

PUENTES DE CONCRETO ARMADO



**Mohamed
Mehdi
Hadi M.**

- ✓ Ingeniero Civil egresado de la Universidad de Rusia de la Amistad de los Pueblos.
- ✓ Doctor en Ciencias Técnicas de Ingeniería Civil - Universidad de Rusia - Moscú.
- ✓ Capacitado profesional en los idiomas: Árabe, ruso, español e inglés.
- ✓ Expositor Nacional e Internacional
- ✓ Publicaciones en Revistas Nacionales e Internacionales en temas de Investigación.
- ✓ Catedrático de la Facultad de Ingeniería - UPLA
- ✓ Vice Presidente del Capítulo de Ing. Civil (Colegio de Ingenieros del Perú - Consejo Departamental - Junín)
- ✓ Jefe del Departamento de Diseño y Construcción - UPLA (2001-2003)
- ✓ Decano de la Facultad de Ingeniería UPLA - 2003-2004.

MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

Diseño Gráfico Golher - Telef. (064) 3804198



Con la gratitud más grande y el
cariño eterno que les profeso dedico
esta obra a mis queridos alumnos de
la Facultad de Ingeniería.



Agradecimiento

Un especial agradecimiento al Bachiller en Ingeniería Civil **Carlos Enrique Santana Vázquez** por su Apoyo y colaboración.

Agradecimiento especial a los:
Ing. Msc. Julio Rivera Feijjo Decano Nacional CIP.
Ing. Enrique Pasquel Carbajal Presidente ACI PERU.

Ing. José Luis Lecca Vergara Decano CIP Consejo Departamental de Junín.
Por sus valiosos comentarios.

Mohamed Mehdi Hadi Mohamed



Prologo

Este libro ha sido desarrollado como un aporte al aprendizaje del cálculo y análisis estructural de Puentes de Concreto Armado y sirva como fuente amplia de referencia a ingenieros y diseñadores de la super estructura.

Por llenar un vacío existente entre la bibliografía nacional, y dar utilidad a ingenieros. El libro se presenta de una manera practica y didáctica con la finalidad de hacerlo útil, para profesionales y alumnos de ingeniería.

Ningún libro satisface la necesidad de un lector sobre cualquier tema particular, se confía en que el estudiante también investigará algunos de los temas escritos que existen sobre este tema.

Me sentiré satisfecho si esta obra cumple con las expectativas de los ingenieros y de los estudiantes de ingeniería.

Se agradece todas las sugerencias y observaciones.

Mohamed Mehdi Hadi M.

Huancayo - Agosto 2005



Prologo

Este libro ha sido desarrollado como un aporte al aprendizaje del cálculo y análisis estructural de Puentes de Concreto Armado y sirva como fuente amplia de referencia a ingenieros y diseñadores de la super estructura.

Por llenar un vacío existente entre la bibliografía nacional, y dar utilidad a ingenieros. El libro se presenta de una manera practica y didáctica con la finalidad de hacerlo útil, para profesionales y alumnos de ingeniería.

Ningún libro satisface la necesidad de un lector sobre cualquier tema particular, se confía en que el estudiante también investigará algunos de los temas escritos que existen sobre este tema.

Me sentiré satisfecho si esta obra cumple con las expectativas de los ingenieros y de los estudiantes de ingeniería.

Se agradece todas las sugerencias y observaciones.

Mohamed Mehdi Hadi M.

Huancayo - Agosto 2005



Ningún hombre de temperamento científico afirma que lo ahora es creído en ciencia sea exactamente verdad; afirma que es una etapa en el camino hacia la verdad.

Introducción

Una de las áreas más importantes de la Ingeniería Civil es la de Transportes, y según la realidad geográfica del Perú el transporte terrestre se realiza por vías que están totalmente interrumpidas por quebradas, ríos o desniveles que tienen que ser complementados con puentes, por lo tanto es necesario tener los conocimientos básicos para el diseño y cálculo estructural de Puentes con la Aplicación de las normas.

El puente es una estructura tan antigua como el hombre, porque al desplazarse y encontrar una quebrada o un curso de agua, le surgió la idea de buscar un elemento que le permite salvar este desnivel.

El puente es una edificación especial, y por tanto la primera condición de forma que ella debe tener depende de la forma de la vía a la cual se va dar servicio.

Para el cálculo y diseño estructural para los ejemplos desarrollados se utilizó el código propuesto por el American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y en base de la experiencia profesional.

Mohamed Mehdi Hadi



01

Indice

01.- Conceptos preliminares	01
02.- Consideraciones Generales	05
03.- Características Generales de Diseño	08
04.- Carga de Diseño	10
05.- Cálculo y Diseño de un Puente tipo Losa	16
06.- Cálculo y Diseño de un Puente tipo Losa - Viga	48
07.- Diseño de la Viga Diafragma	89
08.- Acero Lateral y Recubrimiento	94
09.- Diseño de la Lámina de Neopreno	97
10.-Diseño del Apoyo Fijo	101
11.-Calculo y Diseño de un puente tipo Losa-Viga con S/C Hs-25	106
BIBLIOGRAFIA	



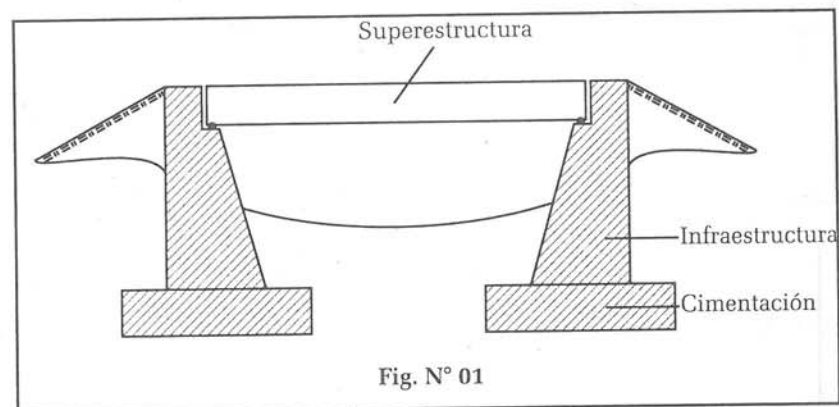
Conceptos Preliminares 01

1. PUENTE:

Es toda obra de construcción en general que permite cruzar un mismo o diferente nivel de obstáculo para la continuidad de una vía. Dichos obstáculos pueden ser una quebrada, curso de agua o sobre otra vía.

2. PARTES CONFORMANTES:

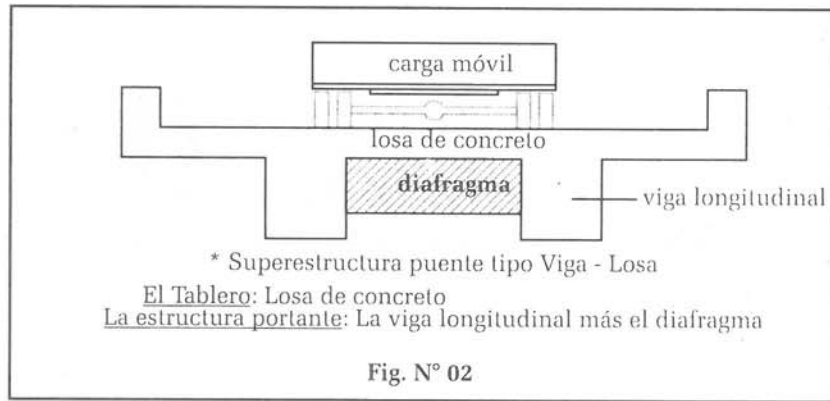
Esta conformada por las siguientes partes fundamentales:



a. SUPERESTRUCTURA:

La superestructura está conformada por los elementos portantes.

