos elementos. Éste factor depende de la velocidad del agua, del tipo de suelo, de la forma y ubicación de las pilas; y es un fenómeno acumulativo en el tiempo.

Es importante el estudio de socavación para garantizar la estabilidad de la estructura, debido a que un gran porcentaje de puentes fallan por erosión de la cimentación. La erosión es una combinación de procesos, unos a largo plazo y otros transitorios como son las avenidas, siendo estos últimos los más comunes y críticos.

#### 3.7.1 SOCAVACIÓN GENERAL (Método de Lischtvan – Lebediev)

Para la determinación de la erosión general, se ha utilizado el método de Lischtvan – Lebediev. Es importante anotar que la valoración de la magnitud de la erosión correspondiente a una avenida es muy compleja y responde a las teorías

de transporte de sólidos, no comprendidos en su totalidad, por lo que debemos hablar de una estimación, a partir de observaciones y fórmulas empíricas.

## SUELOS GRANULARES

$$y_s = \left[ \frac{\alpha \cdot y_0^{5/3}}{0,68 \cdot \beta \cdot D_m^{0,28}} \right]^{1/(1+x)}$$

En donde:

$y_s$  = Tirante después de la erosión en m.

$\alpha$  = Coeficiente en función de la pendiente longitudinal y rugosidad del cauce.

$y_0$  = Tirante de agua antes de la erosión en m.

$\beta$  = Coeficiente en función del periodo de retorno de la avenida.

$D_m$  = Diámetro medio del material del fondo del cauce en mm.

$x$  = Coeficiente en función del diámetro medio.

Lo que en el presente estudio se ha determinado es la llamada erosión potencial, es decir buscar la cota máxima hipotética de socavación, por lo que estaremos siempre hablando de una cifra del lado de la seguridad. Los principales valores de entrada para el cálculo son los siguientes:

- Material granular en el fondo del cauce.
- Tamaño medio del material del cauce,  $D_m = 50$  mm.

El tamaño medio del material del cauce se lo tomo en base a los registros de perforación, teniéndose una combinación de suelo cohesivo con suelo granular, es por esto que el valor medio tomado es relativamente menor al que se podría encontrar en el cauce.

## CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

### Socavación General Método de Lischtván – Lebadiev

#### Cohesivos

$\alpha$	1,70		Coeficiente en función de la pendiente longitudinal y rugosidad. (adimensional)
$Y_o$	6,02	m	Tirante antes de la erosión.
$\beta$	0,97		Coeficiente en función de la frecuencia de la avenida. (adimensional)
$\gamma_d$	2	t/m <sup>3</sup>	Peso volumétrico del material seco.
X	0,27		Exponente función del peso volumétrico (adimensional)
$Y_s$	12,8677853	m	Tirante después de la erosión
E	6,84778526		

Abscisa	NMC (msnm)	Cota perfil	$y_o$ (m)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	Coef. X	$y_s$	Socavacion
0			1,94	2	0,27	2,911	0,971
4			0,46	2	0,27	0,440	-0,020
8			4,81	50	0,285	0,486	-4,324
12			5,14	50	0,285	0,529	-4,611
16			5,07	50	0,285	0,520	-4,550
20			4	50	0,285	0,382	-3,618
24			0,44	50	0,285	0,022	-0,418
28			0	50	0,285	0,000	0,000

Aplicando la fórmula arriba anotada se determina que no existe socavación hipotética.

### 3.7.2 SOCAVACIÓN LOCALIZADA

Debido a que los estribos del puente se encuentran fuera del alcance de la acción del agua y que no hay pilas intermedias, no existe la posibilidad de que se produzca socavación localizada y por lo tanto no es necesario calcularla.

### 3.8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El cruce sobre el Río Oyacachi, objeto de éste estudio, se encuentra ubicado, en el sector de El Chaco, provincia de Napo, y une dos poblados Santa Rosa y El Chaco.
- Para el análisis hidrológico, se utilizó la información pluviográfica de la Estación M-002 La Tola, ubicada a pocos kilómetros de la cuenca en estudio y tiene por coordenadas,  $00^{\circ} 13'46''$  de la latitud sur,  $78^{\circ} 22'00''$  de longitud oeste, y un altitud de 2480 msnm. Además se usó la zonificación de intensidades propuesta por el INAMHI, determinando que el proyecto se encuentra emplazado sobre la zona No 13 y por lo tanto se usaron las ecuaciones representativas para la determinación de intensidades, las que arrojaron resultados coherentes con la información de la Estación La Tola.
- Por el hecho de no poder contar con información del comportamiento hidrológico de la cuenca, se han asumido con el mejor criterio algunos coeficientes, para lo cual la información proporcionada por el Ministerio de Obras Públicas de los estudios preliminares ha sido fundamental.
- Para la determinación de los caudales se trabajó con un periodo de retorno de 50 años, siendo este valor recomendado por el MOP para carreteras de segundo orden.

- Los resultados del análisis hidrológico - hidráulico de la cuenca del Río Oyacachi, se detallan a continuación:

Área de la cuenca	69.200,00	Ha.
Longitud del cauce principal	58,00	Km.
Desnivel del cauce principal	2.620,00	m.
Caudal máximo esperado	861,16	m <sup>3</sup> /s
Tirante máximo	6,02	m.
NMC	1.441,10	msnm.
NNE	1.435,08	msnm.
Socavación potencial hipotética	0,00	m.

- Luego de realizado el estudio hidrológico – hidráulico, se concluye que no tiene influencia la hidráulica en la longitud del puente sobre el Río Oyacachi. Los niveles de máxima creciente y las características de la cuenca no condicionan el nivel de rasante del puente.
- El puente deberá tener una luz mínima de 60m debido a consideraciones topográficas más que hidráulicas.
- Se deberá proteger los taludes con vegetación para disminuir los efectos de la erosión en los lugares donde se implantarán los estribos del puente.
- Se deberá realizar un buen manejo de las aguas superficiales para que lleguen al cauce sin producir daños en la cimentación del puente, lo que implica la ubicación de cunetas en los accesos al puente que conduzcan el agua hacia el río de forma adecuada.

- Es importante que el constructor constate en el sitio, si las condiciones hidromorfológicas del cauce, así como los niveles de agua, se mantienen de acuerdo a lo presentado en este estudio.
- Es fundamental que luego de puesto en servicio el puente, se realice un monitoreo rutinario de la estructura por parte de la institución encargada, para verificar su funcionamiento hidráulico y su comportamiento estructural, de manera que se pueda corregir a tiempo cualquier problema que se presente, especialmente luego de avenidas importantes.

## CAPÍTULO 4. - DISEÑO ESTRUCTURAL

### 4.1 GENERALIDADES

El puente sobre el río Oyacachi se encuentra ubicado en la carretera Baeza – El Chaco, entre las abscisas 22+973 y 23+033, en la Provincia de Napo.

La vía es de segundo orden y de clasificación absoluta según su tráfico promedio diario anual (TPDA). De acuerdo a las normas de diseño geométrico del MOP, adjunta en la tabla 2-R contenida en el Anexo 1, el puente estará conformado por dos carriles, un ancho de pavimento de 6,70m, y un ancho de espaldones de 1,5m.

### 4.2 DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA

Considerando las características topográficas, geotécnicas, hidrológico-hidráulicas, y las especificaciones de diseño geométrico correspondientes, se ha definido una sección transversal con un ancho de calzada de 9,70m, más dos veredas de 0,75m, resultando un ancho total de 11,20m. El puente está compuesto por un tramo isostático de 60,00m de luz, con cuatro vigas compuestas de sección □ de acero, separadas 2,80m de distancia entre ejes, con voladizos de 1,40m desde el eje de las vigas exteriores, tablero de hormigón armado, simplemente apoyado en sus dos extremos sobre estribos perpendiculares al eje longitudinal.

A continuación se presenta un cuadro con la información detallada de la geometría del puente, la cual se utilizará para realizar el cálculo estructural del mismo.

## GEOMETRÍA DEL PUENTE

LONGITUD DE CALCULO PUENTE	L = 60,00 m
NÚMERO DE VÍAS	Nvías = 2
ANCHO TOTAL TABLERO	B = 11,20 m
ANCHO CALZADA	Bc = 9,70 m
ANCHO ANDEN VEREDA	Bv = 0,75 m
NÚMERO DE VIGAS LONGITUDINALES	= 4
SEPARACIÓN ENTRE VIGAS	Lt = 2,80 m
LONGITUD VOLADO DESDE EJE VIGA EXTERIOR	Lv = 1,40 m
ANCHO MENOR PATÍN SUPERIOR VIGAS	Bf = 0,35 m
LUZ EFECTIVA CALCULO VOLADO	Sv = 1,23 m
LUZ EFECTIVA CALCULO TRAMOS INTERIORES	S = 2,63 m
ESPESOR CAPA RODADURA	Tc = 0,05 m
ESPESOR LOSA HORMIGÓN	Ts = 0,20 m
DIMENSIÓN TRANSVERSAL DE POSTES	Hp = 0,25 m
<b>MATERIALES</b>	
HORMIGÓN INFRAESTRUCTURA	f'c = 240 Kg /cm <sup>2</sup>
HORMIGÓN SUPERESTRUCTURA	f'c = 280 Kg /cm <sup>2</sup>
ACERO DE REFUERZO PARA HORMIGÓN ARMADO	Fy = 4200 Kg /cm <sup>2</sup>
<b>NORMAS DE DISEÑO</b>	
AASHTO. STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES.	
Fifteenth Edition.1992	
SOBRECARGA. HS MOP	

### 4.3 SOLICITACIONES DE DISEÑO

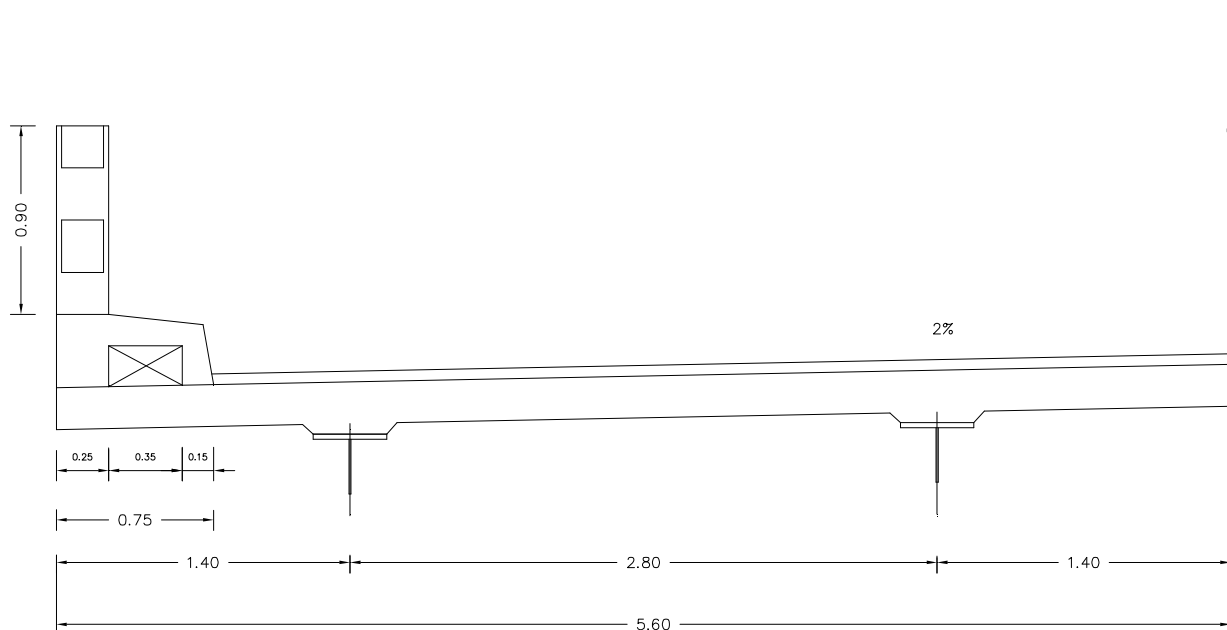
#### 4.3.1. CONDICIONES GEOMÉTRICAS

La sección transversal tiene un ancho total de 11,20m. La pendiente longitudinal del puente es de 0%; y el tablero tiene una pendiente transversal de 2%, a cada lado del eje longitudinal.



El nivel de rasante definido para el puente es 1.454,80. El espesor determinado para la losa es de 0,20m y el de la capa de rodadura es de 0,05m. Esta última será de pavimento asfáltico, de acuerdo a lo establecido por las normas MOP de diseño geométrico, para vías de segundo orden.

En casos de repavimentación de la vía, no deberá permitirse la colocación adicional de carpeta asfáltica sobre el puente.



## 4.3.2. CONDICIONES DE CARGA

### 4.3.2.1 CARGA PERMANENTE

Las cargas permanentes (carga muerta AASHTO 3.3) que deben contemplarse son las siguientes:

**SUPERESTRUCTURA:** Peso propio de la estructura, capa de rodadura, veredas y protecciones.

INFRAESTRUCTURA: Carga muerta propia, la proveniente de la superestructura y la presión de tierras.

#### 4.3.2.2 CARGA VIVA

Para diseñar la superestructura se utiliza el tren de cargas estipulado en las normas MOP (HS MOP 2000), que establece un camión semiremolque de las siguientes características:

PESO DE CADA RUEDA EJE DELANTERO:	2.5 T
PESO DE CADA RUEDA EJE INTERMEDIO:	10.0 T
PESO DE CADA RUEDA EJE TRASERO:	10.0 T
PESO TOTAL:	45.0 T
SEPARACIÓN LONGITUDINAL ENTRE EJES:	4.2 m
SEPARACIÓN TRANSVERSAL DE RUEDAS:	1.8 m

Adicionalmente se consideran las cargas equivalentes, y para las solicitaciones de diseño se aceptan las que producen mayores esfuerzos al comparar éstas últimas con las cargas de camión estándar. La máxima reacción de carga viva en los apoyos debe ser soportada por la infraestructura.

#### 4.3.2.3 OTRAS CARGAS

De acuerdo al AASHTO 3.8 se deben incrementar las cargas vivas de tráfico para considerar los efectos de impacto y efectos dinámicos sobre los elementos estructurales de la superestructura.

Se consideran las cargas por efectos de viento (AASHTO 3.15), por contracción (AASHTO 3.16), y de sismo (AASHTO 3.21). En este último caso debe evaluarse lo estipulado en el Código Ecuatoriano de la Construcción vigente.

Para el diseño de veredas las cargas están referidas en AASHTO 3.15, en el caso de las protecciones en AASHTO 2.7.4.1; y para las solicitaciones correspondientes a los estribos, se considera la acción de las cargas transmitidas por la superestructura y los efectos de la presión del suelo de relleno.

#### 4.3.3. COMBINACIONES DE CARGA

El diseño se lo realiza utilizando las combinaciones de carga establecidas en AASHTO 3.22, en la tabla 3.22.1A (Anexo 1).

El proceso señalado en el capítulo 3.23 de la AASHTO especifica la distribución de las cargas para el diseño de las vigas longitudinales tanto interiores como exteriores. El análisis contemplando el factor de distribución para cargas vivas permite evaluar los distintos casos que se presentan por las diferentes posiciones en las que se puede ubicar el vehículo sobre el tablero es decir, una de las vigas puede estar sometida a una carga mayor que otra.

Básicamente, se calcula la viga interior por ser la más solicitada, ya que en ningún caso la viga exterior tendrá menor capacidad que la viga interior.

Debe comprobarse que cada miembro de la estructura resista las combinaciones de las solicitaciones de diseño indicadas en la AASHTO.

#### 4.3.4. CONDICIONES DE APOYO

La superestructura se apoya sobre estribos, y se utilizan aparatos de apoyo de neopreno combinados con apoyos elastoméricos. Estos apoyos validan en la práctica el cálculo de la superestructura como simplemente apoyada, ya que la capacidad de deformación de estos materiales permite los desplazamientos

horizontales que se producen en la superestructura por cambios de temperatura, contracción del hormigón, frenado y la propia acción de las cargas. Adicionalmente, actúa como apoyo fijo, ya que por fricción produce fuerzas que evitan grandes desplazamientos.

Con la finalidad de impedir los desplazamientos laterales, en el sentido transversal, se establece la construcción de trabas antisísmicas en los estribos, junto a las vigas exteriores

#### 4.4 RESISTENCIA DE MATERIALES Y ESFUERZOS ADMISIBLES

El hormigón que se usará en la infraestructura tendrá una resistencia a la compresión, obtenida por ensayos de cilindro estándar a los 28 días, de  $f'c=240$  kg/cm<sup>2</sup>. Los elementos de hormigón de la superestructura tendrán una resistencia especificada a la compresión  $f'c=280$  kg/cm<sup>2</sup>.

El acero de refuerzo para el hormigón armado deberá tener una resistencia especificada de fluencia  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> (INEN GRADO A42).

El acero estructural para las vigas armadas con placa soldada y sus rigidizadores será Acero estructural de baja aleación y alta resistencia ASTM A588, con  $f_y=3520$  kg/cm<sup>2</sup>. En los arriostramientos y conectores de cortante se usará acero estructural ASTM A36, con  $f_y=2540$  kg/cm<sup>2</sup>.

La soldadura de los elementos de la estructura de acero se realizará con electrodos E8016-C2, de acuerdo a las especificaciones de la "America Welding Society".

Los aparatos de apoyo tendrán una dureza de 60° shore. Se debe verificar que se tenga una buena resistencia al desprendimiento entre las capas de neopreno y las láminas de acero.

## 4.5 MEMORIA DE CÁLCULO

Los miembros de la estructura se diseñan para resistir las combinaciones de las solicitaciones aplicables según lo establecido en la norma AASHTO 3.22.

La metodología de cálculo para el tablero y las veredas será mediante el método de diseño por resistencia (*Strenght Design Method. Load Factor Design*) ASSHTO 8.16, 8.17, 8.20, 8.21, 8.22, 8.23 y 8.24. Las protecciones se diseñarán por esfuerzos admisibles AASHTO 8.15.

Las vigas de acero se diseñan para las solicitaciones de flexión y cortante, de acuerdo al método de esfuerzos admisibles (AASHTO 10.31), evaluando las fases constructivas detalladas a continuación:

- Cuando la losa no alcanza su resistencia a la compresión mínima especificada. Acción del peso propio de la estructura, soportado por la sección de acero de las vigas, arriostradas únicamente en los puntos donde existen diafragmas (AASHTO 10.34).
- Cuando la losa ha alcanzado su resistencia a la compresión mínima especificada. Acción de las cargas del peso propio de la estructura, de la carga viva y de la carga superpuesta debido a las veredas, protecciones y capa de rodadura, soportadas por la sección compuesta, considerando relaciones modulares  $n$  y  $3n$ . (AASHTO 10.38).

Los rigidizadores transversales se diseñan de acuerdo a lo indicado en AASHTO 10.34.4. El diseño de los rigidizadores longitudinales se especifica en AASHTO 10.34.5, para el caso de los rigidizadores de apoyo, AASHTO 10.34.5, y para los conectores de cortante AASHTO 10.38.2.

El diseño de las vigas debe revisarse según las limitaciones de deflexiones (AASHTO 10.6).