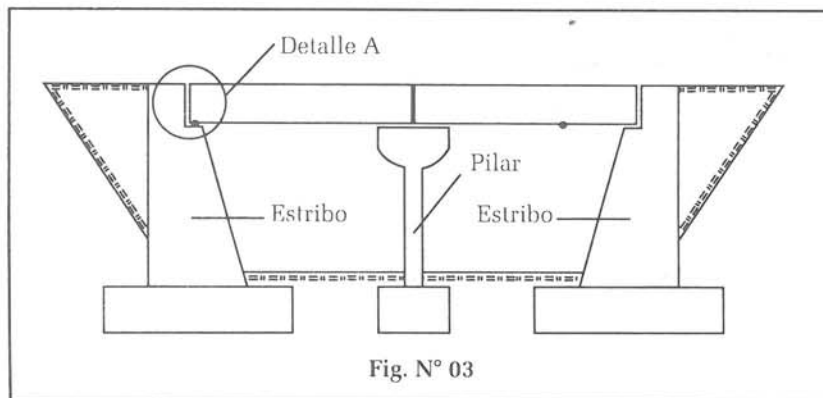
- El tablero.- Es el elemento que soporta directamente las cargas móviles de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura portante.
- La estructura portante.- Es el elemento estructural que soporta al tablero y se apoya en sus extremos con la infraestructura. Es decir que transmite las cargas procedentes del tablero al estribo.



b. INFRAESTRUCTURA:

Esta conformado por elementos estructurales que soportan las cargas procedentes de la superestructura y los que transmiten a la cimentación. Pudiendo ser:

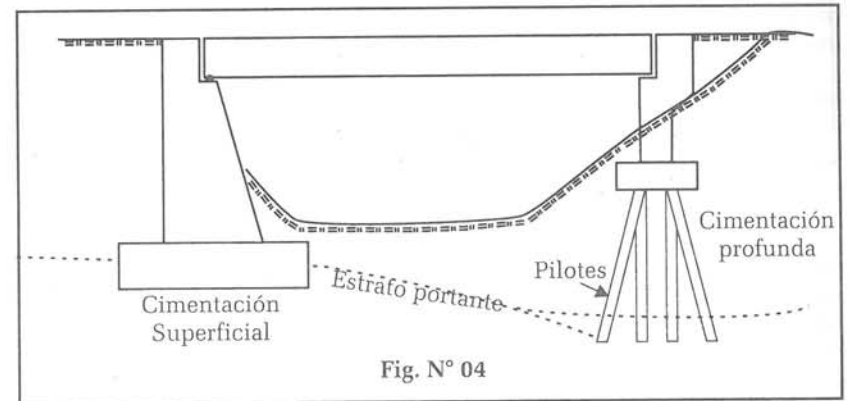
- **Estribos.**- Son los apoyos extremos del puente y transmiten las cargas a la cimentación y soportan a su vez el empuje de tierras.
- **Pilares.**- Son los apoyos intermedios en un puente, reciben las reacciones de dos tramos del puente transmitiendola a la cimentación, sobre las cuales no actúa el empuje de los rellenos.



c. CIMENTACION:

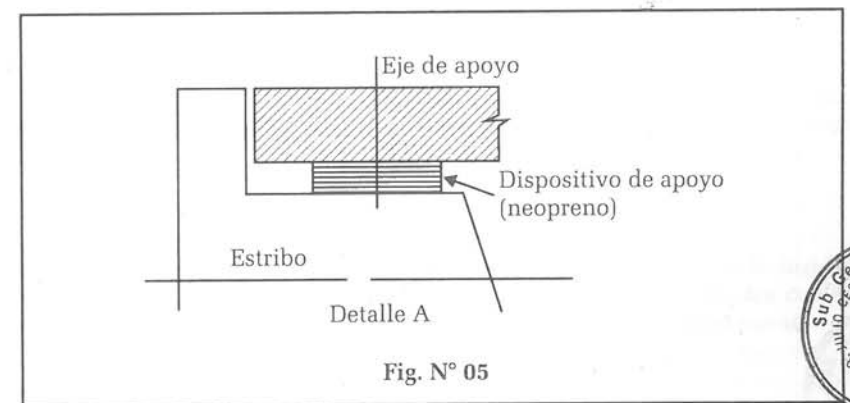
Es la parte enterrada en el terreno y sirven para alcanzar el estrato portante. Existen los siguientes tipos:

- **Cimentación Superficial.**- Conformada por zapatas que transmiten las cargas directamente al terreno. Este tipo de cimentación se debe a que el estrato portante se encuentra a pequeñas profundidades y es posible llegar mediante excavaciones.
- **Cimentación Profunda.**- En este tipo de cimentación es cuando el estrato portante se encuentra a una profundidad que no es posible llegar mediante excavaciones. Pueden ser:
 - * Pilotes
 - * Cajones de cimentación
 - * Compuestos (pilotes y cajones)



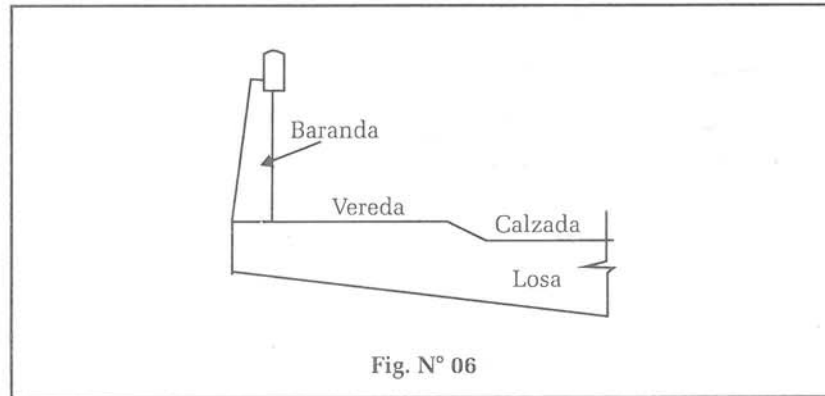
d. DISPOSITIVOS DE APOYO:

Elementos que son empleados para la conexión entre la superestructura y la infraestructura. Pudiendo ser estas fijas o móviles.



e. ACCESORIOS DEL TABLERO:

Son elementos que sirven para dar funcionalidad al puente y seguridad tanto a los vehículos como a los peatones como: veredas, barandas, etc.



Consideraciones Generales 02

1. UBICACION DEL PUENTE:

La ubicación de un puente está dada en función a las necesidades de la ruta que está en uso o si se trata de una nueva vía estará en función de las muchas rutas en consideración en el estudio. La ubicación del puente elegido será aquel que mejor favorece el cruce del obstáculo.

La ubicación de la sección adecuada para el diseño estará en consideración del costo del capital inicial de los trabajos y de la minimización del costo total, incluyendo los trabajos necesarios para reducir la erosión.

2. ELECCION DEL CAUCE DEL RIO:

La sección favorable del río para la ubicación del puente será aquel que considere minimizar la construcción, mantenimiento y costo de reemplazo. Se tendrá en consideración también los trabajos de encauzamiento, otras construcciones que permitan reducir los problemas de erosión y prevenir posibles pérdidas de las estructuras. El suelo donde se va a cimentar la infraestructura es otro factor importante para prevenir posibles asentamientos.

3. ESTUDIOS DE INGENIERIA BASICA:

Los estudios básicos son una parte necesaria para la determinación del diseño preliminar de un puente.

3.1. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS:

Los estudios topográficos nos permiten elaborar los planos topográficos, definir la ubicación y las dimensiones del puente y establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción (Bench Marks.).

3.2. ESTUDIOS HIDROLOGICO:

El estudio hidrológico permite establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarios, los cuales permiten definir los requisitos mínimos para la seguridad del puente.

3.3. ESTUDIOS HIDRAULICOS:

Determinan el comportamiento hidráulico del río y permiten definir el tipo de estructura y su ubicación óptima.

3.4. ESTUDIO GEOLOGICO:

El estudio geológico nos permite definir las características de las diferentes formaciones geológicas de la zona donde se proyectará el puente.

3.5. ESTUDIOS GEOTECNICOS:

El estudio geotécnico permite determinar la estratigrafía, la identificación y propiedades física y mecánicas de los suelos para el diseño de las cimentaciones.

3.6. ESTUDIO DE RIESGO SISMICO:

Este tipo de estudio permite determinar los aspectos de diseño para definir los componentes horizontales y verticales del sismo a nivel de la cota de cimentación.

3.7. ESTUDIOS ECOLOGICOS:

Estos estudios definen el grado de agresividad del medio ambiente sobre la superestructura y la infraestructura del puente; el impacto de la construcción y el de su servicio sobre el medio ambiente que recomiendan las especificaciones para su diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la vida del puente.

3.8. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL:

Identifica el problema ambiental y sus consecuencias socio-económicas, cultural y ecológicas de la zona donde se ejecuta el puente. Es necesario contar con criterios que se tendrá en cuenta en el diseño del proyecto para atenuar dichas consecuencias.

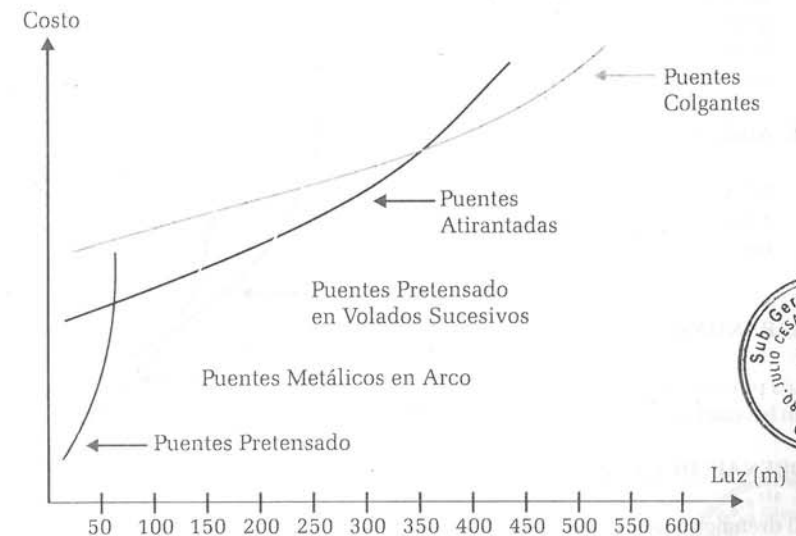
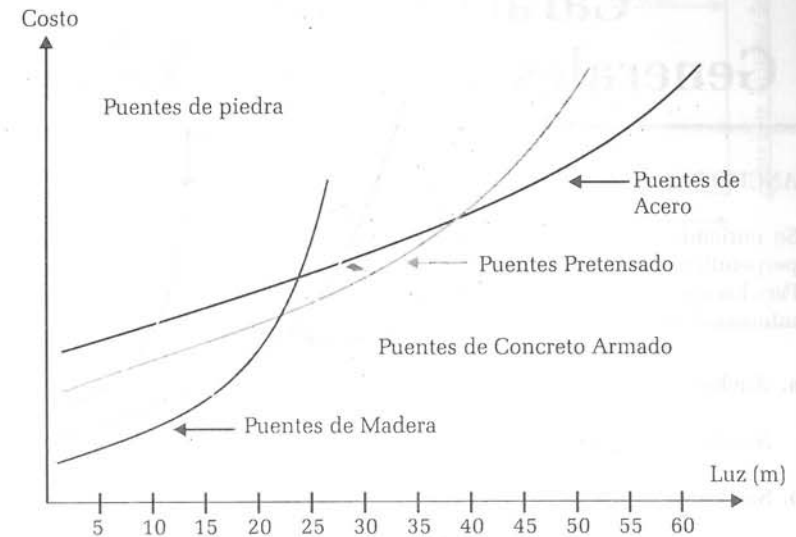
3.9. ESTUDIO DE TRAFICO:

Permite determinar las características de la superestructura e infraestructura del puente en función al volumen y clasificación del tránsito.

4. ELECCION DEL TIPO DE PUENTE:

La elección del tipo del puente a proyectar para un determinado lugar, es un proceso en el que intervienen distintas variables, sin embargo el aspecto

económico suele ser uno de los más importantes factores para la elección del puente.



Dependiendo de las condiciones particulares del país y de la zona en que se va a construir el puente (disponibilidad de equipamiento, de materiales, de mano de obra y de personal técnico además del correspondiente marco legal y los costos), estos criterios generales pueden sufrir variaciones

Características Generales de Diseño 03

1. ANCHO DE LA CALZADA Y DE LA VEREDA:

Se entiende por ancho de la calzada el ancho libre medio en dirección perpendicular al eje de vía, entre las caras laterales internas de las veredas. Para los casos en que no se construya veredas la medida será entre las caras internas de los sardineles.

a. Ancho de Vía:

Según la AASHTO, el ancho de diseño de una vía de tráfico es de 3,60 m.

b. Sardinel:

La AASHTO especifica un ancho máximo para sardinel de 0,225 m y una altura mínima de 0,20 m y de 0,25 m como máximo.

Si se proyectará veredas para el tránsito peatonal se puede asumir un ancho mínimo de 0,60 m.

c. Altura Libre:

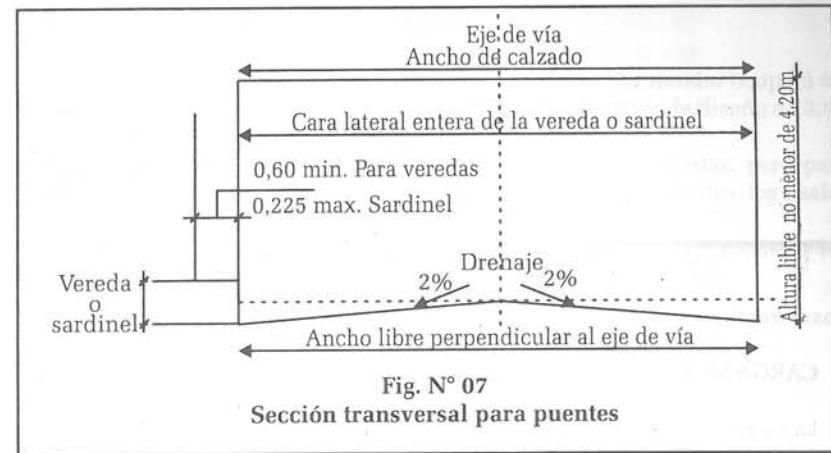
La AASHTO especifica una altura libre no menor de 4,80 m tanto para zonas rurales como urbanas, y además donde el costo no es irrazonable o se necesita requerimientos de defensa, pero no debe ser menor de 4,20 m.

2. BARANDAS:

Los puentes deben ser provisto de barandas para la seguridad de los peatones, en los cuales se debe considerar la estética y resistencia de estos.

3. DRENAJE DE LA CALZADA:

El drenaje en la calzada se hará tanto transversal como longitudinal. El drenaje transversal se logrará mediante un bombeo de la superficie (2%) y el drenaje longitudinal se logrará por medio de una pendiente. Los drenos tendrán un diámetro de 0,10 m, estarán ubicados cada 4,0 m y sobresaldrán por debajo de la losa 0,05 m.

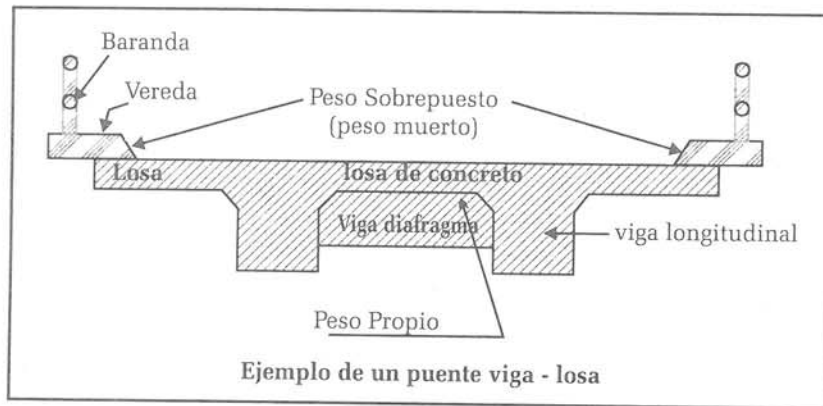


Cargas de Diseño 04

Las estructuras serán diseñadas para soportar las siguientes cargas y fuerzas:

1. CARGA MUERTA (D):

La carga muerta consistirá en el peso propio de los elementos estructurales como: viga, losa, etc; y el peso de las partes sobrepuestas (peso muerto) del tablero como: La capa de rodadura (asfalto), veredas, barandas, tuberías, canales, cables y otras utilidades de servicio público.



Para los cálculos del peso muerto podemos considerar las siguientes cargas:

- concreto simple y ciclopeo $2\ 300\ \text{kg/m}^3$
- concreto armado $2\ 400\ \text{kg/m}^3$
- asfalto $2\ 000\ \text{kg/m}^3$

2. CARGA VIVA (L):

La carga viva consistirá en la aplicación del peso de las cargas móviles como; vehículos, trenes, peatones, etc.

2.1 ANCHO DEL CARRIL DE TRAFICO:

Según la AASHTO el carril de carga o la del camión standar ocupará un ancho de 3,00 m y será ubicada en un ancho de carril de diseño de 3,60 m, espaciado en todo el ancho de la calzada.