## 4.5.1 DISEÑO DEL TABLERO

### DATOS:

LONGITUD DE CALCULO PUENTE	L	=	60,00	m
NÚMERO DE VÍAS	Nvías	=	2	
ANCHO TOTAL TABLERO	B	=	11,20	m
ANCHO CALZADA	bc	=	9,70	m
ANCHO ANDEN VEREDA	bv	=	0,75	m
NÚMERO DE VIGAS LONGITUDINALES		=	4	
SEPARACIÓN ENTRE VIGAS	Lt	=	2,80	m
LONG VOLADO DESDE EJE VIGA EXTERIOR	Lv	=	1,40	m
ANCHO MENOR PATIN SUPERIOR VIGAS	bf	=	0,35	m
LUZ EFECTIVA CALCULO VOLADO	Sv	=	1,23	m
LUZ EFECTIVA CALCULO TRAMOS INTERIORES	S	=	2,63	m
ESPESOR CAPA RODADURA	tc	=	0,05	m
ESPESOR LOSA HORMIGÓN	ts	=	0,20	m
DIMENSION TRANSVERSAL DE POSTES	hp	=	0,25	m

### CARGA MUERTA SOBRE LOS TRAMOS INTERIORES POR METRO DE ANCHO:

CAPA DE RODADURA:	0,0880	T/m
PESO DE LA LOSA:	0,4800	T/m
<b>TOTAL CARGA MUERTA TI:</b>	<b>0,5680</b>	<b>T/m</b>

### CARGA MUERTA SOBRE LOS VOLADIZOS:

CAPA DE RODADURA:	0,0523	T/m
PESO DE LA LOSA:	0,5880	T/m
PROTECCIONES:	0,4400	T/m
VEREDA:	0,2430	T/m
<b>TOTAL CARGA MUERTA VOLADIZOS:</b>	<b>1,3233</b>	<b>T/m</b>

### CARGA VIVA SOBRE LOS TRAMOS INTERIORES POR METRO DE ANCHO:

CARGA DE RUEDA:	10,00	T
COEFICIENTE DE IMPACTO:	0,30	
CARGA DE RUEDA + IMPACTO:	13,00	T

### CARGA VIVA SOBRE LOS VOLADIZOS:

CARGA DE RUEDA:	10,00	T
COEFICIENTE DE IMPACTO:	0,30	
CARGA DE RUEDA + IMPACTO:	13,00	T

**MOMENTO POR CARGAS DE SERVICIO SOBRE VOLADIZOS****CARGA MUERTA**

CAPA DE RODADURA:

PESO DE LA LOSA:

PROTECCIONES:

VEREDA:

W (T/m)	d (m)	M (T/m/m)
0,0523	0,238	0,012
0,5880	0,613	0,360
0,4400	1,100	0,484
0,2430	0,850	0,207
<b>TOTAL:</b>		<b>1,063</b>

**CARGA VIVA**

CARGA VIVA NORMAL

CARGA VIVA ACCIDENTAL

P*(1+l) (T)	x (m)	E (m)	M (T/m/m)
13,00	0,175	1,280	1,777
13,00	0,675	1,680	5,223

**MOMENTO POR CARGAS DE SERVICIO SOBRE TRAMOS INTERIORES****CARGA MUERTA**

W (T/m)	S (m)	M (T/m/m)
0,5680	2,625	0,391

**CARGA VIVA**

P*(1+l) (T)	S (m)	M (T/m/m)
13,00	2,625	3,440

**MOMENTOS DE DISEÑO PARA FRANJA 1m ANCHO (GRUPO 1)**

SOBRE LOS VOLADIZOS (NORMAL)

Mu = 5,241 T/m/m

SOBRE LOS VOLADIZOS (ACCIDENTAL)

Mu = 8,172 T/m/m

SOBRE LOS TRAMOS INTERIORES

Mu = 7,977 T/m/m

**SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO**

RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA COMPRESIÓN	$f_c$	=	280 kg/cm <sup>2</sup>
RESISTENCIA DE FLUENCIA DEL REFUERZO	$f_y$	=	4200 kg/cm <sup>2</sup>
COEFICIENTE	$\beta_1$	=	0,85
ESESOR LOSA DE HORMIGÓN	$t_s$	=	0,20 m
RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO AL EJE	$r$	=	0,03 m
CUANTIA DE REFUERZO MÍNIMA	$\rho_{min}$	=	0,003333
CUANTÍA DE REFUERZO MÁXIMA	$\rho_{máx}$	=	0,021440
FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	$\phi$	=	0,90

## ARMADURA DE TENSIÓN

SECCIÓN	b (cm)	d (cm)	Mu (Tm)	Mu'	w	$\rho$	comprobar $\rho$ calc < min	$\rho$	As (cm <sup>2</sup> )
VOLADIZO	100,00	17,00	8,172	0,112213	0,120826	0,008055	0,008055	0,008055	13,69
TRAMO INTERNO	100,00	17,00	7,977	0,109533	0,117707	0,007847	0,007847	0,007847	13,34

### ARMADURA:

INFERIOR: 1  $\Phi$  16mm @ 0.125m

SUPERIOR: 1  $\Phi$  16mm @ 0.25m + 1  $\Phi$  16mm @ 0.25m

## REFUERZO LONGITUDINAL DE DISTRIBUCIÓN

### PARTE INFERIOR DEL TABLERO

PORCENTAJE CALCULADO  $1,21 / \sqrt{S}$  74,68%

PORCENTAJE MÁXIMO 67,00%

AASHTO 3.24.10 (3-22)

REFUERZO PRINCIPAL Asd = 0,67 As (+)  
Asd = 8,94 cm<sup>2</sup>/m

PARTE CENTRAL DE ANCHO S/2 : 1  $\Phi$  12mm @ 0.10m

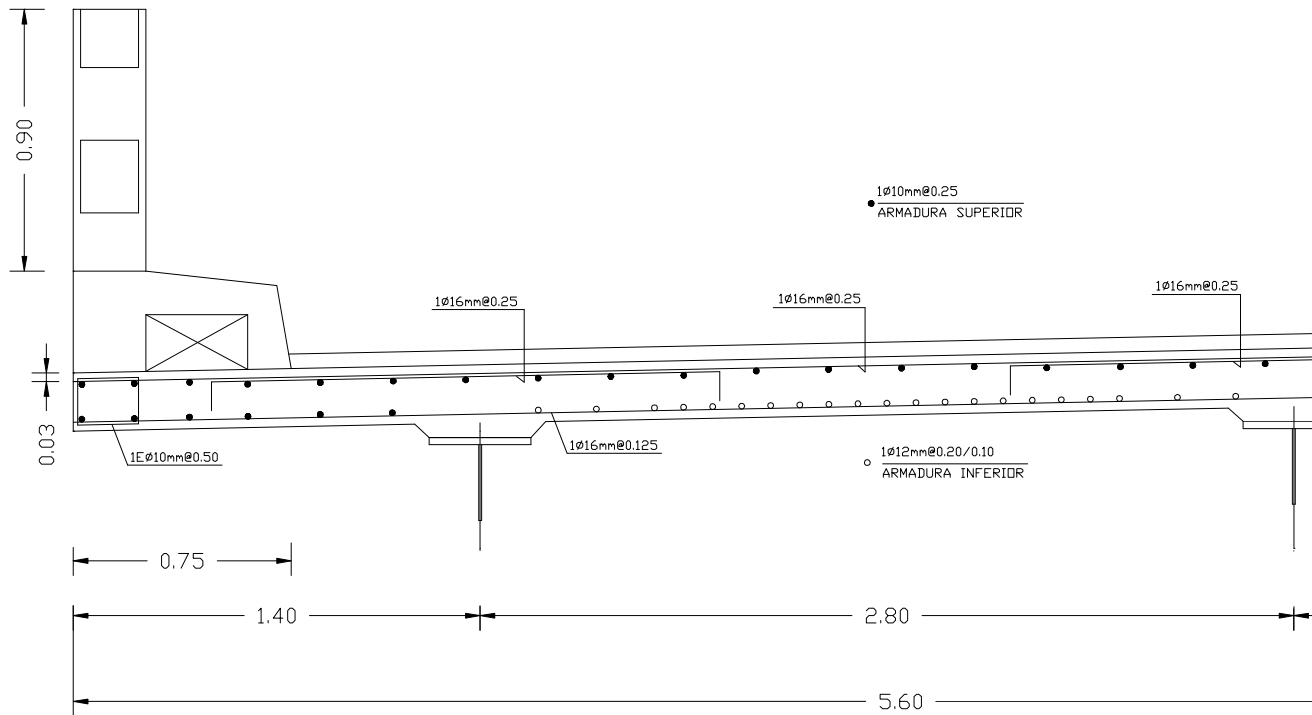
PARTES LATERALES DE ANCHO S/4 : 1  $\Phi$  12mm @ 0.20m

## REFUERZO DE TEMPERATURA

### PARTE SUPERIOR DEL TABLERO

Asd = 2,64 cm<sup>2</sup>/m  
1  $\Phi$  10mm @ 0.25m





## 4.5.2 DISEÑO DE LA VEREDA

### CARGAS DE DISEÑO:

PESO PROPIO:	0.440 T/m
CARGA MUERTA ANDÉN:	0.300 T/m
CARGA VIVA ANDÉN:	0.415 T/m
CARGA RUEDA + IMPACTO:	11.550 T
CARGA DEL BORDILLO:	0.750 T/m

### MOMENTOS DE DISEÑO

#### SOBRE EL ANDÉN:

MOMENTO POR CARGA MUERTA:	0.004 T/m/m
MOMENTO CARGA VIVA:	0.005 T/m/m
MOMENTO CARGA RUEDA + IMPACTO:	1.147 T/m/m
<b>MOMENTO ÚLTIMO DE DISEÑO:</b>	<b>1.496 T/m/m</b>

**SOBRE EL BORDILLO:**

MOMENTO CARGA RUEDA + IMPACTO:	0.260 T/m/m
MOMENTO ÚLTIMO DE DISEÑO:	0.338 T/m/m

**DISEÑO POR FLEXIÓN**

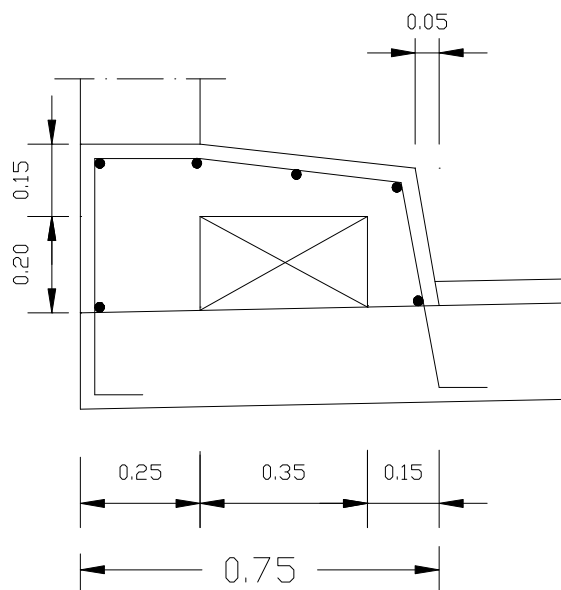
SECCIÓN	b (cm)	d (cm)	Mu (Tm)	Mu'	w	$\rho$	comprobar $\rho$ calc < min	$\rho$	As (cm <sup>2</sup> )
ANDÉN	100.00	7.50	1.496	0.105538	0.113083	0.007539	0.007539	0.007539	5.65
BORDILLO	100.00	12.50	0.338	0.008584	0.008628	0.000575	0.003333	0.003333	4.17

**ARMADURA EN VEREDA:**

1  $\Phi$  10mm @ 0.15m

**REFUERZO LONGITUDINAL MÍNIMO:**

AsLong = 3.67 cm<sup>2</sup>/m  
6  $\Phi$  10mm

**4.5.3 DISEÑO DE LAS PROTECCIONES**

DATOS:

$f'c$	=	280 kg/cm <sup>2</sup>	
$fc$	=	112 kg/cm <sup>2</sup>	0.4f'c
$Fy$	=	4200 kg/cm <sup>2</sup>	
$fs$	=	1680 kg/cm <sup>2</sup>	0.4Fy
$n$	=	8.088	Es/Ec
$k$	=	0.350	$n*fc/(n*fc+fs)$
$j$	=	0.883	1-k/3
$R$	=	17.326	$fc*j*k/2$

## DISEÑO DE LOS POSTES:

### DISEÑO A FLEXIÓN

$P =$	4.550 T
$L =$	2.37 m
$M =$	2.61625 T.m
$As =$	5.343 cm <sup>2</sup>
Usar: 3 $\Phi$ 16mm (para ambas caras)	
6 $\Phi$ 16mm por poste	

### DISEÑO A CORTE

$V =$	4.550 T
$v =$	8.089 kg/cm <sup>2</sup>
$vc =$	0.000 kg/cm <sup>2</sup>
$vs =$	8.089 kg/cm <sup>2</sup>
$Av =$	1.200 cm <sup>2</sup>
$s =$	0.1 m
Usar: 1E $\Phi$ 10mm @ 0.10m	

## DISEÑO DE LOS PASAMANOS:

Serán de hormigón, monolíticos con los postes.

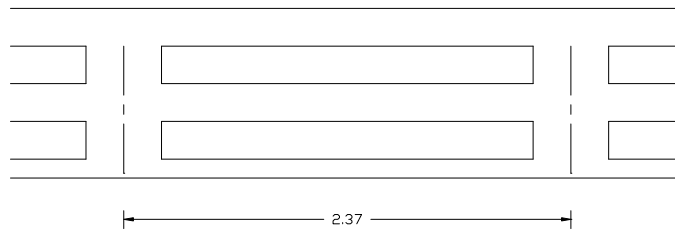
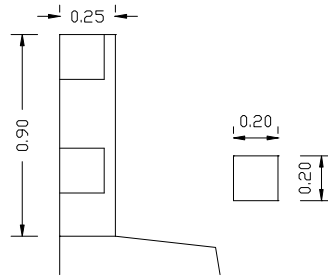
### DISEÑO A FLEXIÓN

$P =$	4.550 T
$L =$	2.37 m
$M =$	0.89863 T.m
$As =$	2.370 cm <sup>2</sup>
Usar: 2 $\Phi$ 14mm (para ambas caras)	
4 $\Phi$ 14mm por pasamano	

### DISEÑO A CORTE

$V =$	2.275 T	
$v =$	6.500 kg/cm <sup>2</sup>	V/bd
$vc =$	0.000 kg/cm <sup>2</sup>	
$vs =$	6.500 kg/cm <sup>2</sup>	
$Av =$	1.550 cm <sup>2</sup>	

$s = 0.2 \text{ m}$ Usar: 1E $\Phi$ 10mm @ 0.20m	$A_v * f_s / (v - v_c) b$
---	---------------------------



#### 4.5.4 CÁLCULO DE ESFUERZOS

##### ENVOLVENTE DE MOMENTOS MÁXIMOS POR CARGA DE CAMIÓN

Estación (m)	M1	M2	M3	M4	M(máx)	Estación (m)	M (máx)	M (máx)	M(máx*FD)
0	0.00				0.00	60	0.00	0.00	0.00
1	42.15				42.15	59	40.05	42.15	35.21
2	82.80				82.80	58	78.60	82.80	69.16
3	121.95				121.95	57	115.65	121.95	101.87
4	159.60	88.20			159.60	56	151.20	159.60	133.32
5	195.75	127.50		106.33	195.75	55	185.25	195.75	163.51
6	230.40	165.30		140.40	230.40	54	217.80	230.40	192.46
7	263.55	201.60		173.13	263.55	53	249.90	263.55	220.15
8	295.20	236.40		204.53	295.20	52	282.60	295.20	246.59
9	325.35	269.70	130.05	234.60	325.35	51	313.80	325.35	271.77
10	354.00	301.50	165.00	263.33	354.00	50	343.50	354.00	295.70
11	381.15	331.80	198.45	290.73	381.15	49	371.70	381.15	318.38
12	406.80	360.60	230.40	316.80	406.80	48	398.40	406.80	339.81
13	430.95	387.90	260.85	341.53	430.95	47	423.60	430.95	359.98
14	453.60	413.70	289.80	364.93	453.60	46	447.30	453.60	378.90
15	474.75	438.00	317.25	387.00	474.75	45	469.50	474.75	396.57
16	494.40	460.80	343.20	407.73	494.40	44	490.20	494.40	412.98
17	512.55	482.10	367.65	427.13	512.55	43	509.40	512.55	428.14
18	529.20	501.90	390.60	445.20	529.20	42	527.10	529.20	442.05
19	544.35	520.20	412.05	461.93	544.35	41	543.30	544.35	454.71
20	558.00	537.00	432.00	477.33	558.00	40	558.00	558.00	466.11
21	570.15	552.30	450.45	491.40	570.15	39	571.20	571.20	477.14
22	580.80	566.10	467.40	504.13	580.80	38	582.90	582.90	486.91
23	589.95	578.40	482.85	515.53	589.95	37	593.10	593.10	495.43
24	597.60	589.20	496.80	525.60	597.60	36	601.80	601.80	502.70
25	603.75	598.50	509.25	534.33	603.75	35	609.00	609.00	508.71
26	608.40	606.30	520.20	541.73	608.40	34	614.70	614.70	513.47
27	611.55	612.60	529.65	547.80	612.60	33	618.90	618.90	516.98
28	613.20	617.40	537.60	552.53	617.40	32	621.60	621.60	519.24
29	613.35	620.70	544.05	555.93	620.70	31	622.80	622.80	520.24
30	612.00	622.50	549.00	558.00	622.50	30	622.50	622.50	519.99
31	609.15	622.80	552.45	558.73	622.80	29	620.70	622.80	520.24
32	604.80	621.60	554.40	558.13	621.60	28	617.40	621.60	519.24
33	598.95	618.90	554.85	556.20	618.90	27	612.60	618.90	516.98
34	591.60	614.70	553.80	552.93	614.70	26	608.40	614.70	513.47
35	582.75	609.00	551.25	548.33	609.00	25	603.75	609.00	508.71
36	572.40	601.80	547.20	542.40	601.80	24	597.60	601.80	502.70
37	560.55	593.10	541.65	535.13	593.10	23	589.95	593.10	495.43
38	547.20	582.90	534.60	526.53	582.90	22	580.80	582.90	486.91
39	532.35	571.20	526.05	516.60	571.20	21	570.15	571.20	477.14
40	516.00	558.00	516.00	505.33	558.00	20	558.00	558.00	466.11
41	498.15	543.30	504.45	492.73	543.30	19	544.35	544.35	454.71
42	478.80	527.10	491.40	478.80	527.10	18	529.20	529.20	442.05
43	457.95	509.40	476.85	463.53	509.40	17	512.55	512.55	428.14
44	435.60	490.20	460.80	446.93	490.20	16	494.40	494.40	412.98
45	411.75	469.50	443.25	429.00	469.50	15	474.75	474.75	396.57
46	386.40	447.30	424.20	409.73	447.30	14	453.60	453.60	378.90
47	359.55	423.60	403.65	389.13	423.60	13	430.95	430.95	359.98
48	331.20	398.40	381.60	367.20	398.40	12	406.80	406.80	339.81
49	301.35	371.70	358.05	343.93	371.70	11	381.15	381.15	318.38
50	270.00	343.50	333.00	319.33	343.50	10	354.00	354.00	295.70
51		313.80	306.45	293.40	313.80	9	325.35	325.35	271.77
52		282.60	278.40	266.13	282.60	8	295.20	295.20	246.59
53		249.90	248.85	237.53	249.90	7	263.55	263.55	220.15
54		215.70	217.80	207.60	217.80	6	230.40	230.40	192.46
55		180.00	185.25	176.33	185.25	5	195.75	195.75	163.51
56			151.20	143.73	151.20	4	159.60	159.60	133.32
57			115.65	109.80	115.65	3	121.95	121.95	101.87
58			78.60	74.53	78.60	2	82.80	82.80	69.16
59			40.05	37.93	40.05	1	42.15	42.15	35.21
60			0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00

$$M1 = \frac{4,5P}{L}(L - X - 2,8) * X$$

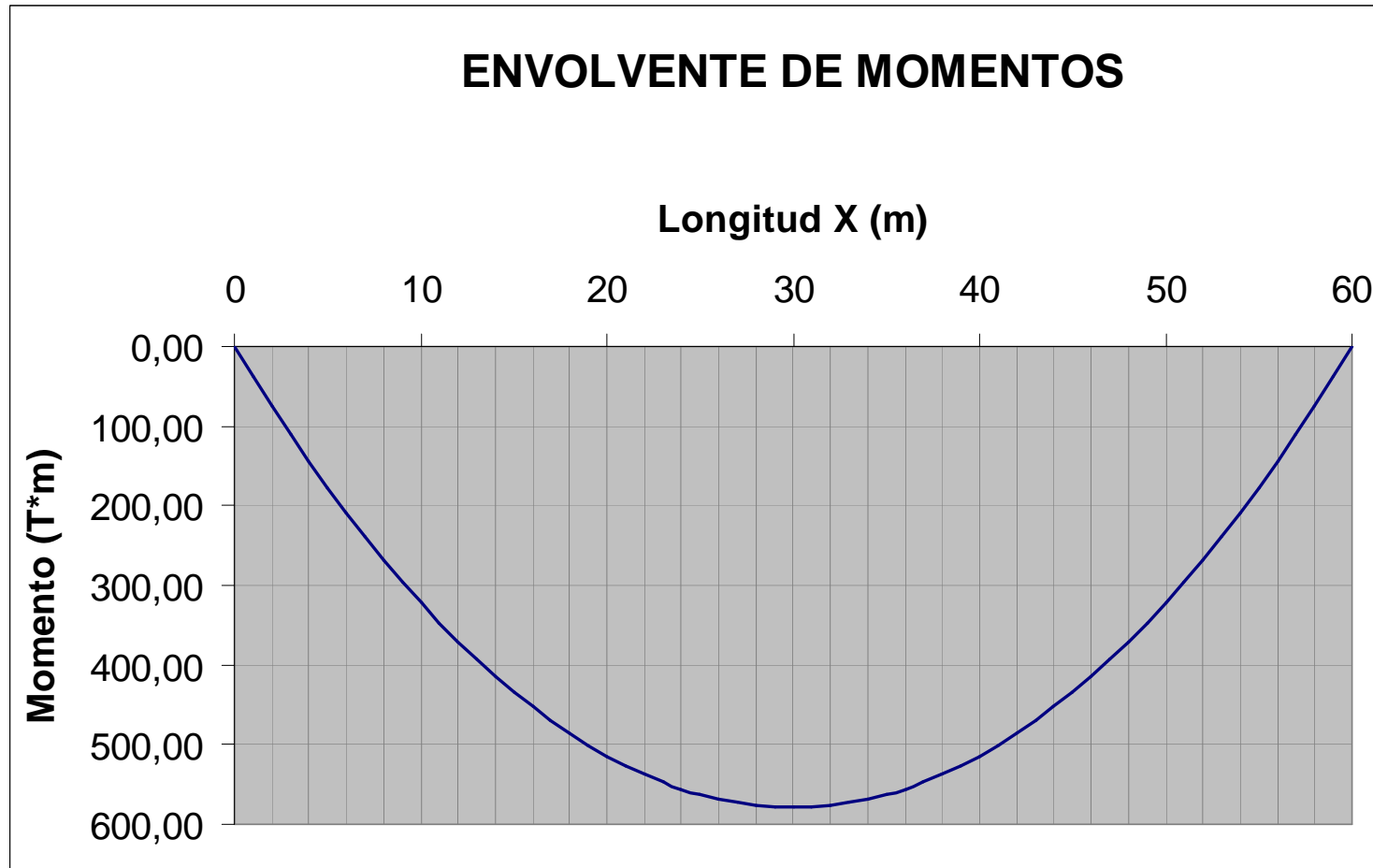
$$M2 = \frac{4,5P}{L}(L - (X - 1,4)) * X - 2P * 4,2$$

$$M3 = \frac{4,5P}{L}(L - (X - 4,2 - 1,4)) * X - 2P * 8,4$$

$$M4 = \frac{4P}{L}(L - X - 2,1) * X - 2P * 4,2$$

ENVOLVENTE DE MOMENTOS POR CARGA VIVA EQUIVALENTE

<b>Estación (m)</b>	<b>M(eq)</b>	<b>M(eq)*FD</b>
0	0,00	0,00
1	45,43	37,95
2	89,32	74,61
3	131,67	109,99
4	172,48	144,08
5	211,75	176,88
6	249,48	208,40
7	285,67	238,63
8	320,32	267,57
9	353,43	295,23
10	385,00	321,60
11	415,03	346,68
12	443,52	370,48
13	470,47	392,99
14	495,88	414,22
15	519,75	434,16
16	542,08	452,81
17	562,87	470,18
18	582,12	486,26
19	599,83	501,05
20	616,00	514,56
21	630,63	526,78
22	643,72	537,71
23	655,27	547,36
24	665,28	555,72
25	673,75	562,80
26	680,68	568,59
27	686,07	573,09
28	689,92	576,31
29	692,23	578,24
30	693,00	578,88
31	692,23	578,24
32	689,92	576,31
33	686,07	573,09
34	680,68	568,59
35	673,75	562,80
36	665,28	555,72
37	655,27	547,36
38	643,72	537,71
39	630,63	526,78
40	616,00	514,56
41	599,83	501,05
42	582,12	486,26
43	562,87	470,18
44	542,08	452,81
45	519,75	434,16
46	495,88	414,22
47	470,47	392,99
48	443,52	370,48
49	415,03	346,68
50	385,00	321,60
51	353,43	295,23
52	320,32	267,57
53	285,67	238,63
54	249,48	208,40
55	211,75	176,88
56	172,48	144,08
57	131,67	109,99
58	89,32	74,61
59	45,43	37,95
60	0,00	0,00