Las fracciones de carril de diseño no serán consideradas, pero para anchos de calzada de 6 a 7,20 m se consideraran dos carriles, los cuales serán la mitad del ancho de calzada.

Los carriles de tráfico serán ubicadas en posiciones para producir los máximos esfuerzos en el miembro que se este considerando.

2.2 CAMION DE CARGA:

2.2.1 SEGUN NORMA AASHTO:

La norma AASHTO especifica cuatro clases de carga las que se clasifican en:

a. **Carga tipo H:** La carga tipo H consiste de un camión con dos ejes o el correspondiente carril de carga tal como se ilustra en la Fig. N° 08 y 11. La carga se designa por la letra H seguido por el peso total del camión en toneladas americanas y por el año de su publicación. Se dividen en:

- Carga H15, Edición de 1944 y se designa como H15 - 44
- Carga H20, Edición de 1944 y se designa como H20 - 44

b. **Carga HS:** La carga tipo HS consiste de un camión con semiremolque o el correspondiente carril de carga ilustrado en la fig. 09 y 11. La carga es designado por la letra HS, seguido por el número que indica el peso total del camión tractor y por el año de su publicación.

- Carga H15-S12, Edición de 1944 y se designa como HS15 - 44
- Carga H20-S16, Edición de 1944 y se designa como HS20 - 44

2.2.2 SEGÚN CRITERIOS PERUANOS:

Como se puede ver el camión mas pesado de la Norma AASHTO es la del tipo H20-S16 que tiene un peso total de 36 toneladas americanas y equivale a 32,67 toneladas métricas. En el Perú sea adaptado esta carga con un ligero incremento de esta para la facilidad del cálculo y tratando de establecer las Normas Peruanas para el diseño de Puentes, por lo que a la carga se le ha denominado H36.

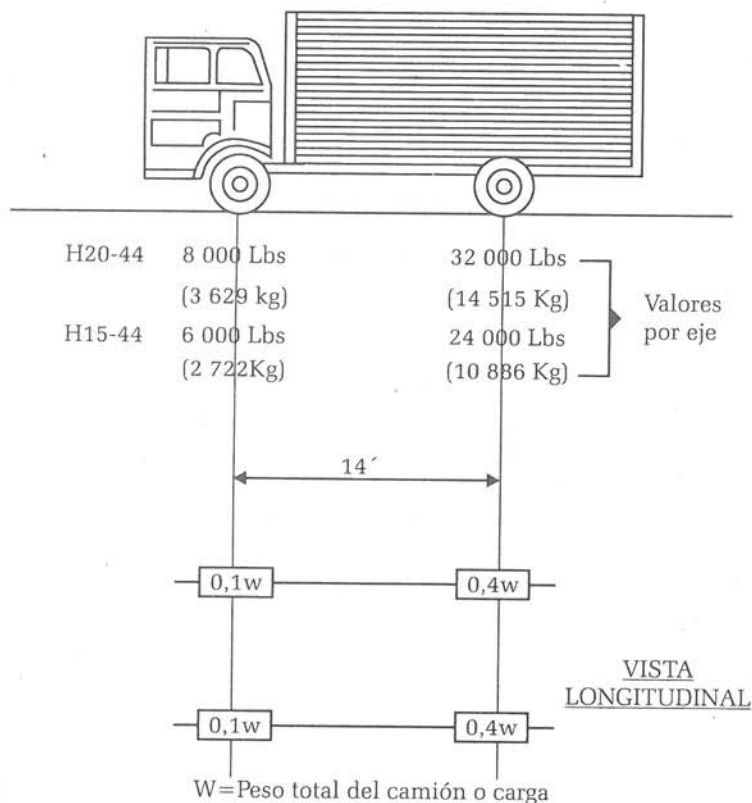


CARGA TIPO H36: La carga tipo H36 consiste de un camión con semiremolque o el correspondiente carril de carga que se ilustra en la fig. 10 y 11. La carga es designado por la letra H y seguido por el número que indica el peso total del camión en toneladas métricas.

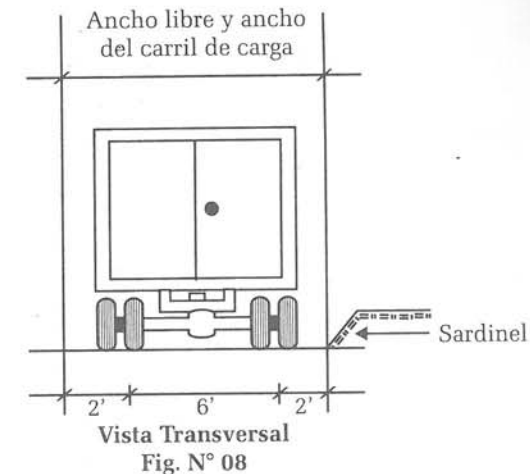
2.3 CARGA EQUIVALENTE:

La carga equivalente simula el transito de varios vehículos simultáneamente sobre el puente; cada carril de carga consiste de una carga uniformemente distribuida combinado con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en caso de tramos continuos). Estas cargas serán ubicados en el tramo tal que produzca máximos esfuerzos. Ver fig. 10.

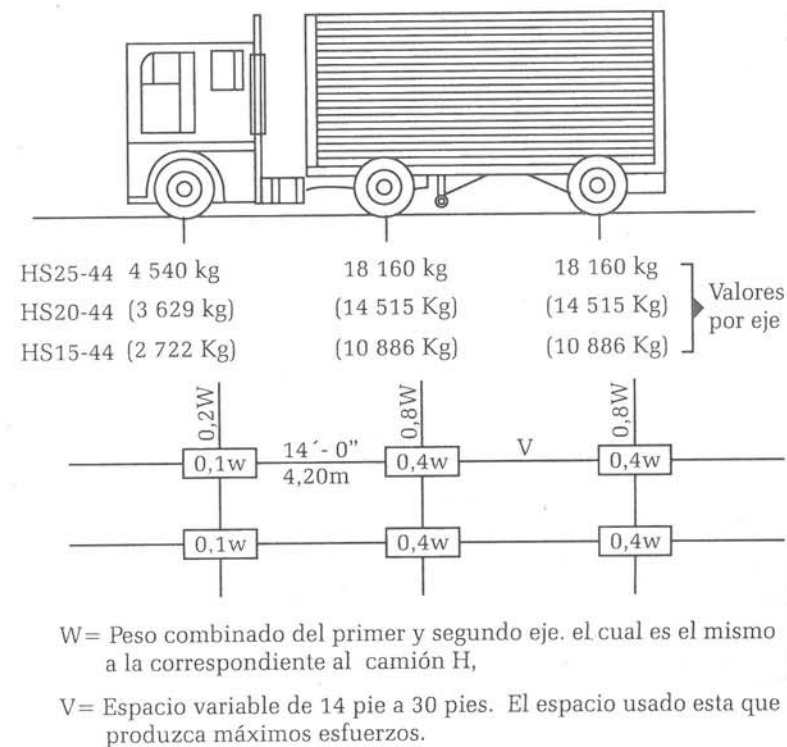
CAMION STANDARD H AASHTO

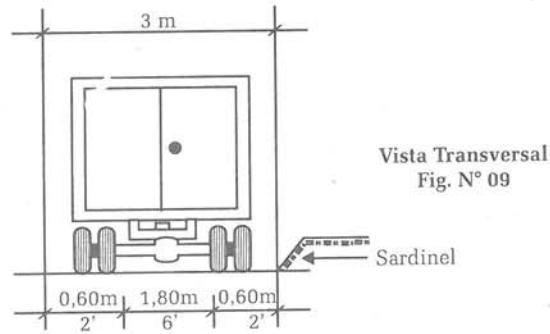


CAMION STANDARD H AASHTO

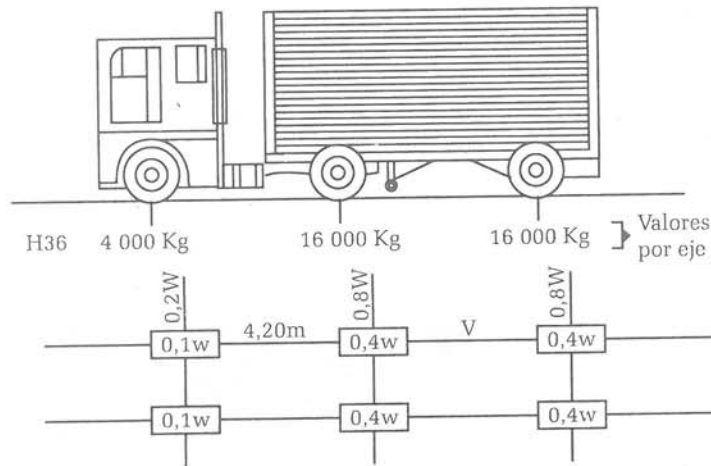


CAMION STANDARD HS AASHTO





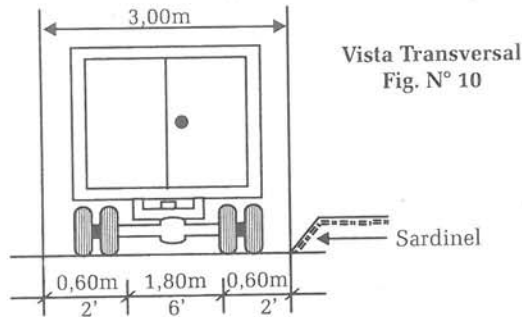
CARGA TIPO H36



W = Peso combinado del primer y segundo eje (W = 20 000 kg)
 V = Espacio variable de 4,20 a 9,15 m.