# ENVOLVENTE DE CORTANTES MÁXIMOS

CORTANTES POR CARGA EQUIVALENTE Y DE CAMIÓN

CORTANTES POR D1 Y D2

Estación (m)	Estación x'	V(eq)	V(eq)'	V(eq)máx)	V(eq)FD	V(camión)	V(camión)'	V(cam)máx)	V(cam)FD	Estación (m)	VD1	VD2
0	60	50,80	0,00	50,80	<b>42,42</b>	42,90	2,10	42,90	<b>35,82</b>	0	59,82	18,06
1	59	49,36	-0,26	49,36	<b>41,22</b>	42,15	1,35	42,15	<b>35,20</b>	1	57,83	17,46
2	58	47,95	-0,53	47,95	<b>40,04</b>	41,40	0,60	41,40	<b>34,57</b>	2	55,83	16,86
3	57	46,55	-0,83	46,55	<b>38,87</b>	40,65	-0,15	40,65	<b>33,94</b>	3	53,84	16,25
4	56	45,17	-1,15	45,17	<b>37,72</b>	39,90	-0,90	39,90	<b>33,32</b>	4	51,84	15,65
5	55	43,82	-1,48	43,82	<b>36,59</b>	39,15	-1,65	39,15	<b>32,69</b>	5	49,85	15,05
6	54	42,48	-1,84	42,48	<b>35,47</b>	38,40	-2,40	38,40	<b>32,06</b>	6	47,86	14,45
7	53	41,16	-2,22	41,16	<b>34,37</b>	37,65	-3,15	37,65	<b>31,44</b>	7	45,86	13,85
8	52	39,87	-2,61	39,87	<b>33,29</b>	36,90	-3,90	36,90	<b>30,81</b>	8	43,87	13,24
9	51	38,59	-3,03	38,59	<b>32,22</b>	36,15	-4,65	36,15	<b>30,19</b>	9	41,87	12,64
10	50	37,33	-3,47	37,33	<b>31,17</b>	35,40	-5,40	35,40	<b>29,56</b>	10	39,88	12,04
11	49	36,10	-3,92	36,10	<b>30,14</b>	34,65	-6,15	34,65	<b>28,93</b>	11	37,89	11,44
12	48	34,88	-4,40	34,88	<b>29,12</b>	33,90	-6,90	33,90	<b>28,31</b>	12	35,89	10,84
13	47	33,68	-4,90	33,68	<b>28,13</b>	33,15	-7,65	33,15	<b>27,68</b>	13	33,90	10,23
14	46	32,51	-5,41	32,51	<b>27,14</b>	32,40	-8,40	32,40	<b>27,05</b>	14	31,90	9,63
15	45	31,35	-5,95	31,35	<b>26,18</b>	31,65	-9,15	31,65	<b>26,43</b>	15	29,91	9,03
16	44	30,21	-6,51	30,21	<b>25,23</b>	30,90	-9,90	30,90	<b>25,80</b>	16	27,92	8,43
17	43	29,10	-7,08	29,10	<b>24,30</b>	30,15	-10,65	30,15	<b>25,18</b>	17	25,92	7,83
18	42	28,00	-7,68	28,00	<b>23,38</b>	29,40	-11,40	29,40	<b>24,55</b>	18	23,93	7,22
19	41	26,92	-8,30	26,92	<b>22,48</b>	28,65	-12,15	28,65	<b>23,92</b>	19	21,93	6,62
20	40	25,87	-8,93	25,87	<b>21,60</b>	27,90	-12,90	27,90	<b>23,30</b>	20	19,94	6,02
21	39	24,83	-9,59	24,83	<b>20,73</b>	27,15	-13,65	27,15	<b>22,67</b>	21	17,95	5,42
22	38	23,81	-10,27	23,81	<b>19,88</b>	26,40	-14,40	26,40	<b>22,04</b>	22	15,95	4,82
23	37	22,82	-10,96	22,82	<b>19,05</b>	25,65	-15,15	25,65	<b>21,42</b>	23	13,96	4,21
24	36	21,84	-11,68	21,84	<b>18,24</b>	24,90	-15,90	24,90	<b>20,79</b>	24	11,96	3,61
25	35	20,88	-12,42	20,88	<b>17,44</b>	24,15	-16,65	24,15	<b>20,17</b>	25	9,97	3,01
26	34	19,95	-13,17	19,95	<b>16,66</b>	23,40	-17,40	23,40	<b>19,54</b>	26	7,98	2,41
27	33	19,03	-13,95	19,03	<b>15,89</b>	22,65	-18,15	22,65	<b>18,91</b>	27	5,98	1,81
28	32	18,13	-14,75	18,13	<b>15,14</b>	21,90	-18,90	21,90	<b>18,29</b>	28	3,99	1,20
29	31	17,26	-15,56	17,26	<b>14,41</b>	21,15	-19,65	21,15	<b>17,66</b>	29	1,99	0,60
30	30	16,40	-16,40	16,40	<b>-13,69</b>	20,40	-20,40	20,40	<b>-17,03</b>	30	0,00	0,00
31	29	15,56	-17,26	15,56	<b>-14,41</b>	19,65	-21,15	19,65	<b>-17,66</b>	31	-1,99	-0,60
32	28	14,75	-18,13	14,75	<b>-15,14</b>	18,90	-21,90	18,90	<b>-18,29</b>	32	-3,99	-1,20
33	27	13,95	-19,03	13,95	<b>-15,89</b>	18,15	-22,65	18,15	<b>-18,91</b>	33	-5,98	-1,81
34	26	13,17	-19,95	13,17	<b>-16,66</b>	17,40	-23,40	17,40	<b>-19,54</b>	34	-7,98	-2,41
35	25	12,42	-20,88	12,42	<b>-17,44</b>	16,65	-24,15	16,65	<b>-20,17</b>	35	-9,97	-3,01
36	24	11,68	-21,84	11,68	<b>-18,24</b>	15,90	-24,90	15,90	<b>-20,79</b>	36	-11,96	-3,61
37	23	10,96	-22,82	10,96	<b>-19,05</b>	15,15	-25,65	15,15	<b>-21,42</b>	37	-13,96	-4,21
38	22	10,27	-23,81	10,27	<b>-19,88</b>	14,40	-26,40	14,40	<b>-22,04</b>	38	-15,95	-4,82
39	21	9,59	-24,83	9,59	<b>-20,73</b>	13,65	-27,15	13,65	<b>-22,67</b>	39	-17,95	-5,42
40	20	8,93	-25,87	8,93	<b>-21,60</b>	12,90	-27,90	12,90	<b>-23,30</b>	40	-19,94	-6,02
41	19	8,30	-26,92	8,30	<b>-22,48</b>	12,15	-28,65	12,15	<b>-23,92</b>	41	-21,93	-6,62
42	18	7,68	-28,00	7,68	<b>-23,38</b>	11,40	-29,40	11,40	<b>-24,55</b>	42	-23,93	-7,22
43	17	7,08	-29,10	7,08	<b>-24,30</b>	10,65	-30,15	10,65	<b>-25,18</b>	43	-25,92	-7,83
44	16	6,51	-30,21	6,51	<b>-25,23</b>	9,90	-30,90	9,90	<b>-25,80</b>	44	-27,92	-8,43
45	15	5,95	-31,35	5,95	<b>-26,18</b>	9,15	-31,65	9,15	<b>-26,43</b>	45	-29,91	-9,03
46	14	5,41	-32,51	5,41	<b>-27,14</b>	8,40	-32,40	8,40	<b>-27,05</b>	46	-31,90	-9,63
47	13	4,90	-33,68	4,90	<b>-28,13</b>	7,65	-33,15	7,65	<b>-27,68</b>	47	-33,90	-10,23
48	12	4,40	-34,88	4,40	<b>-29,12</b>	6,90	-33,90	6,90	<b>-28,31</b>	48	-35,89	-10,84
49	11	3,92	-36,10	3,92	<b>-30,14</b>	6,15	-34,65	6,15	<b>-28,93</b>	49	-37,89	-11,44
50	10	3,47	-37,33	3,47	<b>-31,17</b>	5,40	-35,40	5,40	<b>-29,56</b>	50	-39,88	-12,04
51	9	3,03	-38,59	3,03	<b>-32,22</b>	4,65	-36,15	4,65	<b>-30,19</b>	51	-41,87	-12,64
52	8	2,61	-39,87	2,61	<b>-33,29</b>	3,90	-36,90	3,90	<b>-30,81</b>	52	-43,87	-13,24
53	7	2,22	-41,16	2,22	<b>-34,37</b>	3,15	-37,65	3,15	<b>-31,44</b>	53	-45,86	-13,85
54	6	1,84	-42,48	1,84	<b>-35,47</b>	2,40	-38,40	2,40	<b>-32,06</b>	54	-47,86	-14,45
55	5	1,48	-43,82	1,48	<b>-36,59</b>	1,65	-39,15	1,65	<b>-32,69</b>	55	-49,85	-15,05
56	4	1,15	-45,17	1,15	<b>-37,72</b>	0,90	-39,90	0,90	<b>-33,32</b>	56	-51,84	-15,65
57	3	0,83	-46,55	0,83	<b>-38,87</b>	0,15	-40,65	0,15	<b>-33,94</b>	57	-53,84	-16,25
58	2	0,53	-47,95	0,53	<b>-40,04</b>	-0,60	-41,40	-0,60	<b>-34,57</b>	58	-55,83	-16,86
59	1	0,26	-49,36	0,26	<b>-41,22</b>	-1,35	-42,15	-1,35	<b>-35,20</b>	59	-57,83	-17,46
60	0	0,00	-50,80	0,00	<b>-42,42</b>	-2,10	-42,90	-2,10	<b>-35,82</b>	60	-59,82	-18,06



#### 4.5.5. DISEÑO DE VIGAS MIXTAS

Se utilizará vigas metálicas de alma llena que trabajarán conjuntamente con el tablero. Para el diseño de las vigas analizamos los siguientes puntos:

- Diseñamos para la viga más solicitada, es decir, la viga interior. En ningún caso la viga exterior tendrá menor capacidad que la interior.
- El factor de distribución se establece en el artículo AASHTO 3.23.2. Es la repartición de la carga de los ejes longitudinales del vehículo sobre los ejes.
  - $FD = S / 1.676$
- Para una viga interior el momento de carga viva se calcula como la fracción de carga que se determina en la tabla 3.23.1
- Para el cálculo de impacto, la luz de cálculo será:
  - Para momento:  $L_i = L$
  - Para corte:  $L_i = L - x$
- El área de hormigón de la sección “n” será:

$$A_h = \frac{b * t}{n}$$

- El ancho colaborante del tablero se define por:  $12 * t$

#### DATOS GEOMÉTRICOS PARA EL DISEÑO

LONGITUD DE CALCULO PUENTE	L	=	60,00 m
NÚMERO DE VIGAS LONGITUDINALES		=	4
SEPARACIÓN ENTRE VIGAS	Lt	=	2,80 m
ESPESOR LOSA HORMIGÓN	ts	=	0,20 m
ABSCISA INICIO PUENTE	Absc <sub>i</sub>	=	22+973
ABSCISA FINAL PUENTE	Absc <sub>f</sub>	=	23+033

## CARGAS DE DISEÑO

### LOSA DE HORMIGÓN

ANCHO DEL TABLERO	B	=	11,20 m
ESPESOR DEL TABLERO	ts	=	0,20 m
LONGITUD DEL TABLERO	ls	=	60,00 m
<b>PESO DEL TABLERO</b>			<b>= 322,56 T</b>

### CAPA DE RODADURA

ANCHO DE CARPETA	bc	=	9,70 m
ESPESOR DE CARPETA	tc	=	0,05 m
LONGITUD DE CARPETA	lc	=	60,00 m
<b>PESO DE CARPETA</b>			<b>= 64,02 T</b>

### POSTES

ANCHO		=	0,25 m
LARGO		=	0,25 m
ALTURA		=	0,90 m
NÚMERO DE POSTES		=	60,00
<b>PESO DE POSTES</b>			<b>= 8,10 T</b>

### BARANDAS

ANCHO		=	0,20 m
LARGO		=	0,20 m
LONGITUD LIBRE		=	2,115 m
NÚMERO DE BARANDAS		=	96,00
<b>PESO DE BARANDAS</b>			<b>= 19,49 T</b>

### DETALLE CARGAS MUERTAS

CARGA MUERTA TABLERO		=	322,56 T
CARGA MUERTA DISTRIBUIDA		=	5,38 T/m
<b>CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR VIGA (D1)</b>		<b>=</b>	<b>1,344 T/m</b>
CARGA MUERTA VEREDAS		=	52,80 T
(D) TOTAL POR ACERA, PROTECCIONES Y CAPA RODADURA		=	144,41 T
CARGA MUERTA DISTRIBUIDA		=	2,407 T/m
<b>CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR VIGA (D2)</b>		<b>=</b>	<b>0,602 T/m</b>

**CARGA MUERTA DE LAS VIGAS DE ACERO+ARRIOSTRAMIENTOS+CONECTORES**

PESO PONDERADO DE VIGAS	=	146,02 T
DIAFRAGMAS,ARRIOSTRAMIENTOS, CONECTORES	=	10,00 T
(D) TOTAL POR VIGAS, ARRIOSTRAMIENTOS Y CONECTORES	=	156,02
CARGA MUERTA DISTRIBUIDA	=	2,60
<b>CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR VIGA (D1)</b>	=	<b>0,650 T/m</b>

**CARGA VIVA DEL CAMIÓN**

CARGA NOMINAL DEL CAMIÓN	P	=	10,00 T
SEPARACION EJES DE CAMIÓN	d	=	4,20 m
CARGA EQUIVALENTE	W <sub>cv</sub>	=	1,20 T/m
CARGA CONCENTRADA MÓVIL PARA MOMENTO	P <sub>m</sub>	=	10,20 T
CARGA CONCENTRADA MÓVIL PARA CORTANTE	P <sub>v</sub>	=	14,80 T

**CARGAS DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA (AASHTO 8.5.3, 8.5.4)**

La fuerza de contracción y temperatura actúa en el centro de gravedad del área de hormigón y es resistida por la sección compuesta "n", causándose una excentricidad entre el punto de aplicación de la carga y el centro de gravedad de la sección compuesta.

COEFICIENTE DE EXP Y CONTRACCIÓN TÉRMICA		$\alpha$	=	0,0002
COEFICIENTE DE FLUJO PLÁSTICO		$\varepsilon$	=	0,0000108 / °C
VARIACIÓN DE TEMPERATURA		$\Delta_t$	=	15,00 °C
DEFORMACIÓN POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA	$\varepsilon_t = \varepsilon * \Delta_t + \alpha$	$\varepsilon_t$	=	0,000362
RELACIÓN MÓDULOS DE ELASTICIDAD		n	=	8,0
ESPESOR DEL TABLERO		t	=	0,20 m
ANCHO COLABORANTE	$B = 12t$	B	=	2,40 m
ÁREA HORMIGÓN SECCIÓN n	$A = B * t / n$	A	=	600,00 cm <sup>2</sup>
MÓDULO ELASTICIDAD ACERO		Es	=	2043000 kg /cm <sup>2</sup>
FUERZA AXIAL DEBIDA A CONTRACCIÓN Y TEMPERAT.	$P_T = A * E * \varepsilon$	$P_T$	=	443,74 T

(Se aplica en centro gravedad sección hormigón)

## TENSIONES DE FLEXIÓN Y CORTE:

- Las tensiones se calculan en base a las sollicitaciones críticas contenidas en la norma.

$$\sigma = \frac{M}{I} y$$

Donde: M = Momento flector

I = Momento de inercia

y = Distancia al eje neutro

- Las tensiones de corte se calculan por:

$$\tau = \frac{V * S}{I * b}$$

Donde: V = Fuerza cortante

S = Momento estático de la sección delimitada por la línea donde se calcula la tensión, en relación al eje neutro.

b = Ancho de la sección.

- El esfuerzo cortante debe calcularse en la sección bruta del alma. La norma determina la tensión promedio de corte, mediante la relación:

$$\tau_m = \frac{V}{b * h} = f_v$$

- En general, las tensiones de las vigas armadas se calculan por el método de momento de inercia.  $f_b = \frac{M * y}{I}$ .

- Los esfuerzos básicos permisibles para la sección serán:
  - Capacidad cortante:  $F_v = 0,33 F_y$
  - Capacidad a flexión:  $F_b = 0,55 F_y$

## LIMITACIONES PARA SECCIÓN DE ACERO

- La relación máxima ancho – espesor en el ala comprimida será:

$$\frac{b}{t} \leq \frac{860}{\sqrt{f_b}} \leq 24$$

- Limitaciones de esbeltez para:
  - Vigas no rigidizadas longitudinalmente:

$$t_w \geq \frac{D \sqrt{f_b}}{6098}$$

$$t_w \geq \frac{D}{170}$$

$$t_w \geq 0.8 \text{ (cm)} \quad [\text{AASHTO 10.8.1}]$$

- Vigas rigidizadas longitudinalmente:

- $t_w \geq \frac{D\sqrt{f_b}}{12197}$
- $t_w \geq \frac{D}{340}$
- $t_w \geq 0.8 \text{ (cm)}$

- La longitud mínima de una cubreplaca de refuerzo será:

$$L \geq (2D + 0.914) \text{ [m]}$$

- El espesor máximo de la cubreplacaca está limitado a:  $t_2 \leq 2 t_1$ .

## DISEÑO DE RIGIDIZADORES

La placa que forma el alma de una viga debe ser reforzada cuando el esfuerzo cortante producido por las cargas excede la resistencia al pandeo de ésta ( $f_v > F_v$ ). La colocación de rigidizadores transversales del alma permite la formación de un campo de tensión diagonal dentro de cada panel, proporcionándole a la sección una capacidad de carga adicional.

## RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

- Los rigidizadores transversales intermedios se pueden omitir si:

$$t_w \geq \frac{D}{150}$$

, y el esfuerzo de corte promedio en la sección bruta del alma es:

$$f_v \leq \frac{3.95 * 10^6}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \leq \frac{F_y}{3}$$

Si no se cumple con estos requisitos, serán necesarios rigidizadores considerando:

- El espaciamiento efectivo de los rigidizadores (**do**) debe ser tal que satisfaga el siguiente esfuerzo de corte en el alma:

$$fv \leq \frac{Fy}{3} \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right]$$

- La constante C se calcula de acuerdo a lo indicado a continuación (AASHTO 10.34.4.2):

Para: $\frac{D}{t_w} \leq \frac{1591\sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}$	$C = 1$
$\frac{1591\sqrt{k}}{\sqrt{Fy}} \leq \frac{D}{t_w} \leq \frac{1989\sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}$	$C = \frac{1591\sqrt{k}}{\left(\frac{D}{t_w}\right)\sqrt{Fy}}$
$\frac{D}{t_w} \geq \frac{1989\sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}$	$C = \frac{3.164 * 10^6 * k}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2 Fy}$

Donde:  $k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$

- El espaciamiento máximo del rigidizador transversal intermedio está limitado por:  $d_o^{\text{máx}} = 3D$ , y para el caso del primer rigidizador será  $d_o^{\text{máx}} = 1,5D$ .
- El momento de inercia mínimo de un rigidizador intermedio está dado por:

$$I_{\min} = d_o * t_w^3 * J,$$

donde J es la relación de rigidez requerida de un rigidizador a la placa del alma, y

se calcula con  $J = \left[ 2,5 \left( \frac{D}{d_o} \right)^2 - 2,0 \right] \geq 0,5$

- La sección transversal bruta, no podrá ser menor que:

$$A = \left[ 0,15 * B * D * t_w (1 - C) \left( \frac{fv}{Fv} \right) - 1,8 * t_w^2 \right] * Y$$

- Las limitaciones de ancho y espesor se dan de acuerdo al artículo AASHTO 10.34.4.10.

$$b_R \geq \left[ 5,1 + \frac{D}{30} \right]; b_R \geq \frac{b_f}{4}$$

$$t_R \geq \frac{b_R}{16}$$

## RIGIDIZADORES LONGITUDINALES

- Se colocan a un lado del alma, a una distancia D/5 entre el borde inferior del ala en compresión y su eje.
- El momento de inercia con respecto al borde de contacto con el alma se

calcula con:  $I = \frac{t_r * b_r^3}{3}$ , y debe ser mayor que:

$$I \geq \left[ D * t_w^3 \left( 2,4 * \left( \frac{d_o}{D} \right)^2 - 0,13 \right) \right]$$



Donde:  $d_o$  es la distancia efectiva de los rigidizadores transversales donde  $f_b$  es mayor, es decir en el centro de la luz.

- El espesor mínimo será:

$$t_s \geq \frac{b_r \sqrt{f_b}}{596.60}$$

## SOLICITACIONES DE DISEÑO PARA TRAMOS DE 3,00m

### MOMENTOS (M) T\*m

ABSCISA (m)	(D1)	(D2)	(L)
0,00	0,00	0,00	0
3,00	170,49	51,47	109,99
6,00	323,03	97,52	208,40
9,00	457,62	138,16	295,23
12,00	574,27	173,38	370,48
15,00	672,98	203,18	434,16
18,00	753,73	227,56	486,26
21,00	816,54	246,52	526,78
24,00	861,41	260,06	555,72
27,00	888,33	268,19	573,09
30,00	897,30	270,90	578,88

### CORTANTE (V) T

ABSCISA (m)	(D1)	(D2)	(L)
0,00	59,82	18,06	42,42
3,00	53,84	16,25	38,87
6,00	47,86	14,45	35,47
9,00	41,87	12,64	32,22
12,00	35,89	10,84	29,12
15,00	29,91	9,03	26,43
18,00	23,93	7,22	24,55
21,00	17,95	5,42	22,67
24,00	11,96	3,61	20,79
27,00	5,98	1,81	18,91
30,00	0,00	0,00	17,03

### FUERZA AXIAL (A) T

ABSCISA (m)	TABLERO (D1)	BARANDAS (D2)	(T)
0,00	0,00	0,00	443,74
3,00	0,00	0,00	443,74
6,00	0,00	0,00	443,74
9,00	0,00	0,00	443,74
12,00	0,00	0,00	443,74
15,00	0,00	0,00	443,74
18,00	0,00	0,00	443,74
21,00	0,00	0,00	443,74
24,00	0,00	0,00	443,74
27,00	0,00	0,00	443,74
30,00	0,00	0,00	443,74

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+000	
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m					Fy =	3520 kg /cm <sup>2</sup>	
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m					Es =	2043000 kg /cm <sup>2</sup>	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPESOR LOSETA:	20,00 cm					f'c =	280 kg /cm <sup>2</sup>	
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm					Ec =	250998 kg /cm <sup>2</sup>	
						n =	8	
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	D	L	I	EQ	W	WL	LF	T
M (T*m)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	77,88	42,42	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
					%	M (T*m)	A (T)	V (T)
GRUPO I	D+(L+I)				100	0,00	0,00	126,89
GRUPO IA	D+2(L+I)				150	0,00	0,00	117,26
GRUPO II	D+W				125	0,00	0,00	62,30
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF				125	0,00	0,00	101,51
GRUPO IV	D+(L+I)+T				125	0,00	354,99	101,51
GRUPO V	D+W+T				140	0,00	316,96	55,63
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T				140	0,00	316,96	90,63
GRUPO VII	D+EQ				133	0,00	0,00	58,56
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>						<b>0,00</b>	<b>354,99</b>	<b>126,89</b>
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	bf (cm)	tf (cm)	fb (kg/cm <sup>2</sup> )	b/t admis.	b/t real	Control esbeltez		
ALA SUPERIOR	35,0	2,5	0,00	24,00	14,00	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	35,0	2,5						
ALA INFERIOR	40,0	3,0	0,00	24,00	13,33	OK		
PL PRINCIPAL	40,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	D (cm)	tw (cm)	tw lim (cm)	D/tw	D/tw adm.	Control Pandeo		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	0,0	260	170	FALLA: D/tw > adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			fv (kg/cm <sup>2</sup> )	Fv (kg/cm <sup>2</sup> )	D/tw adm.	Requerimiento		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	488,03	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+000
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>I<sub>x</sub> - x = 5.007.726,097 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>y</sub> - y = 24.953,958 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	35,00	2,50	264,25	87,50	23.121,88	<b>Exc. Sup.= 141,69 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	133,00	260,00	34.580,00		
PL1 ALA INFERIOR	40,00	3,00	1,50	120,00	180,00	<b>W<sub>xs</sub> = 35.343,21 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
PL3 ALA INFERIOR						<b>W<sub>xi</sub> = 40.446,37 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>123,81</b>		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 285,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	275,50	600,00	165.300,00	<b>Área= 1.067,50 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 11.073.756,28 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	35,00	2,50	264,25	87,50	23.121,88		
ALMA	1,00	260,00	133,00	260,00	34.580,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 144.886,94 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	40,00	3,00	1,50	120,00	180,00		
PL2 ALA INFERIOR	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>W<sub>xs</sub> = 196.237,67 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>209,07</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 52.966,82 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 285,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	275,50	200,00	55.100,00	<b>Área= 667,50 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 8.237.432,57 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	35,00	2,50	264,25	87,50	23.121,88		
ALMA	1,00	260,00	133,00	260,00	34.580,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 70.866,48 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	40,00	3,00	1,50	120,00	180,00		
PL2 ALA INFERIOR	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>W<sub>xs</sub> = 85.593,71 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>169,26</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 48.666,98 cm<sup>3</sup></b>	

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+000	
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg/cm <sup>2</sup>		
$I_{yc} =$	8932,29 cm <sup>4</sup>	214,60 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$d =$	265,50 cm	104,528 in						
$J =$	628,96 cm <sup>4</sup>	15,111 in <sup>4</sup>			<b>Fv=</b>	1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
$S_{xc} =$	35343,21 cm <sup>3</sup>	2156,775 in <sup>3</sup>			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi						
$C_b =$	1,00							
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi						
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN						VERIFICACIÓN A CORTE		
ESTADO	SOLICITAC (T*m)	fb (kg/cm <sup>2</sup> )	Fb (kg/cm <sup>2</sup> )	fb/Fb	CHEQUEO	SOLIC. =	126,89 T	
fb Hormigón	0,00	0,00	112,00	0,000	OK	<b>fv =</b>	488,03 kg/cm <sup>2</sup>	
fb viga I	0,00	0,00	1936,00	0,000	OK	<b>Fv =</b> 1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
$D2$	0,00	$L+i$	0,00					
fbt sección compuesta	0,00	0,00	1936,00	0,000	OK	CHEQUEO = OK		
fbv sección compuesta	0,00	0,00	1936,00	0,000	OK			
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>								
$f_v =$	488,03 kg/cm <sup>2</sup>	$F_v =$	75,89 kg/cm <sup>2</sup>	$D/tw$	260			
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>								
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIGIDIZADOR SIMPLE = 2,4	FACTOR ADOPTADO = <b>B = 1,0</b>	RIGIDIZADOR EN PAREJA				
$F_y =$	3520 kg/cm <sup>2</sup>							
SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)	(do)	Chequeo	k	C	$F_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	J	I requer. (cm <sup>4</sup> )	A requer. (cm <sup>2</sup> )
SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)	390	OK	46,728	0,621	1094,310	18,864	848,889	DISEÑO POR INERCIA
ESPESOR RIGIDAZOR (t)		ANCHO RIGIDIZADOR (b)		PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR				
t min (cm)	Adoptado	b mín (cm)	Adoptado	H máx (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )		
0,86	1,00	13,77	14,00	254	914,67	14,00		
COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:							OK	
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>								
ds óptimo (cm)	I requer. (cm <sup>4</sup> )	b adoptado (cm)	ts mínimo (cm)	t adoptado (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR	
52,00	40,97	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK	



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+003	
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m					Fy =	3520 kg /cm <sup>2</sup>	
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m					Es =	2043000 kg /cm <sup>2</sup>	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPEJOR LOSETA:	20,00 cm					f'c =	280 kg /cm <sup>2</sup>	
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm					Ec =	250998 kg /cm <sup>2</sup>	
						n =	8	
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>
M (T*m)	221,96	109,99	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	70,09	38,87	0,160	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
				<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>	
GRUPO I	D+(L+I)			100	349,04	0,00	115,19	
GRUPO IA	D+2(L+I)			150	317,41	0,00	106,86	
GRUPO II	D+W			125	177,57	0,00	56,07	
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF			125	279,23	0,00	92,15	
GRUPO IV	D+(L+I)+T			125	279,23	354,99	92,15	
GRUPO V	D+W+T			140	158,54	316,96	50,07	
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T			140	249,31	316,96	82,28	
GRUPO VII	D+EQ			133	221,96	0,00	52,70	
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>349,04</b>	<b>354,99</b>	<b>115,19</b>	
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>		
<b>ALA SUPERIOR</b>	35,0	2,5	607,27	24,00	14,00	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	35,0	2,5						
<b>ALA INFERIOR</b>	40,0	3,0	767,19	24,00	13,33	OK		
PL PRINCIPAL	40,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,1	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	443,04	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+003
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>I<sub>x</sub> - x = 5.007.726,097 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>y</sub> - y = 24.953,958 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	35,00	2,50	264,25	87,50	23.121,88	<b>Exc. Sup.= 141,69 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	133,00	260,00	34.580,00		
PL1 ALA INFERIOR	40,00	3,00	1,50	120,00	180,00	<b>W<sub>xs</sub> = 35.343,21 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
PL3 ALA INFERIOR						<b>W<sub>xi</sub> = 40.446,37 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>123,81</b>		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 285,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	275,50	600,00	165.300,00	<b>Área= 1.067,50 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 11.073.756,28 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	35,00	2,50	264,25	87,50	23.121,88		
ALMA	1,00	260,00	133,00	260,00	34.580,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 144.886,94 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	40,00	3,00	1,50	120,00	180,00		
PL2 ALA INFERIOR	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>W<sub>xs</sub> = 196.237,67 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>209,07</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 52.966,82 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 285,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	275,50	200,00	55.100,00	<b>Área= 667,50 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 8.237.432,57 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	35,00	2,50	264,25	87,50	23.121,88		
ALMA	1,00	260,00	133,00	260,00	34.580,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 70.866,48 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	40,00	3,00	1,50	120,00	180,00		
PL2 ALA INFERIOR	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>W<sub>xs</sub> = 85.593,71 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>169,26</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 48.666,98 cm<sup>3</sup></b>	



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+003
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>							
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg /cm <sup>2</sup>	
$I_{yc} =$	8932,29 cm <sup>4</sup>	214,60 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA		
$d =$	265,50 cm	104,528 in					
$J =$	628,96 cm <sup>4</sup>	15,111 in <sup>4</sup>			<b>Fv=</b>	1161,60 kg /cm <sup>2</sup>	
$S_{xc} =$	35343,21 cm <sup>3</sup>	2156,775 in <sup>3</sup>			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA		
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi					
$C_b =$	1,75						
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi					
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>							
VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN						VERIFICACIÓN A CORTE	
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC</b>	<b>fb</b>	<b>Fb</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b> 115,19 T	
	(T*m)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )				
fb Hormigón	178,55	13,99	112,00	0,125	OK	<b>fv =</b> 443,04 kg /cm <sup>2</sup>	
fb viga I	170,49	482,38	1936,00	0,249	OK		
	$D2$	$L+i$	127,08			<b>Fv =</b> 1161,60 kg /cm <sup>2</sup>	
fbt sección compuesta	349,04	767,19	1936,00	0,396	OK		
						<b>CHEQUEO =</b> OK	
fbv sección compuesta	349,04	607,27	1936,00	0,314	OK		
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>							
$f_v =$	443,04 kg /cm <sup>2</sup>	$F_v =$	75,89 kg /cm <sup>2</sup>	$D/tw$	260		
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>							
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b>	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>			
			<b>B =</b>	<b>1,0</b>			
$F_y =$	3520 kg /cm <sup>2</sup>						
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	<b>(do)</b>	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>
	780				(kg/cm <sup>2</sup> )		<b>A requer. (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)</b>	200	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500
							DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPESOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>		<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>			
<b>t min (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	
0,86	1,00	13,77	14,00	254	914,67	14,00	
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>							
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK



DISEÑO DE VIGA MIXTA							ABSCISA	0+006	
<b>DATOS VIGA:</b>									
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m			Fy =		3520 kg /cm <sup>2</sup>			
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m			Es =		2043000 kg /cm <sup>2</sup>			
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m								
<b>DATOS TABLERO:</b>									
ESPEJOR LOSETA:	20,00 cm			f'c =		280 kg /cm <sup>2</sup>			
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm			Ec =		250998 kg /cm <sup>2</sup>			
				n =		8			
<b>SOLICITACIONES:</b>									
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>	
M (T*m)	420,55	208,40	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74	
V (T)	62,30	35,47	0,165	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>									
				<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>		
GRUPO I	D+(L+I)			100	661,33	0,00	103,64		
GRUPO IA	D+2(L+I)			150	601,40	0,00	96,66		
GRUPO II	D+W			125	336,44	0,00	49,84		
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF			125	529,06	0,00	82,92		
GRUPO IV	D+(L+I)+T			125	529,06	354,99	82,92		
GRUPO V	D+W+T			140	300,39	316,96	44,50		
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T			140	472,38	316,96	74,03		
GRUPO VII	D+EQ			133	420,55	0,00	46,85		
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>661,33</b>	<b>354,99</b>	<b>103,64</b>		
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>									
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>			
<b>ALA SUPERIOR</b>	<b>35,0</b>	<b>2,5</b>	1150,61	24,00	14,00	OK			
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$						
CUBREPLACA 1									
PL PRINCIPAL	35,0	2,5							
<b>ALA INFERIOR</b>	<b>40,0</b>	<b>3,0</b>	1453,63	22,56	13,33	OK			
PL PRINCIPAL	40,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$						
CUBREPLACA 1									
CUBREPLACA 2									
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>			
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,4	260	170	FALLA: tw < adm			
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.			
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>			
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	398,63	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.			

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+006
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>I<sub>x</sub> - x = 5.007.726,097 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>y</sub> - y = 24.953,958 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	35,00	2,50	264,25	87,50	23.121,88	<b>Exc. Sup.= 141,69 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	133,00	260,00	34.580,00		
PL1 ALA INFERIOR	40,00	3,00	1,50	120,00	180,00	<b>W<sub>xs</sub> = 35.343,21 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
PL3 ALA INFERIOR						<b>W<sub>xi</sub> = 40.446,37 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>123,81</b>		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 285,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	275,50	600,00	165.300,00	<b>Área= 1.067,50 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 11.073.756,28 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	35,00	2,50	264,25	87,50	23.121,88		
ALMA	1,00	260,00	133,00	260,00	34.580,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 144.886,94 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	40,00	3,00	1,50	120,00	180,00		
PL2 ALA INFERIOR	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>W<sub>xs</sub> = 196.237,67 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>209,07</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 52.966,82 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 285,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	275,50	200,00	55.100,00	<b>Área= 667,50 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 8.237.432,57 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	35,00	2,50	264,25	87,50	23.121,88		
ALMA	1,00	260,00	133,00	260,00	34.580,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 70.866,48 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	40,00	3,00	1,50	120,00	180,00		
PL2 ALA INFERIOR	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>W<sub>xs</sub> = 85.593,71 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>169,26</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 48.666,98 cm<sup>3</sup></b>	

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+006	
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg/cm <sup>2</sup>		
$I_{yc} =$	8932,29 cm <sup>4</sup>	214,60 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$d =$	265,50 cm	104,528 in						
$J =$	628,96 cm <sup>4</sup>	15,111 in <sup>4</sup>			<b>Fv=</b>	1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
$S_{xc} =$	35343,21 cm <sup>3</sup>	2156,775 in <sup>3</sup>			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi						
$C_b =$	1,25							
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi						
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
<b>VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN</b>						<b>VERIFICACIÓN A CORTE</b>		
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC</b>	<b>fb</b>	<b>Fb</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b>	103,64 T	
	(T*m)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )			<b>fv =</b>	398,63 kg/cm <sup>2</sup>	
fb Hormigón	338,30	26,51	112,00	0,237	OK			
fb viga I	323,03	913,97	1936,00	0,472	OK			
	$D2$	$97,52$	$L+i$	$240,78$	<b>Fv =</b>			1161,60 kg/cm <sup>2</sup>
fbt sección compuesta	661,33	1453,63	1936,00	0,751	OK			
					<b>CHEQUEO =</b>	OK		
fbv sección compuesta	661,33	1150,61	1936,00	0,594	OK			
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b>								
						<i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>		
$fv =$	398,63 kg/cm <sup>2</sup>	$Fv =$	75,89 kg/cm <sup>2</sup>	$D/tw$	260			
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>								
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b>	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>				
			<b>B =</b>	1,0				
$F_y =$	3520 kg/cm <sup>2</sup>							
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	<b>(do)</b>	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A requer. (cm<sup>2</sup>)</b>
	780							
<b>SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)</b>	200	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500	DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPEJOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>			<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>			
<b>t min (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>		
0,86	1,00	13,77	14,00	254	914,67	14,00		
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK	
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b>								
<i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>								
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>	
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK	



DISEÑO DE VIGA MIXTA							ABSCISA	0+009
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m					Fy =	3520 kg /cm <sup>2</sup>	
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m					Es =	2043000 kg /cm <sup>2</sup>	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPESOR LOSETA:	20,00 cm					f'c =	280 kg /cm <sup>2</sup>	
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm					Ec =	250998 kg /cm <sup>2</sup>	
						n =	8	
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>
M (T*m)	595,78	295,23	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	54,52	32,22	0,171	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
				<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>	
GRUPO I	D+(L+I)			100	936,88	0,00	92,25	
GRUPO IA	D+2(L+I)			150	851,98	0,00	86,66	
GRUPO II	D+W			125	476,63	0,00	43,61	
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF			125	749,50	0,00	73,80	
GRUPO IV	D+(L+I)+T			125	749,50	354,99	73,80	
GRUPO V	D+W+T			140	425,56	316,96	38,94	
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T			140	669,20	316,96	65,89	
GRUPO VII	D+EQ			133	595,78	0,00	40,99	
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>936,88</b>	<b>354,99</b>	<b>92,25</b>	
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>		
<b>ALA SUPERIOR</b>	<b>40,0</b>	<b>3,0</b>	1285,03	24,00	13,33	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	40,0	3,0						
<b>ALA INFERIOR</b>	<b>50,0</b>	<b>5,5</b>	1232,71	24,00	8,18	OK		
PL PRINCIPAL	50,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1	40,0	2,5						
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,5	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	354,81	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+009
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>I<sub>x</sub> - x = 7.457.219,286 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>y</sub> - y = 60.605,000 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	40,00	3,00	267,00	120,00	32.040,00	<b>Exc. Sup.= 160,57 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00		
PL1 ALA INFERIOR	50,00	3,00	4,00	150,00	600,00	<b>W<sub>xs</sub> = 46.441,76 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	40,00	2,50	1,25	100,00	125,00		
PL3 ALA INFERIOR						<b>W<sub>xi</sub> = 69.094,02 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					107,93		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 288,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	278,50	600,00	167.100,00	<b>Área= 1.230,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 16.418.490,37 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	40,00	3,00	267,00	120,00	32.040,00		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 168.626,78 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	50,00	3,00	4,00	150,00	600,00		
PL2 ALA INFERIOR	40,00	2,50	1,25	100,00	125,00	<b>W<sub>xs</sub> = 212.218,82 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					191,13	<b>W<sub>xi</sub> = 85.900,35 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 288,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	278,50	200,00	55.700,00	<b>Área= 830,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 11.880.658,41 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	40,00	3,00	267,00	120,00	32.040,00		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 85.184,40 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	50,00	3,00	4,00	150,00	600,00		
PL2 ALA INFERIOR	40,00	2,50	1,25	100,00	125,00	<b>W<sub>xs</sub> = 99.444,80 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					149,03	<b>W<sub>xi</sub> = 79.719,85 cm<sup>3</sup></b>	