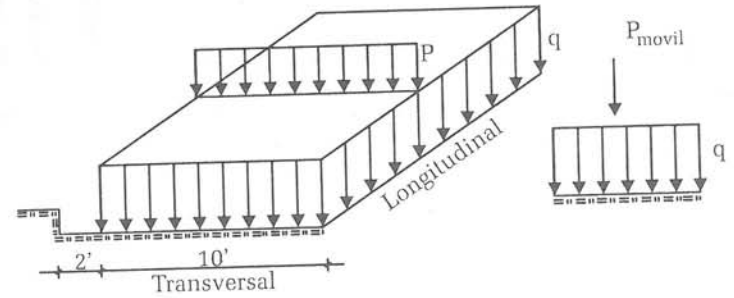
VISTA LONGITUDINAL

Ancho libre y ancho de carril de carga



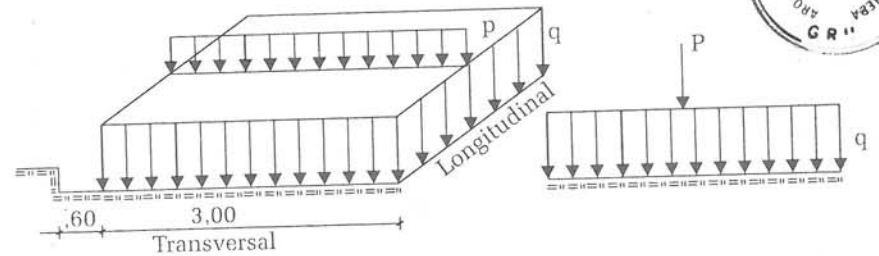
CARGA EQUIVALENTE

A) Según AASHTO:



CARGA	q (carga uniforme distribuida)	p (carga concretada)	
		Para momento	Para cortante
H20 - 44 HS20 - 44	952 kg/m	8 165 kg	11 794 kg
H15 - 44 HS15 - 44	714 kg/m	6 124 kg	8 845 kg
H - 25 HS - 25	1 190 kg/m	10 200 kg	14 700 kg

B) Según consideraciones peruanas:



CARGA	q (carga uniforme distribuida)	p (carga concretada)	
		Para momento	Para cortante
H 36	0,960 ton/m	9,0 ton	13,0 ton

Fig. N° 11

Cálculo y Diseño de un Puente Tipo Losa 05

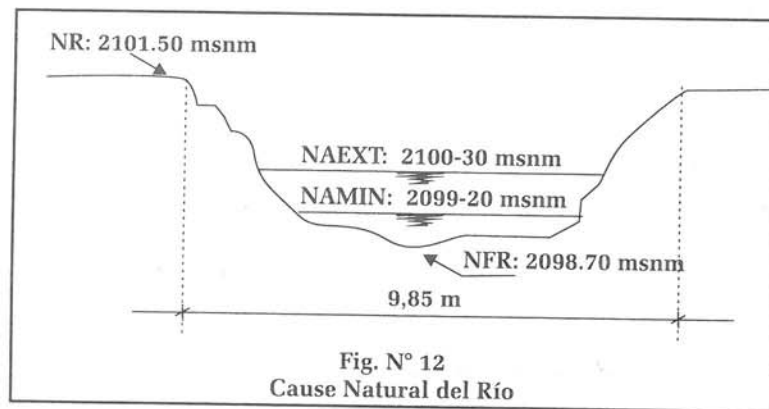
1. GENERALIDADES:

En este capítulo se estudiará el proyecto de un puente tipo losa de concreto armado, de una sola vía, cuya luz de 10 m ha sido obtenido. Según las condiciones topográficas del terreno.

Se diseñará para cargas del tipo HS-20 con refuerzo principal paralelo al tráfico. El diseño se hará a la rotura y se verificará por servicio, siguiendo las especificaciones del AASHTO.

2. CARACTERISTICAS TECNICAS DEL PUENTE:

Habiéndose obtenido el perfil longitudinal del lecho del río, se determinó el ancho del cause y por consiguiente la luz del puente a calcular (10,00 m).



2.1 GEOMETRIAS:

Luz del puente	: 10 m entre ejes de apoyo
Ancho carril	: 3,60 m
Ancho viga borde	: 0,25 m
Altura viga borde	: 0,25 m
Ancho total	: 4,10 m

2.2 SOBRECARGAS:

Vehicular	: HS20
Baranda Peatonal	: 100 kg/m

2.3 MATERIALES:

Concreto armado:

Resistencia a la compresión:
 $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo permisible en compresión:
 $F'c = 0,4 F'c = 0,4 (210) = 84 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del concreto:
 $E_c = 15\,000 \sqrt{F'c} = 15\,000 \sqrt{210} = 217\,370,65 \text{ kg/cm}^2$

Aceros con Esfuerzo:

Resistencia a la fluencia:
 $F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo admisible en tracción:
 $F_s = 0,4 F_y = 0,4 (4\,200) = 1\,680 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad del acero:
 $E_s = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$

Peso Específico de Materiales:

Concreto armado	: 2\,400 kg/cm ³
Asfalto	: 2\,000 kg/cm ³

3. DETERMINACION DE LA SECCION TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL:

3.1 ANCHO DEL CARRIL DE TRAFICO DEL PUENTE:

Según la Norma AASHTO el ancho de diseño de vía es de 3,60 m medido entre los bordes de la viga de borde.

3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA:

Peralte de la losa:

a) Para losas macizas simplemente apoyadas:

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



Donde:

$$L = \text{luz de cálculo}$$

$$H = 10,00/15 = 0,67$$

$$H_L = 0,70 \text{ m}$$

b) Se tiene según la AASHTO (para no controlar deflexiones).

$$h = \frac{1,2(S + 10)}{30}$$

Donde:

$$S = \text{luz entre ejes de apoyo en pies (en este caso } s=10\text{m} = 32,81 \text{ ft)}$$

$$S = 32,81 \text{ ft}$$

$$h = \frac{1,2(32,81 + 10)}{30} = 1,7124 \text{ ft} = 0,52 \text{ m}$$

$$h \cong 0,55 \text{ m}$$

Se adoptará : $h_L = 0,70 \text{ m}$

3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA DE BORDE:

a. Ancho de viga de Borde:

El ancho de la viga de borde se puede asumir entre 0,25 m a 0,30 m., para el presente estudio se adoptará:

$$b = 0,25 \text{ m}$$

b. Altura de la viga de borde:

La viga de borde debe sobresalir un mínimo de 0,20 m y preferiblemente no más de 0,25 m., no conviniendo por otro lado que sea muy alta por razones estéticas.

$$\text{Se adoptara } h_{(\text{sobresalida})} = 0,25 \text{ m}$$

3.4 DETALLES CONSTRUCTIVOS:

a. Pendiente de la losa:

Se considerara una pendiente transversal de 2% (bombeo) en losa.