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+009	
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg/cm <sup>2</sup>		
$I_{yc} =$	16000,00 cm <sup>4</sup>	384,40 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$d =$	268,50 cm	105,709 in						
$J =$	3219,58 cm <sup>4</sup>	77,351 in <sup>4</sup>						
$S_{xc} =$	46441,76 cm <sup>3</sup>	2834,050 in <sup>3</sup>						<b>Fv=</b>
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$C_b =$	0,55							
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi						
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN						VERIFICACIÓN A CORTE		
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC</b>	<b>fb</b>	<b>Fb</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b> 92,25 T		
	(T*m)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )					
fb Hormigón	479,25	32,04	112,00	0,286	OK	<b>fv =</b> 354,81 kg/cm <sup>2</sup>		
fb viga I	457,62	985,37	1936,00	0,509	OK			
$D2$	138,16	$L+i$	341,09			<b>Fv =</b> 1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
fbt sección compuesta	936,88	1232,71	1936,00	0,637	OK			
						<b>CHEQUEO =</b> OK		
fbc sección compuesta	936,88	1285,03	1936,00	0,664	OK			
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>								
$fv =$	354,81 kg/cm <sup>2</sup>	$Fv =$	75,89 kg/cm <sup>2</sup>	$D/tw$	260			
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>								
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b>	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>				
			<b>B =</b>	1,0				
$F_y =$	3520 kg/cm <sup>2</sup>							
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	<b>(do)</b>	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A requer. (cm<sup>2</sup>)</b>
	780				(kg/cm <sup>2</sup> )			
<b>SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)</b>	200	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500	DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPESOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>			<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>			
<b>t min (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>		
0,86	1,00	13,77	14,00	254	914,67	14,00		
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK	
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>								
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>	
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK	



DISEÑO DE VIGA MIXTA							ABSCISA	0+012
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m					Fy =	3520 kg /cm <sup>2</sup>	
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m					Es =	2043000 kg /cm <sup>2</sup>	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPEJOR LOSETA:	20,00 cm					f'c =	280 kg /cm <sup>2</sup>	
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm					Ec =	250998 kg /cm <sup>2</sup>	
						n =	8	
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>
M (T*m)	747,65	370,48	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	46,73	29,12	0,177	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
				<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>	
GRUPO I	D+(L+I)			100	1175,68	0,00	81,01	
GRUPO IA	D+2(L+I)			150	1069,14	0,00	76,86	
GRUPO II	D+W			125	598,12	0,00	37,38	
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF			125	940,55	0,00	64,81	
GRUPO IV	D+(L+I)+T			125	940,55	354,99	64,81	
GRUPO V	D+W+T			140	534,03	316,96	33,38	
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T			140	839,77	316,96	57,86	
GRUPO VII	D+EQ			133	747,65	0,00	35,13	
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>1175,68</b>	<b>354,99</b>	<b>81,01</b>	
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>		
<b>ALA SUPERIOR</b>	<b>40,0</b>	<b>3,0</b>	1612,58	21,42	13,33	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	40,0	3,0						
<b>ALA INFERIOR</b>	<b>50,0</b>	<b>5,5</b>	1546,92	21,87	8,18	OK		
PL PRINCIPAL	50,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1	40,0	2,5						
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,7	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	311,57	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+012
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>I<sub>x</sub> - x = 7.457.219,286 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>y</sub> - y = 60.605,000 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	40,00	3,00	267,00	120,00	32.040,00	<b>Exc. Sup.= 160,57 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00		
PL1 ALA INFERIOR	50,00	3,00	4,00	150,00	600,00	<b>W<sub>xs</sub> = 46.441,76 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	40,00	2,50	1,25	100,00	125,00		
PL3 ALA INFERIOR						<b>W<sub>xi</sub> = 69.094,02 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>107,93</b>		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 288,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	278,50	600,00	167.100,00	<b>Área= 1.230,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 16.418.490,37 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	40,00	3,00	267,00	120,00	32.040,00		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x</sub> horm = 168.626,78 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	50,00	3,00	4,00	150,00	600,00		
PL2 ALA INFERIOR	40,00	2,50	1,25	100,00	125,00	<b>W<sub>xs</sub> = 212.218,82 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>191,13</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 85.900,35 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 288,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	278,50	200,00	55.700,00	<b>Área= 830,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 11.880.658,41 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	40,00	3,00	267,00	120,00	32.040,00		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x</sub> horm = 85.184,40 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	50,00	3,00	4,00	150,00	600,00		
PL2 ALA INFERIOR	40,00	2,50	1,25	100,00	125,00	<b>W<sub>xs</sub> = 99.444,80 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>149,03</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 79.719,85 cm<sup>3</sup></b>	

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+012
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>							
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg/cm <sup>2</sup>	
$I_{yc} =$	16000,00 cm <sup>4</sup>	384,40 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA		
$d =$	268,50 cm	105,709 in					
$J =$	3219,58 cm <sup>4</sup>	77,351 in <sup>4</sup>			<b>Fv=</b>	1161,60 kg/cm <sup>2</sup>	
$S_{xc} =$	46441,76 cm <sup>3</sup>	2834,050 in <sup>3</sup>			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA		
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi					
$C_b =$	1,12						
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi					
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>							
VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN						VERIFICACIÓN A CORTE	
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC</b>	<b>fb</b>	<b>Fb</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b>	81,01 T
	(T*m)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )			<b>fv =</b>	311,57 kg/cm <sup>2</sup>
fb Hormigón	601,41	40,21	112,00	0,359	OK		
fb viga I	574,27	1236,54	1936,00	0,639	OK		
	$D2$	$L+i$	428,03			<b>Fv =</b>	1161,60 kg/cm <sup>2</sup>
fbt sección compuesta	1175,68	1546,92	1936,00	0,799	OK		
						<b>CHEQUEO =</b>	OK
fbc sección compuesta	1175,68	1612,58	1936,00	0,833	OK		
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b>							
						SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES	
$fv =$	311,57 kg/cm <sup>2</sup>	$Fv =$	75,89 kg/cm <sup>2</sup>	$D/tw$	260		
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>							
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b>	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>			
			<b>B =</b>	1,0			
$F_y =$	3520 kg/cm <sup>2</sup>						
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	(do)	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>
	780				(kg/cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>4</sup> )
<b>SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)</b>	200	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500
							DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPESOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>		<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>			
<b>t min (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	
0,86	1,00	13,77	14,00	254	914,67	14,00	
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b>							
						SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES	
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK



DISEÑO DE VIGA MIXTA							ABSCISA	0+015
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m			Fy =	3520 kg /cm <sup>2</sup>			
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m			Es =	2043000 kg /cm <sup>2</sup>			
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPESOR LOSETA:	20,00 cm			f'c =	280 kg /cm <sup>2</sup>			
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm			Ec =	250998 kg /cm <sup>2</sup>			
				n =	8			
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>
M (T*m)	876,15	434,16	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	38,94	26,43	0,183	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
				<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>	
GRUPO I	D+(L+I)			100	1377,76	0,00	70,21	
GRUPO IA	D+2(L+I)			150	1252,91	0,00	67,66	
GRUPO II	D+W			125	700,92	0,00	31,15	
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF			125	1102,21	0,00	56,17	
GRUPO IV	D+(L+I)+T			125	1102,21	354,99	56,17	
GRUPO V	D+W+T			140	625,82	316,96	27,81	
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T			140	984,11	316,96	50,15	
GRUPO VII	D+EQ			133	876,15	0,00	29,28	
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>1377,76</b>	<b>354,99</b>	<b>70,21</b>	
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>		
ALA SUPERIOR	50,0	3,0	1649,88	21,17	16,67	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	50,0	3,0						
ALA INFERIOR	60,0	5,5	1531,76	21,97	10,00	OK		
PL PRINCIPAL	60,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1	50,0	2,5						
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,7	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	270,06	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+015
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>I<sub>x</sub> - x =</b> 8.823.496,976 cm <sup>4</sup>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>y</sub> - y =</b> 111.313,333 cm <sup>4</sup>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	50,00	3,00	267,00	150,00	40.050,00	<b>Exc. Sup.=</b> 161,99 cm	
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00		
PL1 ALA INFERIOR	60,00	3,00	4,00	180,00	720,00	<b>W<sub>xs</sub> =</b> 54.470,15 cm <sup>3</sup>	
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25		
PL3 ALA INFERIOR						<b>W<sub>xi</sub> =</b> 82.840,22 cm <sup>3</sup>	
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					106,51		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H =</b> 288,50 cm	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	278,50	600,00	167.100,00	<b>Área=</b> 1.315,00 cm <sup>2</sup>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x =</b> 18.493.481,82 cm <sup>4</sup>	
PL1 ALA SUPERIOR	50,00	3,00	267,00	150,00	40.050,00		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> =</b> 178.656,37 cm <sup>3</sup>	
PL1 ALA INFERIOR	60,00	3,00	4,00	180,00	720,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>W<sub>xs</sub> =</b> 221.441,01 cm <sup>3</sup>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					184,99	<b>W<sub>xi</sub> =</b> 99.972,47 cm <sup>3</sup>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H =</b> 288,50 cm	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	278,50	200,00	55.700,00	<b>Área=</b> 915,00 cm <sup>2</sup>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x =</b> 13.453.016,13 cm <sup>4</sup>	
PL1 ALA SUPERIOR	50,00	3,00	267,00	150,00	40.050,00		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> =</b> 93.168,28 cm <sup>3</sup>	
PL1 ALA INFERIOR	60,00	3,00	4,00	180,00	720,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>W<sub>xs</sub> =</b> 108.147,73 cm <sup>3</sup>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					144,11	<b>W<sub>xi</sub> =</b> 93.355,53 cm <sup>3</sup>	



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+015	
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg/cm <sup>2</sup>		
$I_{yc} =$	31250,00 cm <sup>4</sup>	750,78 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$d =$	268,50 cm	105,709 in						
$J =$	3864,17 cm <sup>4</sup>	92,837 in <sup>4</sup>						
$S_{xc} =$	54470,15 cm <sup>3</sup>	3323,972 in <sup>3</sup>						<b>Fv=</b>
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$C_b =$	0,53							
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi						
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
<b>VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN</b>						<b>VERIFICACIÓN A CORTE</b>		
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC (T*m)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b>	70,21 T	
fb Hormigón	704,78	44,18	112,00	0,394	OK	<b>fv =</b>	270,06 kg/cm <sup>2</sup>	
fb viga I	672,98	1235,49	1936,00	0,638	OK	<b>Fv =</b> 1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
$D_2$	203,18	$L+i$	501,61					
fbt sección compuesta	1377,76	1531,76	1936,00	0,791	OK			
						<b>CHEQUEO =</b>	OK	
fbc sección compuesta	1377,76	1649,88	1936,00	0,852	OK			
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b>								
				<i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>				
$fv =$	270,06 kg/cm <sup>2</sup>	$Fv =$	75,89 kg/cm <sup>2</sup>	$D/tw$	260			
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>								
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIGIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b>	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>				
			<b>B =</b>	1,0				
$F_y =$ 3520 kg/cm <sup>2</sup>								
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	<b>(do)</b>	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A requer. (cm<sup>2</sup>)</b>
SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)	200	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500	DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPESOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>		<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>				
<b>t mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>		
0,86	1,00	13,77	14,00	254	914,67	14,00		
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK	
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b>								
<i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>								
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>	
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK	



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+018	
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m					Fy =	3520 kg/cm <sup>2</sup>	
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m					Es =	2043000 kg/cm <sup>2</sup>	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPESOR LOSETA:	20,00 cm					f'c =	280 kg/cm <sup>2</sup>	
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm					Ec =	250998 kg/cm <sup>2</sup>	
						n =	8	
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>
M (T*m)	981,29	486,26	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	31,15	24,55	0,190	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
					<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>
GRUPO I	D+(L+I)				100	1543,09	0,00	60,37
GRUPO IA	D+2(L+I)				150	1403,26	0,00	59,73
GRUPO II	D+W				125	785,03	0,00	24,92
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF				125	1234,47	0,00	48,30
GRUPO IV	D+(L+I)+T				125	1234,47	354,99	48,30
GRUPO V	D+W+T				140	700,92	316,96	22,25
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T				140	1102,21	316,96	43,12
GRUPO VII	D+EQ				133	981,29	0,00	23,42
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>						<b>1543,09</b>	<b>354,99</b>	<b>60,37</b>
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>		
ALA SUPERIOR	50,0	3,0	1847,87	20,01	16,67	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	50,0	3,0						
ALA INFERIOR	60,0	5,5	1715,57	20,76	10,00	OK		
PL PRINCIPAL	60,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1	50,0	2,5						
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,8	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	232,20	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+018
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>I<sub>x</sub> - x = 8.823.496,976 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>y</sub> - y = 111.313,333 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	50,00	3,00	267,00	150,00	40.050,00	<b>Exc. Sup.= 161,99 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00		
PL1 ALA INFERIOR	60,00	3,00	4,00	180,00	720,00	<b>W<sub>xs</sub> = 54.470,15 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25		
PL3 ALA INFERIOR						<b>W<sub>xi</sub> = 82.840,22 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>106,51</b>		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 288,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	278,50	600,00	167.100,00	<b>Área= 1.315,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 18.493.481,82 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	50,00	3,00	267,00	150,00	40.050,00		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 178.656,37 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	60,00	3,00	4,00	180,00	720,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>W<sub>xs</sub> = 221.441,01 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>184,99</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 99.972,47 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 288,50 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	278,50	200,00	55.700,00	<b>Área= 915,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 13.453.016,13 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	50,00	3,00	267,00	150,00	40.050,00		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 93.168,28 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	60,00	3,00	4,00	180,00	720,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>W<sub>xs</sub> = 108.147,73 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>144,11</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 93.355,53 cm<sup>3</sup></b>	

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+018	
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg/cm <sup>2</sup>		
$I_{yc} =$	31250,00 cm <sup>4</sup>	750,78 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$d =$	268,50 cm	105,709 in						
$J =$	3864,17 cm <sup>4</sup>	92,837 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$S_{xc} =$	54470,15 cm <sup>3</sup>	3323,972 in <sup>3</sup>						
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$C_b =$	1,06							
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi						
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
<b>VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN</b>						<b>VERIFICACIÓN A CORTE</b>		
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC (T*m)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b>	60,37 T	
fb Hormigón	789,36	49,48	112,00	0,442	OK	<b>fv =</b>	232,20 kg/cm <sup>2</sup>	
fb viga I	753,73	1383,75	1936,00	0,715	OK	<b>Fv =</b> 1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
$D_2$	227,56	$L+i$	561,80					
fbt sección compuesta	1543,09	1715,57	1936,00	0,886	OK	<b>CHEQUEO =</b> OK		
fbc sección compuesta	1543,09	1847,87	1936,00	0,954	OK			
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>								
$f_v =$	232,20 kg/cm <sup>2</sup>	$F_v =$	75,89 kg/cm <sup>2</sup>	$D/t_w$	260			
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>								
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIGIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b> <b>B =</b> 1,0	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>				
$F_y =$	3520 kg/cm <sup>2</sup>							
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	<b>(do)</b>	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A requer. (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)</b>	200	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500	DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPESOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>		<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>				
<b>t mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>		
0,86	1,00	13,77	14,00	254	914,67	14,00		
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK	
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>								
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>	
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK	



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+021	
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m					Fy =	3520 kg/cm <sup>2</sup>	
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m					Es =	2043000 kg/cm <sup>2</sup>	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPESOR LOSETA:	20,00 cm					f'c =	280 kg/cm <sup>2</sup>	
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm					Ec =	250998 kg/cm <sup>2</sup>	
						n =	8	
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>
M (T*m)	1063,06	526,78	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	23,36	22,67	0,198	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
				<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>	
GRUPO I	D+(L+I)			100	1671,68	0,00	50,52	
GRUPO IA	D+2(L+I)			150	1520,20	0,00	51,78	
GRUPO II	D+W			125	850,45	0,00	18,69	
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF			125	1337,34	0,00	40,41	
GRUPO IV	D+(L+I)+T			125	1337,34	354,99	40,41	
GRUPO V	D+W+T			140	759,33	316,96	16,69	
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T			140	1194,06	316,96	36,08	
GRUPO VII	D+EQ			133	1063,06	0,00	17,57	
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>1671,68</b>	<b>354,99</b>	<b>51,78</b>	
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>		
ALA SUPERIOR	60,0	3,5	1645,91	21,20	17,14	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	60,0	3,5						
ALA INFERIOR	65,0	5,5	1748,10	20,57	10,45	OK		
PL PRINCIPAL	65,0	3,0						
CUBREPLACA 1	50,0	2,5	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,7	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	199,15	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+021
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>lx - x = 10.459.528,078 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Yc (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Yc*A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>ly - y = 157.719,583 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50	<b>Exc. Sup.= 152,18 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00		
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00	<b>Wxs = 68.731,84 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25		
PL3 ALA INFERIOR						<b>Wxi = 89.534,50 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Yc (cm) =</b>					<b>116,82</b>		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 289,00 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Yc (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Yc*A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	279,00	600,00	167.400,00	<b>Área= 1.390,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>lx - x = 19.448.686,46 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>Wx horm = 190.349,50 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>Wxs = 236.678,15 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Yc (cm) =</b>					<b>186,83</b>	<b>Wxi = 104.100,29 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 289,00 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Yc (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Yc*A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	279,00	200,00	55.800,00	<b>Área= 990,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>lx - x = 14.663.881,67 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>Wx horm = 105.181,22 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>Wxs = 122.797,24 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Yc (cm) =</b>					<b>149,58</b>	<b>Wxi = 98.030,69 cm<sup>3</sup></b>	



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+021	
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg/cm <sup>2</sup>		
$I_{yc} =$	63000,00 cm <sup>4</sup>	1513,58 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$d =$	269,00 cm	105,906 in						
$J =$	4548,96 cm <sup>4</sup>	109,289 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$S_{xc} =$	68731,84 cm <sup>3</sup>	4194,274 in <sup>3</sup>						
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi						
$C_b =$	0,51							
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi						
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
<b>VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN</b>						<b>VERIFICACIÓN A CORTE</b>		
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC (T*m)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b>	51,78 T	
fb Hormigón	855,14	49,73	112,00	0,444	OK	<b>fv =</b>	199,15 kg/cm <sup>2</sup>	
fb viga I	816,54	1188,01	1936,00	0,614	OK	<b>Fv =</b> 1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
$D2$	246,52	$L+i$	608,62					
fbt sección compuesta	1671,68	1748,10	1936,00	0,903	OK	<b>CHEQUEO =</b> OK		
fbc sección compuesta	1671,68	1645,91	1936,00	0,850	OK			
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>								
$fv =$	199,15 kg/cm <sup>2</sup>	$Fv =$	75,89 kg/cm <sup>2</sup>	$D/tw$	260			
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>								
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b>	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>				
			<b>B =</b>	1,0				
$F_y =$ 3520 kg/cm <sup>2</sup>								
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	<b>(do)</b>	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A requer. (cm<sup>2</sup>)</b>
200	780	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500	DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPESOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>		<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>				
<b>t mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>		
0,94	1,00	15,00	15,00	254	1125,00	15,00		
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK	
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>								
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>	
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK	