3.5 AUMENTO DE LA LONGITUD DE LA LOSA EN LOS EXTREMOS:

Consideraremos para los puentes tipo losa 0,25 m a partir del eje de apoyo a cada extremos, por lo tanto la longitud total de la losa será:

$$L_T = 10 + 0,25 \times 2 = 10,50 \text{ m}$$

$$L = \text{luz entre ejes de apoyo} = 10,00 \text{ m}$$

Se liene:

$$h_1 = 1,2 \frac{(S+10)}{30} ; \text{ donde } S = L$$

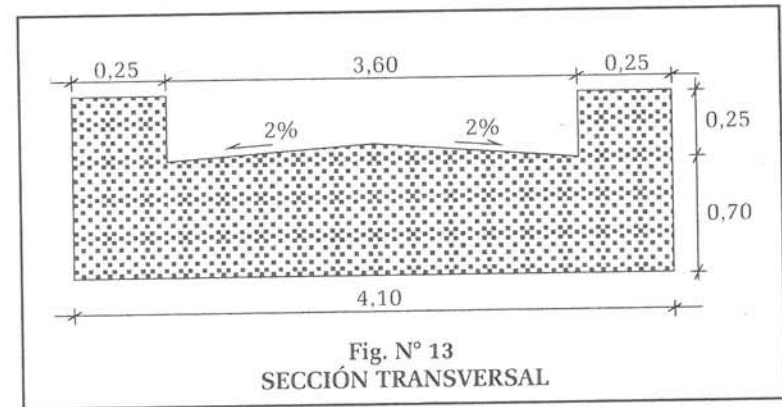


Fig. N° 13
SECCIÓN TRANSVERSAL

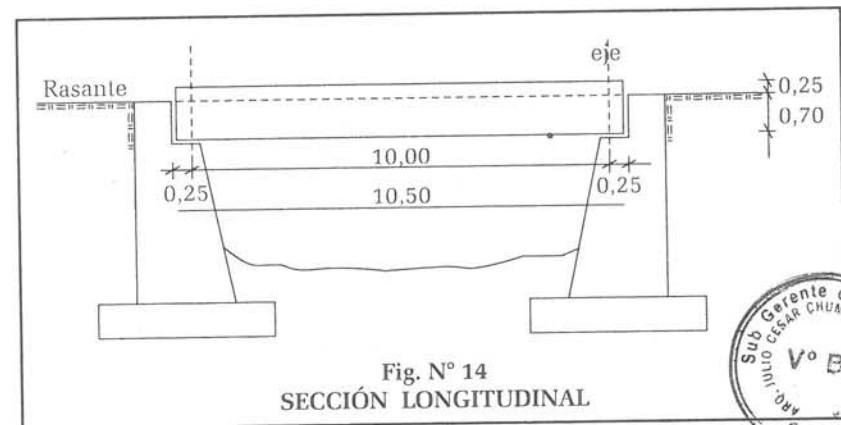


Fig. N° 14
SECCIÓN LONGITUDINAL



4. DISEÑO DE LOSA:

4.1 PREDIMENSIONAMIENTO:

$h = 0,70 \text{ m}$

4.2 METRADO DE CARGAS:

a. Carga Muerta:

Peso propio de la losa : $0,70 \times 1,0 \times 2,4 = 1,68 \text{ Tn/m}$
 Capa de asfalto : $0,05 \times 1,0 \times 2,0 = 0,10 \text{ Tn/m}$
 $W_b = 1,78 \text{ Tn/m}$

b. Carga viva:

Peso de la rueda trasera del Hs20 : $8,00 \text{ Tn}$

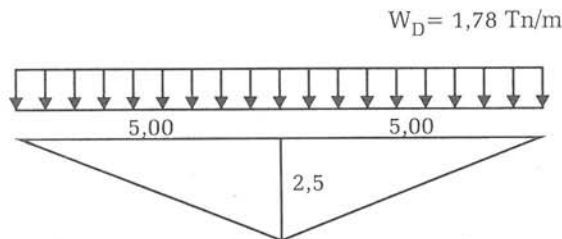
c. Carga Impacto:

Determinando el coeficiente de impacto:

$I = \frac{15,24}{L+38} = \frac{15,24}{10+38} = 0,32 > 0,3 \Rightarrow I = 0,30$

4.3 DETERMINACION DE LOS MOMENTOS:

a. Por Carga Muerta: (M_D)



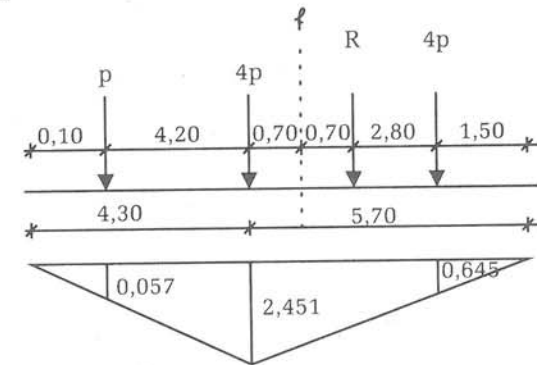
$M_D = \frac{1,78 \times 10 \times 2,5}{2} = 22,25 \text{ Tn-m}$

b. Por Carga Viva: (M_L)

b.1 Se tomará la posición más crítica planteadas a continuación:

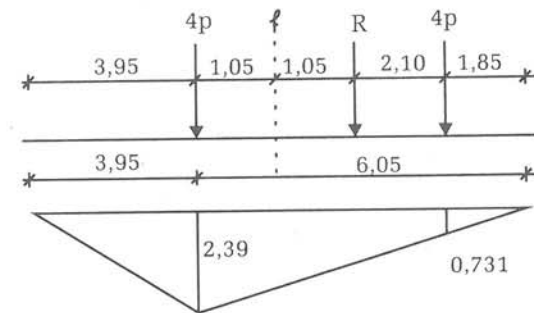
Según TEOREMA BARET

Caso A:



$M_{S/C} = p(0,057) + 4p(2,451) + 4p(0,645) = 12,441p$

Caso B:



$M_{S/C} = 4p(2,39) + 4p(0,731) = 12,484p$

Tomamos el mayor:

$M_{\max S/C} = 12,484p$
 $M_{\max S/C} = 12,484 \times (4,00/2) = 24,968 \text{ Tn-m}$
 $M_{\max S/C} = 24,97 \text{ Tn-m}$

b.2 Determinando el ancho efectivo:

El ancho de losa sobre el cual actúa la carga de una rueda de camión es:

$$E = 1,219 + 0,06L \quad \text{Donde: } L = \text{luz del puente; } L = 10\text{m}$$

$$E = 1,218 + 0,06(10)$$

$$E = 1,819 \text{ m}$$

Este valor no debe ser mayor que:

$$E_{\max} = \frac{W}{2N}$$

Donde:

W = ancho del puente entre sardineles
N = número de líneas de tránsito

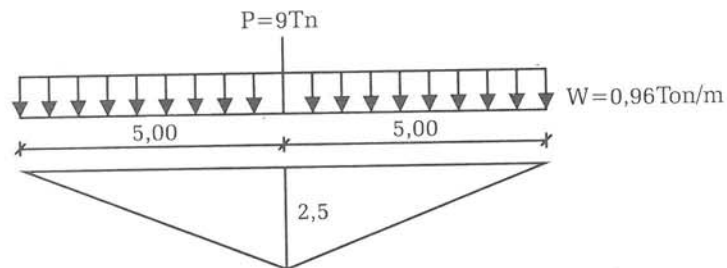
$$E_{\max} = \frac{3,60}{2(1)} = 1,80$$

Tomaremos : $E = 1,80 \text{ m}$

b.3 El valor del momento máximo por metro de losa será:

$$M_{S/C} = \frac{24,97 \text{ Tn-m}}{1,80 \text{ m}} = 13,87 \text{ Tn-m/metro de ancho de losa}$$

b.4 Momento por sobrecarga equivalente:



$$M_{eq} = \frac{0,96 \times 10 \times 2,5}{2} + 9 \times 2,5 = 34,50 \text{ Tn-m}$$

$$M_{eq} = \frac{34,50}{3,05} = 10,62 \text{ Tn-m/m de ancho de losa}$$

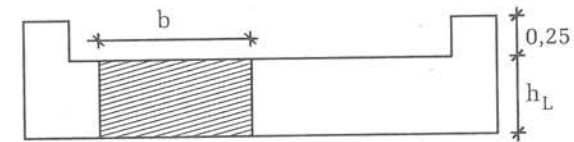
Finalmente tomaremos el momento por sobre carga que tenga mayor valor:

$$M_{\max S/C} = 13,87 \text{ Tn-m (momento de S/C para diseño)}$$

c. Momento por Impacto:

$$I = 0,30 \text{ por lo tanto } M_I = 0,30 \times 13,87 = 4,161 \text{ Tn-m}$$

d. Diseño de la losa por Flexión:



d.1 Verificación del Peralte en Servicio:

$$M_s = M_{\text{cargamuerta}} + M_{\text{sobrecarga}} + M_{\text{impacto}}$$

$$M_s = 22,25 + 13,87 + 4,16 = 40,28 \text{ Tn-m}$$

$$d_{\text{req}} = \sqrt{\frac{M_s}{R_s b}}$$

Donde:

$$R_s = 1/2 F_c k j$$

M_s = Momento final de servicio

b = ancho de diseño de losa

$$d_{\text{req}} = \sqrt{\frac{2M_s}{F_c k j b}}$$

$$F_c = 0,4 \times 210 = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 0,4 \times 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{F_s}{F_c} = \frac{1680}{84} = 20$$

$$h = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{15000 \sqrt{210}} = 9,66 = 10$$

$$k = \frac{n}{n+r} = \frac{10}{10+20} = 0,333$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0,333}{3} = 0,889$$



Reemplazando:

$$d_{req} = \sqrt{\frac{2 \times 40,28 \times 10^5}{84 \times 0,333 \times 0,889 \times 100}} = 56,92 \text{ cm} < 70 \text{ OK}$$

Tomaremos $d = 65 \text{ cm}$

e. Determinación del área de acero:

e.1 Por servicio:

$$M_s = A_s F_s j d \Rightarrow A_s = \frac{M_s}{F_s j d}$$

$$A_s = \frac{40,28 \times 10^5}{1\,680 \times 0,889 \times 65} = 41,49 \text{ cm}^2$$

e.2 Por rotura:

$$M_u = 1,3[M_{cargamuerta} + 1,67(M_{cargaviva} + M_{impacto})]$$

$$M_u = 1,3[22,25 + 1,67(13,87 + 4,16)]$$

$$M_u = 68,07 \text{ Tn-m/m} = 68,07 \times 10^5 \text{ kg.cm}$$

Se sabe:

$$M_u = 0,9 A_s F_y \left[d - \frac{F_y A_s}{1,7 \times F'_c b} \right] \dots\dots\dots (\alpha)$$

$$68,07 \times 10^5 = 0,9 A_s (4\,200) \left(65 - \frac{4\,200 A_s}{1,7 \times 210 \times 100} \right)$$

Resolviendo ecuación de 2° grado y considerando (A_s) el menor:

$$68,07 \times 10^5 = 245\,700 A_s - 444,706 A_s^2$$

$$444,706 A_s^2 - 245\,700 A_s + 68,07 \times 10^5 = 0$$

$$A_s = 29,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Asumiendo varillas de $\phi 1''$ ($A_s = 5,07 \text{ cm}^2$)

$$100 \text{ cm} \longrightarrow 29,25 \text{ cm}^2$$

$$S \longrightarrow 5,07 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{5,07 \times 100}{29,25} = 17,33 \text{ cm}$$

Colocaremos $\phi 1'' @ 0,17 \text{ m}$

f. Acero de Repartición:

Considerando que la losa se arma con el acero principal paralelo al tráfico tendremos:

$$\% = \frac{55}{\sqrt{S}}; \quad \text{Donde: } S = \text{luz de cálculo}$$

$$\% = \frac{55}{\sqrt{10}} = 17,39\% < 50\% \quad \text{OK}$$

Entonces: $\% = 17,39\%$

El acero de repartición será:

$$A_{sr} = \% \times A_s = 0,1739 \times 29,25 = 5,09 \text{ cm}^2$$

Asumiendo varillas de $\phi 1/2''$ ($A_s = 1,27 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{1,27 \times 100}{5,09} = 24,95 \text{ cm}$$

Tomaremos: $\phi 1/2'' @ 0,25 \text{ m}$

g. Acero de temperatura:

El acero de temperatura será:

$$A_{st} = 0,001 \times b \times d = 0,001 \times 100 \times 65 = 6,5$$



Si consideramos varillas de $\phi \frac{1}{2}$ ":

$$S = \frac{1,27 \times 100}{6,5} = 19,54 \text{ cm}$$

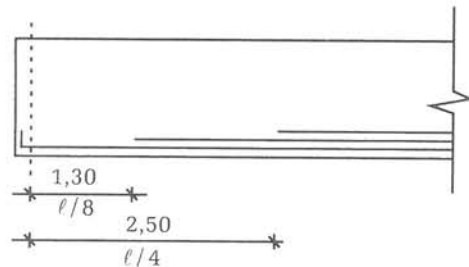
Tomaremos: $\phi \frac{1}{2}$ " @ 0,20 m

h. Distribución de Acero:

El acero principal dispondremos en capas de $0,17 \times 2 = 0,34$ m entre las varillas de 1ϕ ", de modo que por lo menos la tercera parte del refuerzo positivo sea llevada hasta el apoyo y extendida dentro de él por lo menos 15 cm, y el resto solo hasta los puntos de corte del acero.

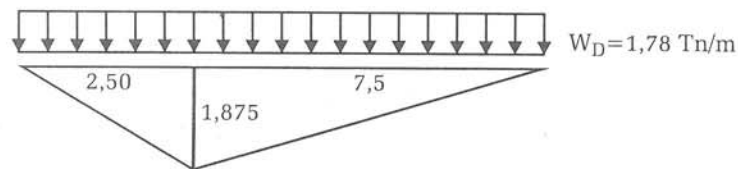
5. CORTE DE ACERO EN LA LOSA:

Verificando la cantidad necesaria de acero a una distancia $L/4$ y $L/8$:



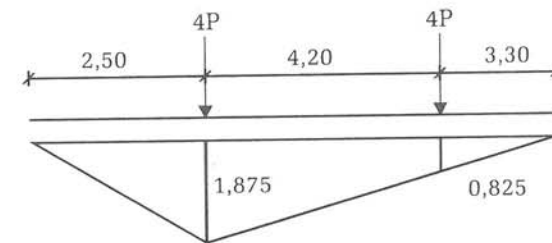
5.1 CONSIDERANDO CORTE A 2,50 m:

a. Momento por carga muerta: (M_D)



$$M_D = \frac{1,78 \times 1,875 \times 10}{2} = 16,69 \text{ Tn-m}$$

b. Momento por Carga Viva: ($M_{s/c}$)



$$M_{s/c} = 4p(1,875) + 4p(0,825) = 10,8p$$

$$M_{s/c} = 10,8 \left(\frac{4,00}{2} \right) = 21,60 \text{ Tn-m}$$

$$E = 1,219 + 0,06L = 1,219 + 0,06 \times 10$$

$$\Rightarrow E = 1,80 \text{ m}$$

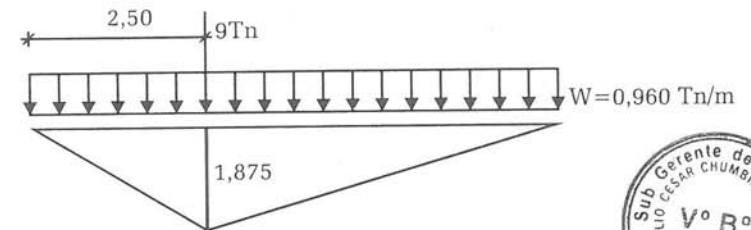
Se tiene un ancho efectivo $E = 1,80$ m

Entonces:

$$M_{s/c} = \frac{21,60}{1,80} = 12,00 \text{ Tn-m}$$

Momento sobrecarga equivalente:

considerando el corte a distancia $l/4 = 2,5$



$$M_{eq} = \frac{0,960 \times 1,875 \times 10}{2} + 9 \times 1,875 = 25,88 \text{ Tn-m}$$

$$M_{eq} = \frac{25,88}{3,05} = 8,48 \text{ Tn-m}$$

Tomaremos: $M_{s/c} = 12,00 \text{ Tn-m}$

c. Momento por impacto:

$$M_I = I \cdot M_{s/c}$$

$$I = 0,30 \Rightarrow M_I = 0,30(12) = 3,60 \text{ Tn-m}$$

d. Cálculo del área de acero por rotura, requerido en esta sección (I=2,5)

$$M_D = 1,3[16,69 + 1,67(12,00 + 3,60)] = 55,56 \text{ Tn-m/m}$$

Reemplazando en ecuación (α)