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+024	
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m			Fy =	3520 kg/cm <sup>2</sup>			
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m			Es =	2043000 kg/cm <sup>2</sup>			
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPEJOR LOSETA:	20,00 cm			f'c =	280 kg/cm <sup>2</sup>			
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm			Ec =	250998 kg/cm <sup>2</sup>			
				n =	8			
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>
M (T*m)	1121,47	555,72	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	15,58	20,79	0,206	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
				<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>	
GRUPO I	D+(L+I)			100	1763,52	0,00	40,64	
GRUPO IA	D+2(L+I)			150	1603,72	0,00	43,81	
GRUPO II	D+W			125	897,18	0,00	12,46	
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF			125	1410,82	0,00	32,51	
GRUPO IV	D+(L+I)+T			125	1410,82	354,99	32,51	
GRUPO V	D+W+T			140	801,05	316,96	11,13	
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T			140	1259,66	316,96	29,03	
GRUPO VII	D+EQ			133	1121,47	0,00	11,71	
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>1763,52</b>	<b>354,99</b>	<b>43,81</b>	
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>		
ALA SUPERIOR	60,0	3,5	1736,35	20,64	17,14	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	60,0	3,5						
ALA INFERIOR	65,0	5,5	1844,15	20,03	10,45	OK		
PL PRINCIPAL	65,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1	50,0	2,5						
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,8	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	168,49	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+024	
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m			Fy =		3520 kg /cm <sup>2</sup>		
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m			Es =		2043000 kg /cm <sup>2</sup>		
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPESOR LOSETA:	20,00 cm			f'c =		280 kg /cm <sup>2</sup>		
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm			Ec =		250998 kg /cm <sup>2</sup>		
				n =		8		
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>
M (T*m)	1121,47	555,72	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	15,58	20,79	0,206	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
				<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>	
GRUPO I	D+(L+)			100	1763,52	0,00	40,64	
GRUPO IA	D+2(L+)			150	1603,72	0,00	43,81	
GRUPO II	D+W			125	897,18	0,00	12,46	
GRUPO III	D+(L+)+0.3W+WL+LF			125	1410,82	0,00	32,51	
GRUPO IV	D+(L+)+T			125	1410,82	354,99	32,51	
GRUPO V	D+W+T			140	801,05	316,96	11,13	
GRUPO VI	D+(L+)+0.3W+WL+LF+T			140	1259,66	316,96	29,03	
GRUPO VII	D+EQ			133	1121,47	0,00	11,71	
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>1763,52</b>	<b>354,99</b>	<b>43,81</b>	
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>		
<b>ALA SUPERIOR</b>	<b>60,0</b>	<b>3,5</b>	1736,35	20,64	17,14	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	60,0	3,5						
<b>ALA INFERIOR</b>	<b>65,0</b>	<b>5,5</b>	1844,15	20,03	10,45	OK		
PL PRINCIPAL	65,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1	50,0	2,5						
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,8	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	168,49	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+024
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>I<sub>x</sub> - x = 10.459.528,078 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>y</sub> - y = 157.719,583 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50	<b>Exc. Sup.= 152,18 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00		
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00	<b>W<sub>xs</sub> = 68.731,84 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25		
PL3 ALA INFERIOR						<b>W<sub>xi</sub> = 89.534,50 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>116,82</b>		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 289,00 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	279,00	600,00	167.400,00	<b>Área= 1.390,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 19.448.686,46 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 190.349,50 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>W<sub>xs</sub> = 236.678,15 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>186,83</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 104.100,29 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 289,00 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	279,00	200,00	55.800,00	<b>Área= 990,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 14.663.881,67 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 105.181,22 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>W<sub>xs</sub> = 122.797,24 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>149,58</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 98.030,69 cm<sup>3</sup></b>	

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+024
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>							
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg /cm <sup>2</sup>	
$I_{yc} =$	63000,00 cm <sup>4</sup>	1513,58 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA		
$d =$	269,00 cm	105,906 in			SECCIÓN COMPUESTA		
$J =$	4548,96 cm <sup>4</sup>	109,289 in <sup>4</sup>			<b>Fv=</b>	1161,60 kg /cm <sup>2</sup>	
$S_{xc} =$	68731,84 cm <sup>3</sup>	4194,274 in <sup>3</sup>			CAPACIDAD A CORTE DE LA		
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi			SECCIÓN COMPUESTA		
$C_b =$	1,02						
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi					
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>							
<b>VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN</b>						<b>VERIFICACIÓN A CORTE</b>	
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC</b>	<b>fb</b>	<b>Fb</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b>	43,81 T
	(T*m)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )				
fb Hormigón	902,12	52,46	112,00	0,468	OK	<b>fv =</b>	168,49 kg /cm <sup>2</sup>
fb viga I	861,41	1253,29	1936,00	0,647	OK		
$D2$	260,06	$L+i$	642,05			<b>Fv =</b>	1161,60 kg /cm <sup>2</sup>
fbt sección compuesta	1763,52	1844,15	1936,00	0,953	OK	<b>CHEQUEO =</b>	OK
fbv sección compuesta	1763,52	1736,35	1936,00	0,897	OK		
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>							
$f_v =$	168,49 kg /cm <sup>2</sup>	$F_v =$	75,89 kg /cm <sup>2</sup>	$D/tw$	260		
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>							
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b>	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>			
			<b>B =</b>	1,0			
$F_y =$	3520 kg /cm <sup>2</sup>						
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	(do)	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>
	780				(kg/cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>4</sup> )
<b>SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)</b>	200	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500
							DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPESOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>		<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>			
<b>t mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	
0,94	1,00	15,00	15,00	254	1125,00	15,00	
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>							
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+027	
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m					Fy =	3520 kg/cm <sup>2</sup>	
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m					Es =	2043000 kg/cm <sup>2</sup>	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPESOR LOSETA:	20,00 cm					f'c =	280 kg/cm <sup>2</sup>	
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm					Ec =	250998 kg/cm <sup>2</sup>	
						n =	8	
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>I</b>	<b>EQ</b>	<b>W</b>	<b>WL</b>	<b>LF</b>	<b>T</b>
M (T*m)	1156,52	573,09	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	7,79	18,91	0,214	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
				<b>%</b>	<b>M (T*m)</b>	<b>A (T)</b>	<b>V (T)</b>	
GRUPO I	D+(L+I)			100	1818,64	0,00	30,75	
GRUPO IA	D+2(L+I)			150	1653,84	0,00	35,81	
GRUPO II	D+W			125	925,21	0,00	6,23	
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF			125	1454,91	0,00	24,60	
GRUPO IV	D+(L+I)+T			125	1454,91	354,99	24,60	
GRUPO V	D+W+T			140	826,08	316,96	5,56	
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T			140	1299,03	316,96	21,97	
GRUPO VII	D+EQ			133	1156,52	0,00	5,86	
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>1818,64</b>	<b>354,99</b>	<b>35,81</b>	
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	<b>bf (cm)</b>	<b>tf (cm)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>b/t admis.</b>	<b>b/t real</b>	<b>Control esbeltez</b>		
ALA SUPERIOR	60,0	3,5	1790,61	20,32	17,14	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	60,0	3,5						
ALA INFERIOR	65,0	5,5	1901,78	19,72	10,45	OK		
PL PRINCIPAL	65,0	3,0						
CUBREPLACA 1	50,0	2,5	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>								
	<b>D (cm)</b>	<b>tw (cm)</b>	<b>tw lim (cm)</b>	<b>D/tw</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Control Pandeo</b>		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,8	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			<b>fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>D/tw adm.</b>	<b>Requerimiento</b>		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	137,75	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+027
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>lx - x = 10.459.528,078 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Yc (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Yc*A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>ly - y = 157.719,583 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50	<b>Exc. Sup.= 152,18 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00		
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00	<b>Wxs = 68.731,84 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25		
PL3 ALA INFERIOR						<b>Wxi = 89.534,50 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Yc (cm) =</b>					<b>116,82</b>		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 289,00 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Yc (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Yc*A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	279,00	600,00	167.400,00	<b>Área= 1.390,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>lx - x = 19.448.686,46 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>Wx horm = 190.349,50 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>Wxs = 236.678,15 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Yc (cm) =</b>					<b>186,83</b>	<b>Wxi = 104.100,29 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 289,00 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Yc (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Yc*A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	279,00	200,00	55.800,00	<b>Área= 990,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>lx - x = 14.663.881,67 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>Wx horm = 105.181,22 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>Wxs = 122.797,24 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Yc (cm) =</b>					<b>149,58</b>	<b>Wxi = 98.030,69 cm<sup>3</sup></b>	

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+027	
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg/cm <sup>2</sup>		
$I_{yc} =$	63000,00 cm <sup>4</sup>	1513,58 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$d =$	269,00 cm	105,906 in						
$J =$	4548,96 cm <sup>4</sup>	109,289 in <sup>4</sup>						
$S_{xc} =$	68731,84 cm <sup>3</sup>	4194,274 in <sup>3</sup>						
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi			<b>Fv=</b>	1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
$C_b =$	0,50				CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi						
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
<b>VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN</b>						<b>VERIFICACIÓN A CORTE</b>		
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC (T*m)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b>	35,81 T	
fb Hormigón	930,31	54,10	112,00	0,483	OK	<b>fv =</b>	137,75 kg/cm <sup>2</sup>	
fb viga I	888,33	1292,45	1936,00	0,668	OK	<b>Fv =</b> 1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
$D2$	268,19	$L+i$	662,12					
fbt sección compuesta	1818,64	1901,78	1936,00	0,982	OK	<b>CHEQUEO =</b>	OK	
fbc sección compuesta	1818,64	1790,61	1936,00	0,925	OK			
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>								
$f_v =$	137,75 kg/cm <sup>2</sup>	$F_v =$	75,89 kg/cm <sup>2</sup>	$D/t_w$	260			
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>								
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIGIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b>	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>				
			<b>B =</b>	1,0				
$F_y =$	3520 kg/cm <sup>2</sup>							
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	<b>(do)</b>	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A requer. (cm<sup>2</sup>)</b>
SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)	200	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500	DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPESOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>		<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>				
<b>t mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>		
0,94	1,00	15,00	15,00	254	1125,00	15,00		
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK	
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>								
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>	
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK	



DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+030	
<b>DATOS VIGA:</b>								
LONGITUD DE CÁLCULO:	60,00 m					Fy =	3520 kg/cm <sup>2</sup>	
SEPARACIÓN VIGAS:	2,80 m					Es =	2043000 kg/cm <sup>2</sup>	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA:	6,00 m							
<b>DATOS TABLERO:</b>								
ESPESOR LOSETA:	20,00 cm					f'c =	280 kg/cm <sup>2</sup>	
ACNHO EFECTIVO ALA:	240,00 cm					Ec =	250998 kg/cm <sup>2</sup>	
						n =	8	
<b>SOLICITACIONES:</b>								
	D	L	I	EQ	W	WL	LF	T
M (T*m)	1168,20	578,88	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
A (T)	0,00	0,00	0,155	0,00	0,00	0,00	0,00	443,74
V (T)	0,00	17,03	0,224	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>CARGAS DE DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES:</b>								
				%	M (T*m)	A (T)	V (T)	
GRUPO I	D+(L+I)			100	1837,01	0,00	20,85	
GRUPO IA	D+2(L+I)			150	1670,55	0,00	27,79	
GRUPO II	D+W			125	934,56	0,00	0,00	
GRUPO III	D+(L+I)+0.3W+WL+LF			125	1469,61	0,00	16,68	
GRUPO IV	D+(L+I)+T			125	1469,61	354,99	16,68	
GRUPO V	D+W+T			140	834,43	316,96	0,00	
GRUPO VI	D+(L+I)+0.3W+WL+LF+T			140	1312,15	316,96	14,89	
GRUPO VII	D+EQ			133	1168,20	0,00	0,00	
<b>CARGAS DE DISEÑO</b>					<b>1837,01</b>	<b>354,99</b>	<b>27,79</b>	
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>								
<b>CHEQUEO DE LAS ALAS</b>	bf (cm)	tf (cm)	fb (kg/cm <sup>2</sup> )	b/t admis.	b/t real	Control esbeltez		
ALA SUPERIOR	60,0	3,5	1808,70	20,22	17,14	OK		
CUBREPLACA 2			$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1								
PL PRINCIPAL	60,0	3,5						
ALA INFERIOR	65,0	5,5	1920,99	19,62	10,45	OK		
PL PRINCIPAL	65,0	3,0	$b/t = 860 / \sqrt{fb} \leq 24$					
CUBREPLACA 1	50,0	2,5						
CUBREPLACA 2								
<b>CHEQUEO DEL ALMA</b>	D (cm)	tw (cm)	tw lim (cm)	D/tw	D/tw adm.	Control Pandeo		
Sin rigidizadores longitudinales	260,0	1,0	1,8	260	170	FALLA: tw < adm		
Con rigidizadores longitudinales	260,0	1,0		260	340	REQUIERE RIG. LONG.		
			fv (kg/cm <sup>2</sup> )	Fv (kg/cm <sup>2</sup> )	D/tw adm.	Requerimiento		
Rigidizadores Transversales	260,0	1,0	106,90	75,9	150	REQUIERE RIG. TRANSV.		

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+030
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERFIL DE ACERO:</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>I<sub>x</sub> - x = 10.459.528,078 cm<sup>4</sup></b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
PL3 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>y</sub> - y = 157.719,583 cm<sup>4</sup></b>	
PL2 ALA SUPERIOR							
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50	<b>Exc. Sup.= 152,18 cm</b>	
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00		
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00	<b>W<sub>xs</sub> = 68.731,84 cm<sup>3</sup></b>	
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25		
PL3 ALA INFERIOR						<b>W<sub>xi</sub> = 89.534,50 cm<sup>3</sup></b>	
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>116,82</b>		
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 289,00 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	30,00	20,00	279,00	600,00	167.400,00	<b>Área= 1.390,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 19.448.686,46 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 190.349,50 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>W<sub>xs</sub> = 236.678,15 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>186,83</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 104.100,29 cm<sup>3</sup></b>	
<b>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA (3n)</b>							
<b>DETERMINACIÓN EJE NEUTRO</b>						<b>H = 289,00 cm</b>	
ELEMENTO	b (cm)	h (cm)	Y <sub>c</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>c</sub> *A (cm <sup>3</sup> )		
LOSETA	10,00	20,00	279,00	200,00	55.800,00	<b>Área= 990,00 cm<sup>2</sup></b>	
PL3 ALA SUPERIOR							
PL2 ALA SUPERIOR						<b>I<sub>x</sub> - x = 14.663.881,67 cm<sup>4</sup></b>	
PL1 ALA SUPERIOR	60,00	3,50	267,25	210,00	56.122,50		
ALMA	1,00	260,00	135,50	260,00	35.230,00	<b>W<sub>x horm</sub> = 105.181,22 cm<sup>3</sup></b>	
PL1 ALA INFERIOR	65,00	3,00	4,00	195,00	780,00		
PL2 ALA INFERIOR	50,00	2,50	1,25	125,00	156,25	<b>W<sub>xs</sub> = 122.797,24 cm<sup>3</sup></b>	
PL3 ALA INFERIOR							
<b>Y<sub>c</sub> (cm) =</b>					<b>149,58</b>	<b>W<sub>xi</sub> = 98.030,69 cm<sup>3</sup></b>	

DISEÑO DE VIGA MIXTA						ABSCISA	0+030	
<b>DETERMINACIÓN DE Fb Y Fv EN LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
$l =$	600,00 cm	236,220 in			<b>Fb=</b>	1936,00 kg/cm <sup>2</sup>		
$I_{yc} =$	63000,00 cm <sup>4</sup>	1513,58 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$d =$	269,00 cm	105,906 in						
$J =$	4548,96 cm <sup>4</sup>	109,289 in <sup>4</sup>			CAPACIDAD A CORTE DE LA SECCIÓN COMPUESTA			
$S_{xc} =$	68731,84 cm <sup>3</sup>	4194,274 in <sup>3</sup>						
$E =$	2043000,00 kg/cm <sup>2</sup>	29058290 psi						
$C_b =$	1,00							
$F_y =$	3520,00 kg/cm <sup>2</sup>	50066 psi						
<b>ESTADO TENSIONAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA:</b>								
<b>VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN</b>						<b>VERIFICACIÓN A CORTE</b>		
<b>ESTADO</b>	<b>SOLICITAC (T*m)</b>	<b>fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fb (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>fb/Fb</b>	<b>CHEQUEO</b>	<b>SOLIC. =</b>	27,79 T	
fb Hormigón	939,71	54,65	112,00	0,488	OK	<b>fv =</b>	106,90 kg/cm <sup>2</sup>	
fb viga I	897,30	1305,51	1936,00	0,674	OK	<b>Fv =</b> 1161,60 kg/cm <sup>2</sup>		
$D2$	270,90	$L+i$	668,81					
fbt sección compuesta	1837,01	1920,99	1936,00	0,992	OK	<b>CHEQUEO =</b> OK		
fbv sección compuesta	1837,01	1808,70	1936,00	0,934	OK			
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES</i>								
$f_v =$	106,90 kg/cm <sup>2</sup>	$F_v =$	75,89 kg/cm <sup>2</sup>	$D/t_w$	260			
<b>FACTOR DE TIPO DE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL</b>								
RIGIDIZADOR EN PAREJA = 1,0	RIGIDIZADOR EN ÁNGULOS = 1,8	RIGIDIZADOR SIMPLE = 2,4	<b>FACTOR ADOPTADO=</b>	<b>RIGIDIZADOR EN PAREJA</b>				
			<b>B =</b>	1,0				
$F_y =$	3520 kg/cm <sup>2</sup>							
<b>SEPARACIÓN MÁXIMA (cm)</b>	<b>(do)</b>	<b>Chequeo</b>	<b>k</b>	<b>C</b>	<b>Fv (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>J</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A requer. (cm<sup>2</sup>)</b>
SEPARACIÓN ADOPTADA (cm)	200	OK	13,450	0,179	874,249	2,225	222,500	DISEÑO POR INERCIA
<b>ESPESOR RIGIDAZOR (t)</b>		<b>ANCHO RIGIDIZADOR (b)</b>		<b>PROPIEDADES DE SECCIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>				
<b>t mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>b mín (cm)</b>	<b>Adoptado</b>	<b>H máx (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>		
0,94	1,00	15,00	15,00	254	1125,00	15,00		
<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR:</b>							OK	
<b>DISEÑO DE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES:</b> <i>SE REQUIERE RIGIDIZADORES LONGITUDINALES</i>								
<b>ds óptimo (cm)</b>	<b>I requer. (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>b adoptado (cm)</b>	<b>ts mínimo (cm)</b>	<b>t adoptado (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>COMPROBACIÓN DEL RIGIDIZADOR</b>	
52,00	335,43	14,00	1,0	1,0	914,67	14,00	OK	



### REVISIÓN DE ESFUERZOS CARGAS DE SERVICIO + TEMPERATURA (GRUPO)

P = 443,74T

ABSCISAS	0.00	3.00	6.00	9.00	12.00	15.00	18.00	21.00
M (D1) T*m	0.00	170.49	323.03	457.62	574.27	672.98	753.73	816.5
M (D2) T*m	0.00	51.47	97.52	138.16	173.38	203.18	227.56	246.5
M (L+I) T*m	0.00	127.08	240.78	341.09	428.03	501.61	561.80	608.6
Ys (cm)	76.43	76.43	76.43	97.37	97.37	103.51	103.51	102.1
ts (cm)	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.0
A Total (cm <sup>2</sup> )	1067.50	1067.50	1067.50	1230.00	1230.00	1315.00	1315.00	1390.0
Sx horm (cm <sup>3</sup> )	144,886.94	144,886.94	144,886.94	168,626.78	168,626.78	178,656.37	178,656.37	190,349.5
Wxs (cm <sup>3</sup> )	35,343.21	35,343.21	35,343.21	46,441.76	46,441.76	54,470.15	54,470.15	68,731.8
Wxs1 (cm <sup>3</sup> )	196,237.67	196,237.67	196,237.67	212,218.82	212,218.82	221,441.01	221,441.01	236,678.1
Wxi (cm <sup>3</sup> )	40,446.37	40,446.37	40,446.37	69,094.02	69,094.02	82,840.22	82,840.22	89,534.5
Wxi1 (cm <sup>3</sup> )	52,966.82	52,966.82	52,966.82	85,900.35	85,900.35	99,972.47	99,972.47	104,100.2

COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS A COMPRESIÓN POR FLEXIÓN DEL HORMIGÓN								
Fb (kg*cm <sup>2</sup> )	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00	140.00
fb (kg*cm <sup>2</sup> )	85.05	100.45	114.23	115.94	124.99	126.73	132.65	128.7
fb/Fb	0.61	0.72	0.82	0.83	0.89	0.91	0.95	0.9
VALIDACIÓN ESFUERZOS	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS DE TENSIÓN POR FLEXIÓN EN LA SECCIÓN COMPUESTA								
Fb (kg*cm <sup>2</sup> )	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00
fb (kg*cm <sup>2</sup> )	308.41	1067.01	1745.76	1414.10	1725.13	1683.76	1865.84	1892.3
fb/Fb	0.13	0.44	0.72	0.58	0.71	0.70	0.77	0.7
VALIDACIÓN ESFUERZOS	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

COMPROBACIÓN DE ESFUERZOS A COMPRESIÓN POR FLEXIÓN EN LA SECCIÓN COMPUESTA								
Fb (kg*cm <sup>2</sup> )	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00	2420.00
fb (kg*cm <sup>2</sup> )	611.12	1184.48	1697.49	1796.46	2105.20	2118.68	2305.13	2078.8
fb/Fb	0.25	0.49	0.70	0.74	0.87	0.88	0.95	0.8
VALIDACIÓN ESFUERZOS	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

#### RIGIDIZADORES DE APOYO

- Deben ser diseñados como columnas y su conexión con el alma debe ser calculada para transmitir la reacción de los apoyos.



**DATOS RIGIDIZADOR DE APOYO**

ANCHO DEL PATÍN SUPERIOR EN EL APOYO	bfs =	35,00 cm	$b'' = \frac{(bf - tw)}{2}$
ANCHO DEL PATÍN INFERIOR EN EL APOYO	bfi =	40,00 cm	
ANCHO DEL ALA PARA DISEÑO	bf =	35,00 cm	
ALTURA DEL ALMA EN EL APOYO	Dw =	260,00 cm	$b''e = \frac{bf - tw - r}{2}$
ESPESOR DEL ALMA	tw =	1,00 cm	
ANCHO DEL RIGIDIZADOR	b'' =	17,00 cm	
RECORTE POR SOLDADURAS	r =	2,00 cm	$t''_{\min} = \frac{b''\sqrt{F_y}}{578}$
ANCHO EFECTIVO	b''e =	16,00 cm	
ESPESOR DEL RIGIDIZADOR	t'' <sub>min</sub> =	1,64 cm	
ESPESOR ASUMIDO	t'' =	2,50 cm	
		Fy =	3520 kg /cm <sup>2</sup>
		E =	2043000 kg /cm <sup>2</sup>

**PROPIEDADES RIGIDIZADORES DE APOYO**

TIPO RIGIDIZADOR	: RIGIDIZADORES SIMPLES (Uno a cada lado del alma)		
ÁREA EFECTIVA DEL RIGIDIZADOR	A =	98,00 cm <sup>2</sup>	$A = 2(t''*b''e) + 18*t_w^2$
INERCIA DEL RIGIDIZADOR	I =	8932,29 cm <sup>4</sup>	
RADIO DE GIRO	r =	9,55 cm	$r = \sqrt{I / A}$
COEFICIENTE ARRIOSTRAMIENTO	k =	1,00	
ALTURA NO ARRIOSTRADA	l =	260,00 cm	
	kl/r =	27,23	$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$
	Cc =	107,04	$F_a = \frac{F_y}{FS} \left[ 1 - \frac{\left(\frac{kl}{r}\right)^2 F_y}{4\pi^2 E} \right]$
FACTOR SEGURIDAD	F.S =	2,12	
AASHTO (Tabla 10.32.1.A)	Fa =	1606,63 kg /cm <sup>2</sup>	

**COMPROBACIÓN DE LOS RIGIDIZADORES DE APOYO**

V =	126,89 T	
fa =	1294,77 kg /cm <sup>2</sup>	
fa/Fa =	0,806	OK

La fuerza actuante es menor que la admisible

**4.5.6 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE**

Los conectores de corte deben ser diseñados por fatiga y chequeados por última resistencia.

## CORTE HORIZONTAL

### DATOS CONECTORES DE CORTE

CONECTORES DE CANAL (ASTM A 36)

LONGITUD TRANSVERSAL DEL CANAL	w =	7.00 plg
ESPELOR ALMA CANAL	t =	0.184 plg
ESPELOR ALA CANAL	h =	0.296 plg

### DISEÑO DE LOS CONECTORES POR FATIGA

b =	240 cm	B =	2400	para	2,000,000.0 ciclos
t =	20 cm	Zr = B*w	Zr =	16,800.00 lbs	= 7619.05 kg

Zr: Cortante horizontal permisible

$$Sr = Vr * Q / I$$

Sr: Rango de esfuerzo cortante horizontal en la unión de la losa y la viga en el punto x.

$$do \text{ máx} = 60.00 \text{ cm}$$

d: espaciamiento de los conectores

$$d = Zr / Sr$$

ABSCISA (m)	Vr T	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	Q (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	Sr (kg/cm)	d (cm)	CHEQUEO
0.00	49.008	600.00	66.43	39858.20	11,073,756.28	176.395	43.193	OK
3.00	45.098	600.00	66.43	39858.20	11,073,756.28	162.323	46.937	OK
6.00	41.340	600.00	66.43	39858.20	11,073,756.28	148.797	51.204	OK
9.00	37.734	600.00	87.37	52419.51	16,418,490.37	120.474	63.242	60 cm
12.00	34.280	600.00	87.37	52419.51	16,418,490.37	109.446	69.615	60 cm
15.00	31.274	600.00	93.51	56108.56	18,493,481.82	94.885	80.297	60 cm
18.00	29.220	600.00	93.51	56108.56	18,493,481.82	88.652	85.944	60 cm
21.00	27.151	600.00	92.17	55304.14	19,448,686.46	77.207	98.683	60 cm
24.00	25.068	600.00	92.17	55304.14	19,448,686.46	71.282	106.886	60 cm
27.00	22.967	600.00	92.17	55304.14	19,448,686.46	65.308	116.664	60 cm
30.00	20.846	600.00	92.17	55304.14	19,448,686.46	59.278	128.532	60 cm

N = 60 CONECTORES HASTA EL CENTRO DE LA LUZ

### COMPROBACIÓN DEL DISEÑO DE CONECTORES POR RESISTENCIA ÚLTIMA

As = 467.50 cm <sup>2</sup>	f'c = 280 kg/cm <sup>2</sup> 3983 psi
Fy = 3520.00 kg/cm <sup>2</sup>	Ec = 250998 kg/cm <sup>2</sup> 3570020 psi
P1 = 1,645,600.00 Kg	Ø = 0.85
P2 = 1,142,400.00 Kg	t = 0.18 in
Pdiseño = 1,142,400.00 Kg	h = 0.30 in
	w = 7.00 in
Su = 94,275.23 lb	$S_u = 550 \left( h + \frac{t}{2} \right) W \sqrt{f'c}$
Su = 42,755.21 kg	
N = 31	$N = \frac{P}{\phi * S_u}$
CONECTORES AL CENTRO DE LA LUZ	

SE MANTIENE DISEÑO POR FATIGA

## 4.5.7 DISEÑO DE SOLDADURA

- En la unión alma – ala, el área resistente de la soldadura es la garganta. La longitud efectiva mínima no debe ser menor que cuatro veces su tamaño nominal, pero en ningún caso menor que 1,5" (38,2mm)

<b>SOLDADURA UNIÓN ALMA - ALA</b>		
<i>TIPO DE SOLDADURA :</i> <b>SOLDADURA DE FILETE CONTÍNUA</b>		
<b>ELECTRODOS E8016-C2</b>		
RESISTENCIA A TENSIÓN (Fu) =	5630,00 kg/cm <sup>2</sup>	80 psi
ESFUERZO ADMISIBLE DE CORTE (Fvs) =	1520,10 kg/cm <sup>2</sup>	Fv = 0.27Fu
ESPESOR MÍNIMO DEL CORDÓN DE SOLDADURA =	8,00 mm	
ESPESOR DEL CORDÓN DE SOLDADURA ASUMIDO =	8,00 mm	
LONGITUD MÍNIMA DEL CORDÓN DE SOLDADURA =	3,81 cm	
RESISTENCIA DE SOLDADURA CONTÍNUA =	859,769 Kg/cm	
ESFUERZO CORTANTE REAL (fvs) =	390,68 Kg/cm	OK
* Calculamos fvs para la abscisa 0+000 (apoyo) por ser el caso más crítico por tener el mayor cortante y la menor inercia		

<b>SOLDADURA DE LOS RIGIDIZADORES DE APOYO</b>		
<i>TIPO DE SOLDADURA :</i> <b>SOLDADURA DE FILETE CONTÍNUA</b>		
ALTURA RIGIDIZADORES DE APOYO =	260,00 cm	
NÚMERO DE RIGIDIZADORES POR APOYO =	2 (RIGIDIZADORES SIMPLES)	
ESPESOR DE LOS RIGIDIZADORES =	25,00 mm	
ESPESOR MÍNIMO DEL CORDÓN DE SOLDADURA =	8,00 mm	
ESPESOR DEL CORDÓN DE SOLDADURA ASUMIDO =	8,00 mm	
LONGITUD DEL CORDÓN DE SOLDADURA =	1040,00 cm	
Fy SOLDADURA =	5.630,00 kg/cm <sup>2</sup>	
CORTE ACTUANTE EN LOS APOYOS ( R ) =	126.887,71 kg	OK
RESISTENCIA DE LA SOLDADURA (Pr) =	894.159,30 kg	

<b>SOLDADURA DE LOS CONECTORES DE CORTANTE:</b>		
<i>TIPO DE SOLDADURA :</i> <b>SOLDADURA DE FILETE CONTÍNUA</b>		
TIPO DE CONECTORES DE CORTE =	CANALES	
ESPESOR MÍNIMO DEL CORDÓN DE SOLDADURA =	5,00 mm	
ESPESOR DEL CORDÓN DE SOLDADURA ASUMIDO =	5,00 mm	
LONGITUD DEL CORDÓN DE SOLDADURA =	40,00 cm	
RESISTENCIA DEL FILETE =	537,355 Kg/cm	
Fy SOLDADURA =	5630,00 kg/cm <sup>2</sup>	
CORTE ACTUANTE MÁXIMO EN LOS CONECTORES ( Zr ) =	7.619,05 kg	OK
RESISTENCIA DE LA SOLDADURA (Pr) =	21.494,21 kg	

- En las uniones de tramos se usará soldadura a tope, usando electrodos de mayor resistencia que el metal base.

#### 4.5.8 CÁLCULO DE DEFLEXIONES

**CARGAS DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA**

ABSCISA (m)	LONGITUD TRAMO (m)	I VIGA AC (cm <sup>4</sup> )	I SECCIÓN COMP. (cm <sup>4</sup> )	P (s+t) (kg)	Y (cm)	M (s+t) (kg*cm)
0,00	3,00	5.007.726,10	11.073.756,28	443.740	66,43	29.477.767,12
3,00	3,00	5.007.726,10	11.073.756,28	443.740	66,43	29.477.767,12
6,00	3,00	5.007.726,10	11.073.756,28	443.740	66,43	29.477.767,12
9,00	3,00	7.457.219,29	16.418.490,37	443.740	87,37	38.767.688,96
12,00	3,00	7.457.219,29	16.418.490,37	443.740	87,37	38.767.688,96
15,00	3,00	8.823.496,98	18.493.481,82	443.740	93,51	41.495.979,69
18,00	3,00	8.823.496,98	18.493.481,82	443.740	93,51	41.495.979,69
21,00	3,00	10.459.528,08	19.448.686,46	443.740	92,17	40.901.059,16
24,00	3,00	10.459.528,08	19.448.686,46	443.740	92,17	40.901.059,16
27,00	3,00	10.459.528,08	19.448.686,46	443.740	92,17	40.901.059,16
30,00	3,00	10.459.528,08	19.448.686,46	443.740	92,17	40.901.059,16
Promedio =		8.129.338,47	16.439.996,28	Promedio =		37.505.897,75

$$E = 2.043.000,00 \text{ kg/cm}^2$$

**CÁLCULO DE DEFLEXIONES POR CARGAS PERMANENTES**

L =	6000 cm	LONGITUD DE CÁLCULO
W (D) =	1,994 T/m	CARGA MUERTA DISTRIBUIDA SOPORTADA POR LA VIGA DE ACERO (Losa+Pvigas)
W (Cp) =	0,602 T/m	CARGA DISTRIBUIDA POR CARGAS POSTERIORES SOPORTADA POR SECC.COMP.

$$\Delta w_{(D)} = 20,26 \text{ cm} \quad \Delta w_{(D)} = \frac{5w_{(D)}L^4}{384EI_{viga}}$$

$$\Delta w_{(Cp)} = 3,02 \text{ cm} \quad \Delta w_{(Cp)} = \frac{5w_{(Cp)}L^4}{384EI_{sec.c.comp}}$$

$$\Delta t+s = 5,03 \text{ cm} \quad \Delta w_{(s+t)} = \frac{M_{(s+t)}L^2}{8EI_{sec.c.comp}}$$

$\Delta$ TOTAL =	28,31 cm	DEFLEXIÓN TOTAL POR CARGAS PERMANENTES
------------------	----------	--

**CÁLCULO DE DEFLEXIONES POR CARGA VIVA**

P =	5.00 T	11.025 klb	CARGA TREN DELANTERO DEL CAMIÓN
Lt =	2.80 m	9.186 ft	SEPARACIÓN VIGAS
FD =	0.835		FACTOR DISTRIBUCIÓN CARGA RUEDA
L =	60.00 m	196.850 ft	LONGITUD DE CÁLCULO
I =	0.155		FACTOR DE IMPACTO
Pt =	4.95 T	10.918 klb	

$$E = 2,043,000.00 \text{ kg/cm}^2 \quad 29058.27 \text{ ksi}$$

$$I = 16,439,996.28 \text{ cm}^4 \quad 394972.49 \text{ in}^4$$

$\delta$  = DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA

$$\delta = \frac{324}{EI} P_T (L^3 - 555 L + 4780)$$

DONDE:

$P_T$  = CARGA DE RUEDA FACTORADA POR FD E IMPACTO (klb)

L = LONGITUD DE CÁLCULO (ft)

E = MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO (klb/in<sup>2</sup>)

I = MOMENTO DE INERCIA SECCIÓN COMPUESTA (in<sup>4</sup>)

$$\delta = 2.319 \text{ in}$$

$$\delta = 5.89 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = L / 800 = 7.50 \text{ cm}$$

COMPROBACIÓN:

OK

$\delta < \delta_{adm}$

Se considera una contraflecha constructiva, asumiendo que el cálculo de deflexiones es una aproximación y que existen fallas en los procesos de fabricación y montaje.

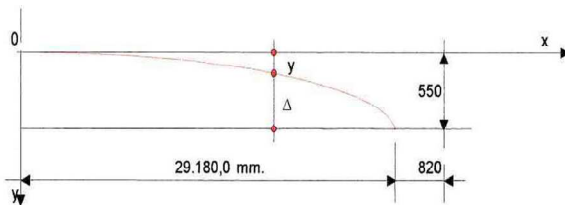
#### CONTRAFLECHA CONSTRUCTIVA DE LAS VIGAS

$$Y = k X^2$$

$$k = 6,459E-07$$

DISTANCIA EXTREMO VIGA A INICIO CONTRAFLECHA = 820 mm

CONTRAFLECHA VIGA = 550 mm



X (mm)	Y (mm)	$\Delta$ (mm)
0,0	0,0	550,0
3000,0	5,8	544,2
6000,0	23,3	526,7
9000,0	52,3	497,7
12000,0	93,0	457,0
15000,0	145,3	404,7
18000,0	209,3	340,7
21000,0	284,8	265,2
24000,0	372,0	178,0
27000,0	470,9	79,1
29180,0	550,0	0,0
30000,0	550,0	0,0

## 4.5.9 CÁLCULO DE ROTACIONES

<b>ROTACIÓN DEBIDA A CARGA MUERTA DEL TABLERO (D1) Y CARGAS POSTERIORES (D2)</b>			
CARGA MUERTA DISTRIBUIDA POR TABLERO	D1 =	1,994 T/m	
LONGITUD DE CÁLCULO	L =	60,00 m	
MÓDULO ELASTICIDAD DEL ACERO	E =	2.043.000,00 kg /cm <sup>2</sup>	
INERCIA PROMEDIO DE LA SECCIÓN DE ACERO	I =	8.129.338,47 cm <sup>4</sup>	
GIRO POR CARGA MUERTA	$\theta_{D1}$ =	0,010805 rad	$\theta_{D1} = \frac{w * L^3}{24 * E * I}$
<b>ROTACIÓN DEBIDA A CARGAS DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA (s+t)</b>			
CARGA MUERTA DISTRIBUIDA CARGAS POSTERIORES	D2 =	0,602 T/m	
LONGITUD DE CÁLCULO	L =	60,00 m	
MÓDULO ELASTICIDAD DEL ACERO	E =	2.043.000,00 kg /cm <sup>2</sup>	
INERCIA PROMEDIO DE LA SECCIÓN COMPUESTA	I =	16.439.996,28 cm <sup>4</sup>	
GIRO POR CARGAS POSTERIORES	$\theta_{D2}$ =	0,001613 rad	$\theta_{D2} = \frac{w * L^3}{24 * E * I}$
<b>ROTACIÓN DEBIDA A CARGAS DE CAMIÓN (Eje remolque sobre apoyo)</b>			
LONGITUD DE CÁLCULO	L =	6000,00 cm	
CARGA DEL EJE DEL REMOLQUE	P1 =	20.000,00 kg	
POSICIÓN DE LA CARGA P1	=	0,00 cm	
CARGA DEL EJE POSTERIOR	P2 =	20.000,00 kg	0,00045 rad
POSICIÓN DE LA CARGA P2	=	420,00 cm	
CARGA DEL EJE DELANTERO	P3 =	5.000,00 kg	0,00020 rad
POSICIÓN DE LA CARGA P3	=	840,00 cm	
MÓDULO ELASTICIDAD DEL ACERO	E =	2.043.000,00 kg /cm <sup>2</sup>	$\theta_p = \frac{P * a * b * (L+b)}{6 * L * E * I}$
INERCIA PROMEDIO DE LA SECCIÓN COMPUESTA	I =	16.439.996,28 cm <sup>4</sup>	
GIRO POR CARGA VIVA POR CAMIÓN	$\theta_{camión}$ =	0,000649 rad	
<b>ROTACIÓN MÁXIMA POR CARGA VIVA EQUIVALENTE</b>			
LONGITUD DE CÁLCULO	L =	6.000,00 cm	$\theta_w = \frac{w * L^3}{24 * E * I}$
CARGA VIVA DISTRIBUIDA	W =	12,00 kg/cm	
CARGA VIVA PUNTUAL	P =	10.200,00 kg	$\theta_p = \frac{P * L^2}{16 * E * I}$
	$\theta_w$ =	0,00322 rad	
	$\theta_p$ =	0,00068 rad	
GIRO POR CARGA VIVA EQUIVALENTE	$\theta_{viva}$ =	0,00390 rad	
<b>ROTACIÓN TOTAL DEBIDA A LAS CARGAS DE SERVICIO</b>			
GIRO TOTAL	$\theta_{total}$ =	0,0197 rad	

**DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEBIDO A CARGAS DE CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA**

$$\Delta_{total} = 2,1720 \text{ cm} \quad \Delta_{total} = \epsilon \text{ total} * L$$

## 4.5.10 DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTOS

**DISEÑO DE ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL INFERIOR**
**CARGAS DE VIENTO EN EL ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL INFERIOR:**

PRESIÓN DE VIENTO DE ACUERDO A AASHTO 3.15.1.1 = 244,120 kg /m<sup>2</sup>

PRESIÓN DE VIENTO DE DISEÑO  $P_v$  = 120,00 kg /m<sup>2</sup>

Debido a que en el país no existen vientos de magnitud, se adopta una presión de viento de diseño menor que la especificada por la norma.

**SUPERFICIE DE INFLUENCIA Y FUERZAS**

ALTURA TOTAL DE LAS VIGAS  $h_t$  = 269,00 cm

LONGITUD TOTAL DE LAS VIGAS  $L$  = 60,00 m

ÁREA DE EXPOSICIÓN  $A$  = 161,40 m<sup>2</sup>

FUERZA TOTAL DEBIDA AL VIENTO  $F_t$  = 19.368,00 kg  $F_t = P_v * A$

REACCIÓN EN LOS APOYOS  $R$  = 9.684,00 kg  $R = F_t / 2$

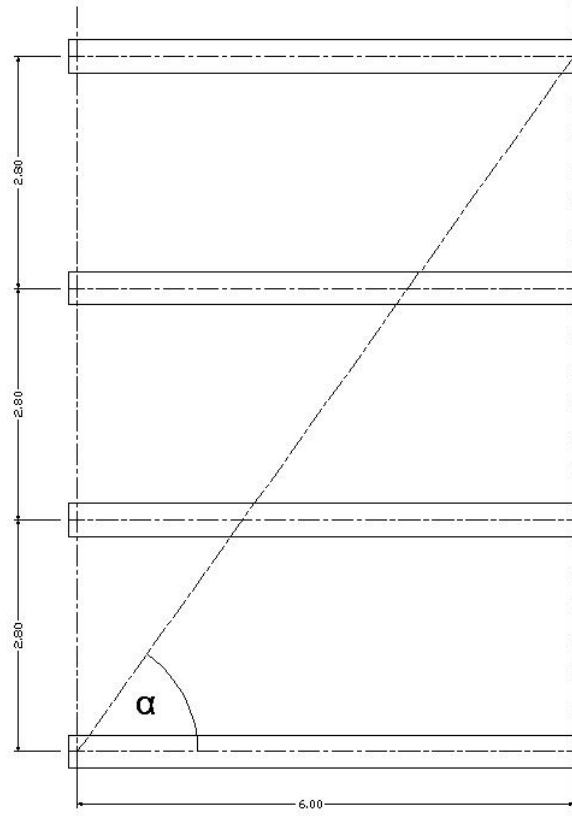
SEPARACIÓN EJES VIGAS EXTERIORES = 8,40 m

SEPARACIÓN ENTRE DIAFRAGAMAS  $S_d$  = 6,00 m

DIAGONAL = 10,32 m

ÁNGULO DE LA DIAGONAL  $\alpha$  = 54,46 °

FUERZA DE VIENTO EN LA DIAGONAL  $T$  = 11.900,70 kg  $T = R / \text{sen} \alpha$





**DISEÑO DE LAS DIAGONALES INFERIORES**

USAMOS ÁNGULOS: L75 X 75 X 8

ÁREA DEL ÁNGULO	A =	11,50 cm <sup>2</sup>	
RADIO DE GIRO DEL ÁNGULO	r =	1,46 cm	
INERCIA DEL ÁNGULO	I =	24,51 cm <sup>4</sup>	
ACERO DE LOS PERFILES A - 588	Fy =	3.520,00 kg /cm <sup>2</sup>	
COEFICIENTE SEGÚN TIPO DE CONECCIÓN	k =	0,8	SOLDADA
LONGITUD CONECTADA DEL ÁNGULO	La =	272,5 cm	Medida en plano
RELACIÓN DE ESBELTEZ DEL ÁNGULO	kLa/r =	149,32	
RELACIÓN DE ESBELTEZ MÁXIMA	kL/r =	240,00	Chequeo a tracción para miembros secundarios
CHEQUEO DE ESBELTEZ		OK	

Por tener una conexión soldada, se tiene una perforación para perno de montaje. Se asume como área neta el 85% del área bruta.

ÁREA NETA DEL ÁNGULO	An =	9,78 cm <sup>2</sup>
ÁREA EFECTIVA DEL ÁNGULO	Ae =	8,82 cm <sup>2</sup>

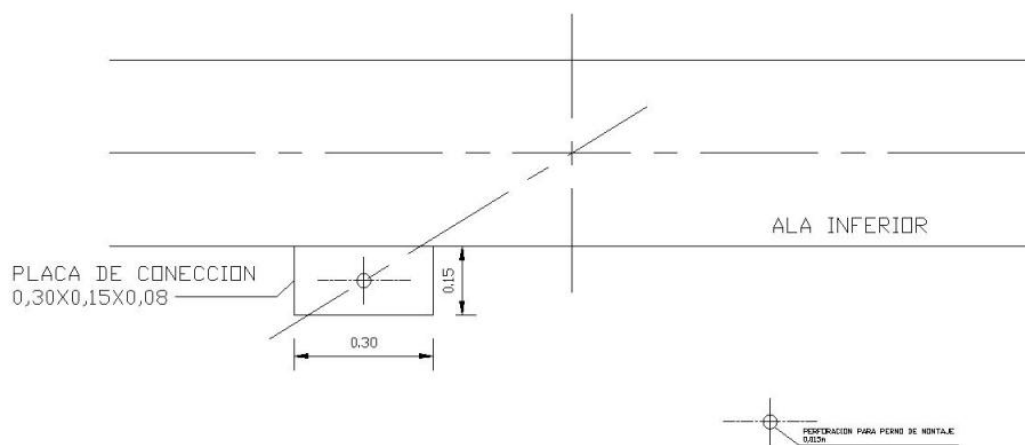
El área efectiva será, el área neta del lado conectado más 1/2 del área del lado no conectado.

**ESFUERZOS EN LA DIAGONAL**

ESFUERZO ADMISIBLE DEL PERFIL	$\delta_{adm} =$	1936,00 kg /cm <sup>2</sup>	$\delta_{adm} = 0.55Fy$
ESFUERZO ADMISIBLE PARA CARGAS DE VIENTO	$\delta_{adm} =$	2420,00 kg /cm <sup>2</sup>	Se incrementa el esfuerzo admisible en 25 %
ESFUERZO REAL EN LA DIAGONAL	$\delta_t =$	1349,29 kg /cm <sup>2</sup>	$\delta_t = T / Ae$
		OK	ESFUERZO MENOR AL ADMISIBLE

**CONECCIÓN DEL ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR**

Los ángulos del arriostramiento se conectarán mediante soldadura a una placa que debe también soldarse al patín inferior.





## DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS

DISEÑO DE LOS DIAGRAMAS			
<b>USAMOS ÁNGULOS: L75 X 75 X 8</b>			
ÁREA DEL ÁNGULO	A =	11.50	cm <sup>2</sup>
RADIO DE GIRO DEL ÁNGULO	r =	1.46	cm
INERCIA DEL ÁNGULO	I =	24.51	cm <sup>4</sup>
ACERO DE LOS PERFILES A - 36	Fy =	2,530.00	kg /cm <sup>2</sup>
CHEQUEO DE LOS CORDONES			
<b>PERFILES CORDONES: 2 L75 X 75 X 8</b>			
RADIO DE GIRO	rx =	2.06	cm
COEFICIENTE SEGÚN TIPO DE CONECCIÓN	k =	0.8	SOLDADA
LONGITUD CONECTADA DEL ÁNGULO	La =	259.00	cm <i>Medida en plano</i>
RELACIÓN DE ESBELTEZ DE LOS ÁNGULOS	kLa/r =	100.58	
RELACIÓN DE ESBELTEZ MÁXIMA	kL/r =	240.00	Chequeo a tracción para miembros secundarios
CHEQUEO DE ESBELTEZ DE LOS CORDONES		OK	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA DE UN CORDON	l' =	129.50	cm <i>La/2</i>
RADIO DE GIRO MÍNIMO	r =	1.46	RAD. DE GIRO DE PERFIL L75 X 75 X 8
COEFICIENTE SEGÚN TIPO DE CONECCIÓN	k =	0.8	SOLDADA
RELACIÓN DE ESBELTEZ DEL ÁNGULO	kl/r =	70.96	
RELACIÓN DE ESBELTEZ MÁXIMA	kL/r =	240.00	Chequeo a tracción para miembros secundarios
CHEQUEO DE ESBELTEZ DEL CORDÓN		OK	
ESFUERZOS EN LOS CORDONES			
ESFUERZO ADMISIBLE DEL PERFIL	δadm =	1280.65	kg /cm <sup>2</sup>
ESFUERZO ADMISIBLE PARA CARGAS DE VIENTO	δadm =	1600.82	kg /cm <sup>2</sup> <i>Se incrementa el esfuerzo admisible en 25 %</i>
ESFUERZO REAL EN LOS CORDONES	δt =	421.04	kg /cm <sup>2</sup> <i>R/Aa</i>
		OK	ESFUERZO MENOR AL ADMISIBLE
<b>CHEQUEO DE LAS DIAGONALES</b>			
<b>PERFILES DIAGONALES: L75 X 75 X 8</b>			
RADIO DE GIRO	rx =	1.46	cm
COEFICIENTE SEGÚN TIPO DE CONECCIÓN	k =	0.8	SOLDADA
LONGITUD CONECTADA DEL ÁNGULO	La =	343.20	cm <i>Medida en plano</i>
RELACIÓN DE ESBELTEZ DE LOS ÁNGULOS	kLa/r =	188.05	
RELACIÓN DE ESBELTEZ MÁXIMA	kL/r =	240.00	Chequeo a tracción para miembros secundarios
CHEQUEO DE ESBELTEZ DE LAS DIAGONALES		OK	
<b>ESFUERZOS EN LA DIAGONAL</b>			
ESFUERZO ADMISIBLE DEL PERFIL	δadm =	1391.50	kg /cm <sup>2</sup> <i>δadm = 0.55Fy a tracción</i>
ESFUERZO ADMISIBLE PARA CARGAS DE VIENTO	δadm =	1739.38	kg /cm <sup>2</sup> <i>Se incrementa el esfuerzo admisible en 25 %</i>
FUERZA DE TRACCIÓN EN LA DIAGONAL	T =	17300.70	kg
ESFUERZO REAL EN LA DIAGONAL	δt =	752.20	kg /cm <sup>2</sup> <i>T/Aa</i>
		OK	ESFUERZO MENOR AL ADMISIBLE
Las diagonales trabajan únicamente a tracción, porque no son adecuadas para esfuerzos altos de compresión			

## 4.5.11 DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS

### APARATOS DE APOYO

Los apoyos son conjuntos estructurales que se colocan para asegurar la transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura. Básicamente, deben distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la subestructura y adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas, u otras que puedan producirse, sin provocar fuerzas restrictivas.

El apoyo a utilizarse en éste diseño está constituido por capas de elastómero reforzadas con placas de acero intercaladas. No debe diseñarse apoyos reforzados con una dureza nominal mayor de 70, o un módulo de cortante superior a  $21 \text{ kg/cm}^2$ .

### DISEÑO DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS

NOMENCLATURA		
<b>A</b>	ÁREA DEL ELASTÓMERO EN PLANTA	$\text{in}^2$
<b>B</b>	LONGITUD DEL APOYO SI LA ROTACIÓN ES ALREDEDOR DE SU EJE TRANSVERSAL O ANCHO DEL APOYO SI LA ROTACIÓN ES ALREDEDOR DE SU EJE LONGITUDINAL	in
<b>DS</b>	DUREZA DEL APOYO ELASTOMÉRICO	
<b>G</b>	MÓDULO DE CORTE DEL ELASTÓMERO	ksi
$h_{ri}$	ESPESOR DE UNA CAPA DE ELASTÓMERO	in
$h_{rt}$	ESPESOR TOTAL DEL ELASTÓMERO	in
$h_s$	ESPESOR DE LÁMINA DE ACERO DEL APOYO ELASTOMÉRICO	in
<b>F<sub>y</sub></b>	ESFUERZO DE FLUENCIA DE LAS LÁMINAS DE ACERO DEL APOYO ELASTOMÉRICO	ksi
<b>F<sub>sr</sub></b>	ESFUERZO DE FATIGA PERMISIBLE PARA 2'000.000 DE CICLOS	ksi
<b>L</b>	LARGO DE UN ELASTÓMERO RECTANGULAR (PARALELO AL EJE DEL PUENTE)	in
<b>P<sub>D</sub></b>	FUERZA DE COMPRESIÓN DEBIDA A CARGA MUERTA	kip
<b>P<sub>L</sub></b>	FUERZA DE COMPRESIÓN DEBIDA A CARGA VIVA	kip
<b>P<sub>TL</sub></b>	FUERZA DE COMPRESIÓN DEBIDA A CARGA MUERTA + VIVA	kip
<b>S</b>	FACTOR DE FORMA	
<b>W</b>	ANCHO DEL APOYO EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR AL EJE DEL PUENTE	in
<b>Δ<sub>o</sub></b>	DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO DE LA LOSA DEL PUENTE DEBIDO A CARGAS DE SERVICIO	in
<b>Δ<sub>s</sub></b>	DEFORMACIÓN MÁXIMA POR CORTE DEL ELASTÓMERO	in
$\sigma_L$	ESFUERZO DE COMPRESIÓN DEBIDO A CARGA VIVA	ksi
$\sigma_{TL}$	ESFUERZO DE COMPRESIÓN DEBIDO AL TOTAL DE CARGA MUERTA + VIVA	ksi
$\theta_{mz}$	ROTACIÓN MÁXIMA DEL APOYO ALREDEDOR DEL EJE LONGITUDINAL	rad

Los apoyos elastoméricos se diseñan de acuerdo al método B de la norma AASHTO, en su artículo 14.6.5.

DATOS DEL APOYO					
LARGO	<b>L</b>	=	60,00 cm		23,622 in
ANCHO	<b>W</b>	=	30,00 cm		11,811 in
ESPESOR TOTAL	<b>h<sub>rt</sub></b>	=	5,40 cm		2,126 in
	<b>h<sub>rt</sub> ≥ 2Δ<sub>s</sub></b>		5,4 cm		AASHTO (14.6.5.3.4-1)
NÚMERO DE CAPAS DE ELASTÓMEROS	<b>n</b>	=	2,00		
	<b>h<sub>ri</sub></b>	=	2,70 cm		1,063 in
	<b>h<sub>s</sub></b>	=	3,00 mm		0,118 in
DUREZA	<b>DS</b>	=	60,00 °shore		
MÓDULO DE CORTE	<b>G</b>	=	14,06 kg /cm <sup>2</sup>		200,000 psi
ÁREA		=	1.800,00 cm <sup>2</sup>		279,00 in <sup>2</sup>
FACTOR DE FORMA	<b>S</b>	=	3,70		$S = \frac{L * W}{2h_{ri}(L + W)}$

DATOS DE CARGAS, DESPLAZAMIENTOS Y ROTACIONES		
<b>P<sub>D</sub></b>	=	77,88 T 173,067 kip
<b>P<sub>L</sub></b>	=	42,42 T 94,262 kip
<b>P<sub>TL</sub></b>	=	120,30 T 267,329 kip
<b>Δ<sub>o</sub></b>	=	2,172 cm 0,855 in
<b>θ<sub>mz</sub></b>	=	0,0197 rad

DESPLAZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA		
Δ <sub>t</sub> (±)	=	20,00 °C
COEFICIENTE DE DILATACIÓN DE TEMPERATURA	<b>α</b>	= 1,125E-05
LONGITUD DE VIGA	<b>L<sub>v</sub></b>	= 6.000,00 cm
δ <sub>t</sub> = L*α*Δt	<b>δ<sub>t</sub></b>	= 1,35 cm
	<b>δ<sub>c</sub></b>	= 1,35 cm
	<b>δ<sub>total</sub></b>	= 2,70 cm
	<b>Δ<sub>s</sub></b>	= <b>2,70</b> cm

ESFUERZOS DE COMPRESIÓN			
<b>σ<sub>L</sub></b>	=	0,3379 ksi	$\sigma_L = \frac{P_L}{A}$
ESFUERZO DE COMPRESIÓN ADMISIBLE PARA CARGA VIVA: <b>σ<sub>L</sub> ≤ 0,66 GS</b>			
<b>σ<sub>Ladm</sub></b>	=	0,4889 ksi	OK
<b>σ<sub>TL</sub></b>	=	0,9582 ksi	$\sigma_{TL} = \frac{P_{TL}}{A}$
ESFUERZO DE COMPRESIÓN ADMISIBLE PARA CARGA TOTAL: <b>σ<sub>TL</sub> ≤ 1,66 GS</b>			
<b>σ<sub>TLadm</sub></b>	=	1,2296 ksi	OK

**ESFUERZOS COMBINADOS DE COMPRESIÓN Y ROTACIÓN**

$$\sigma_{TL} \geq 1,0 GS \left( \frac{\theta_m}{n} \right) * \left( \frac{B}{h_{ri}} \right)^2$$

$$\sigma_{TL} \geq 0,8993 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{TL} = 0,9582 \text{ ksi}$$

OK

$$\sigma_{TL} \leq 1,87 GS \left( 1 - 0,200 * \left( \frac{\theta_m}{n} \right) \left( \frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right)$$

$$\sigma_{TL} \leq 1,0489 \text{ ksi}$$

$$\sigma_{TL} = 0,9582 \text{ ksi}$$

OK

**ESTABILIDAD**

$$h_{ri} \leq \frac{L}{3}, \frac{W}{3}$$

$$5,40 \text{ cm} \leq 20,00 \text{ cm}$$

$$5,40 \text{ cm} \leq 10,00 \text{ cm}$$

OK

OK

$$\sigma_{TL} \leq \frac{G}{\left( \frac{3.84 \left( \frac{h_{ri}}{L} \right)}{S \sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} - \frac{2.67}{S(S+2) \left( 1 + \frac{L}{4W} \right)} \right)}$$

$$0,9582 \text{ ksi} \leq 2,692661693 \text{ ksi}$$

OK

**CHEQUEO DEL REFUERZO**

$$h_s > \frac{3.0 h_{r \max} \sigma_{TL}}{F_y}$$

$$F_y = 60,00 \text{ ksi}$$

$$h_s > \frac{2.0 h_{r \max} \sigma_L}{F_{sr}}$$

$$F_{sr} = 24,00 \text{ ksi}$$

$$0,118 \text{ in} > 0,101852307 \text{ in}$$

$$0,118 \text{ in} > 0,059856511 \text{ in}$$

OK

OK

#### 4.5.12 DISEÑO DE ESTRIBOS

Los estribos tienen la función de transmitir las cargas procedentes de la superestructura a la cimentación, realizando adicionalmente las funciones de muro de contención.

Las cargas permanentes consideradas sobre la infraestructura son la carga muerta propia y la proveniente de la superestructura; y la presión de tierras en los rellenos. La máxima reacción de carga viva en los apoyos de la superestructura debe ser soportada por la infraestructura. En el diseño de los estribos se considera la acción de las cargas transmitidas por la superestructura y los efectos de la presión del suelo de relleno.

Para el diseño de este puente en el estudio de suelos se ha recomendado /una cimentación directa, con estribo de tipo cerrado. La altura está dada por la diferencia entre el nivel de rasante y la cota de cimentación recomendada.

Los estribos de apoyo en los dos extremos del puente y su cimentación se diseñan de acuerdo a lo establecido en la norma AASHTO en sus artículos 5.14, 4.4.11 y 8.16. El hormigón utilizado en cimentación, estribos y pantallas laterales, tendrá una resistencia a la compresión de  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ .

Los parámetros establecidos para el diseño de los estribos se detallan a continuación:

COTA DE CIMENTACIÓN			
MARGEN IZQUIERDA	=	1446,30 msnm	
MARGEN DERECHA	=	1446,80 msnm	
TIPO DE CIMENTACIÓN	:	ESTRIBO CERRADO	
PROFUNDIDAD DE DESPLAZ	<b>Df</b>	=	3,50 m
ANCHO DE LA ZAPATA	<b>B</b>	=	5,00 m
		=	
PESO ESPECÍFICO HÚMEDO	<b><math>\gamma</math></b>	=	2,00 T/m <sup>3</sup>
ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	<b><math>\phi</math></b>	=	25,00 °
COHESIÓN		=	0,00 T/m <sup>2</sup>
CAPACIDAD DE CARGA CALCULADA		=	19,00 T/m <sup>2</sup>
CARGA AXIAL CALCULADA		=	1010,00 T
PRESIÓN DE CONTACTO		=	18,04 T/m <sup>2</sup>
			Carga máxima por estribo cerrado
FACTOR DE SUGURIDAD	<b>FS</b>	=	3
COEFICIENTE POISSON ASUMIDO	<b>n</b>	=	0,25
ASENTAMIENTOS ESPERADOS		=	3,00 cm

## CAPÍTULO 5.- PROCESO CONSTRUCTIVO

La construcción del puente debe realizarse en la época menos lluviosa de la zona, sobre todo en el caso de la construcción de la cimentación.

Debe garantizarse la calidad y características de los materiales especificados en el diseño, mediante ensayos de laboratorio realizados según las respectivas normas.

El proceso de fabricación de las vigas debe realizarse en taller para garantizar la calidad de los trabajos realizados, especialmente en lo que respecta a soldadura. En taller se fabrican los tramos y luego se los debe transportar al



sitio de ubicación del puente, en donde se realizarán los ensambles, verificando la calidad de la soldadura.

Debe ponerse especial atención al cumplimiento de la especificación del electrodo, ya que son éstos los que tienen las características anticorrosivas similares al material base.

El proceso de construcción se realizará en el siguiente orden:

1. Localización y replanteo del sitio de ubicación del puente.
2. Adquisición del acero estructural para la fabricación de las vigas.
3. Inicio de fabricación de las vigas en taller.
4. Desbroce y limpieza en área o zona de construcción.
5. Excavación del terreno hasta llegar a las cotas de cimentación, tomando las precauciones para no alterar el suelo bajo el nivel de cimentación.
6. Apertura de la plataforma para el lanzamiento de las vigas, en una de las márgenes del río.
7. Fundición del replantillo de los estribos.
8. Armado, encofrado y fundición de los estribos.
9. Relleno compactado tras el estribo, hasta el nivel natural del terreno.
10. Transporte de los diferentes tramos de vigas desde el taller al sitio de implantación del puente.
11. Ensamblaje de los tramos de vigas en una de las márgenes, y colocación de las obras falsas.
12. Ensamblaje de vigas entre sí, al menos en pares o las cuatro en total.
13. Lanzamiento de las vigas hasta que se apoyen en la primera obra falsa, utilizando contrapesos.

14. Colocación de los siguientes tramos. Cada avance en el lanzamiento se llevará a cabo cuidando la estabilidad de las vigas con contrapesos, y las de las obras falsas con cables de retención, hasta llegar al estribo.
15. Descenso y movimiento de las vigas hasta su ubicación definitiva sobre sus respectivos aparatos de apoyo.
16. Encofrado, armado y fundición del tablero del puente.
17. Terminado del relleno compactado detrás de los estribos, hasta alcanzar el nivel de la rasante.
18. Encofrado, armado y fundición de las veredas y las protecciones laterales.
19. Colocación de capa de rodadura de hormigón asfáltico.
20. Puente en servicio.