$$55,65 \times 10^5 = 245\,700 A_s - 444,706 A_s^2$$

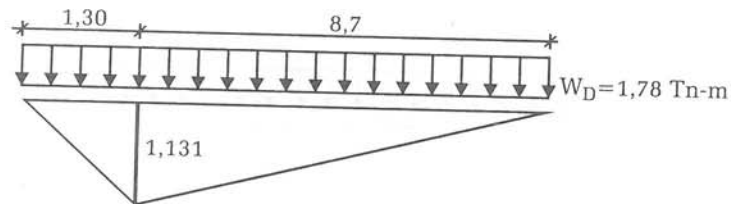
$$A_s = 23,62 \text{ cm}^2$$

Cálculo del espaciamiento:

$$S = 21,46 \text{ cm}$$

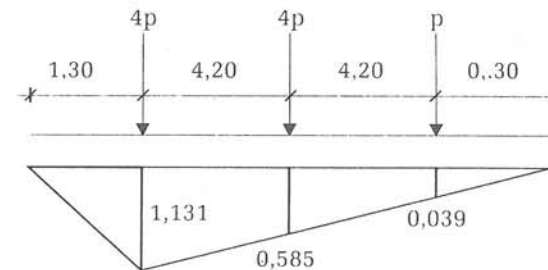
5.2 CONSIDERANDO EL CORTE A DISTANCIA $l/8 = 1,30\text{m}$:

a. Momento por carga muerta: (M_D)



$$M_D = \frac{1,78 \times 1,131 \times 10}{2} = 10,07 \text{ Tn-m}$$

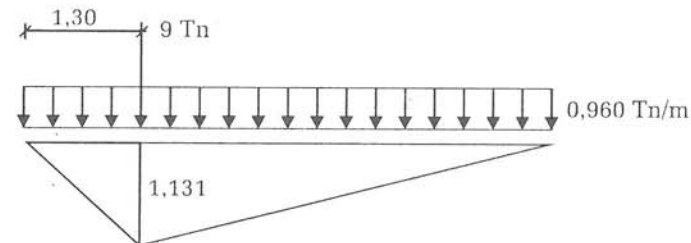
b. Momento por Carga Viva: ($M_{s/c}$) a distancia $l = 1,30\text{m}$



$$M_{s/c} = 4p(1,131) + 4p(0,585) + p(0,039) = 6,903p = 13,81 \text{ Tn-m}$$

$$M_{s/c} = \frac{13,81}{1,80} = 7,67 \text{ Tn-m}$$

Momento sobrecarga equivalente:



$$M_{eq} = \frac{0,960 \times 1,131 \times 10}{2} + 9 \times 1,131 = 15,608 \text{ Tn-m}$$

$$M_{eq} = \frac{15,608}{\text{Ancho Libre}}$$

$$M_{eq} = \frac{15,608}{3,00} = 5,20 \text{ Tn-m}$$

Se tomará el mayor: $M_{s/c} = 7,67 \text{ Tn-m}$

c. Momento por impacto:

$$I = 0,30 \Rightarrow M_I = 0,30(7,67) = 2,30 \text{ Tn-m}$$



d. Cálculo del área de acero por rotura:

$$M_D = 1,3[10,07 + 1,67 (7,67 + 2,30)] = 34,74 \text{ Tn-m}$$

Reemplazando en ecuación (α)

$$A_s = 14,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{es el área requerido a distancia.}$$

$$l = 1,30 \text{ m del eje}$$

Cálculo del espaciamiento:

$$S = 34,92 \text{ cm}$$

5.3 Otro procedimiento para hallar la envolvente de momentos será el siguiente:

a. Momento por carga muerta: (M_D)

Sección (m)	Momento C.M. (Tn-m)
0,00	0,0000
1,00	8,0100
1,25	9,7344
1,30	10,0659
2,00	14,2400
2,50	16,6875
3,00	18,6900
3,95	21,2688
4,00	21,3600
5,00	22,2500

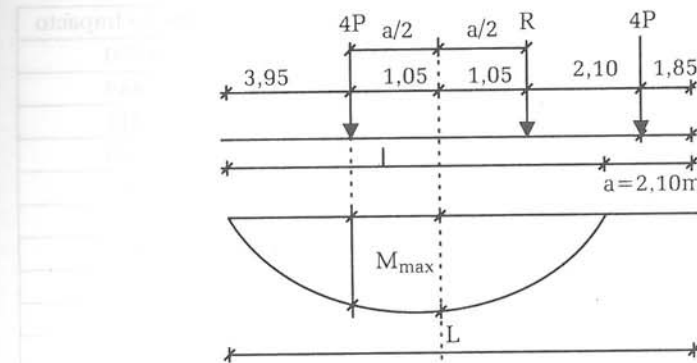
b. Momento por carga viva:

El momento por carga viva puede hallarse por valores aproximados, aplicando la siguiente expresión:

$$M_x = \frac{4M_{\max}(l - x - x^2)}{l^2}$$

Donde:

M_{\max} = valor del momento máximo
 l = luz de la losa menos el valor de "a"



Donde:

$$a = 2,10 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 24,97 \text{ Tn-m}$$

$$l = 10 - 2,10 = 7,90 \text{ m}$$

Reemplazando:

$$M_x = \frac{4(24,97)(7,90x - x^2)}{(7,90)^2}$$

$$M_x = 1,6(7,90x - x^2)$$

Sección (m)	Momento Tn-m (C.V.)	Momento Tn-m/n
0,00	0,000	0,000
1,00	11,043	6,135
1,25	13,303	7,391
1,30	13,731	7,628
2,00	18,885	10,491
2,50	21,605	12,00,
3,00	23,526	13,070
3,95	24,970	13,872
4,00	24,970	13,870
5,00	23,206	12,892



c. Momento por impacto:

$$M_I = 0,30 \times M_{s/c}$$

Sección (m)	Momento Tn-m (C.V.)	Momento Impacto
0,00	0,000	0,000
1,00	6,135	1,840
1,25	7,391	2,217
1,30	7,628	2,289
2,00	10,491	3,147
2,50	12,000	3,600
3,00	13,070	3,921
3,95	13,872	4,162
4,00	13,872	4,162
5,00	13,875	4,162

Nota: se tomará el momento máximo tanto para los 4 y 5 m.

d. Cálculo de la envolvente de los momentos últimos y del acero:

$$M_u = 1,3[M_D + 1,67(M_{s/c} + M_I)]$$

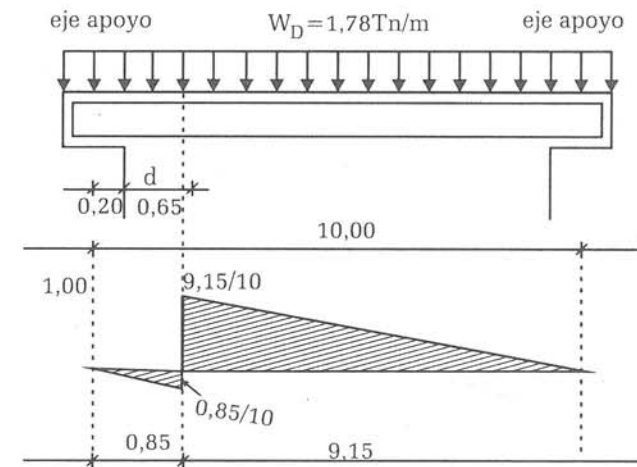
$$M_u = 0,9A_s F_y \left[d - \frac{F_y A_s}{1,7 \times F'_c \times b} \right]$$

Resolviendo estas ecuaciones se tiene el siguiente cuadro:

L	M _D	M _{s/c}	M _I	M _u	A _s	N° varillas $\phi 1'' @$
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	8,01	6,14	1,84	27,73	11,53	43,97
1,25	9,73	7,39	2,22	33,51	13,99	36,24
1,30	10,07	7,63	2,29	34,62	14,48	35,01
2,00	14,24	10,49	3,15	48,12	20,33	24,94
2,50	16,69	12,00	3,60	55,56	23,62	21,46
3,00	18,69	13,07	3,92	61,19	26,14	19,40
3,95	21,27	13,87	4,16	66,79	28,67	17,68
4,00	21,36	13,87	4,16	66,91	28,73	17,65
5,00	22,25	13,87	4,16	68,07	29,25	17,33

5.4 DISEÑO POR CORTANTE DE LA LOSA:

a. Por Carga Muerta: (V_D)

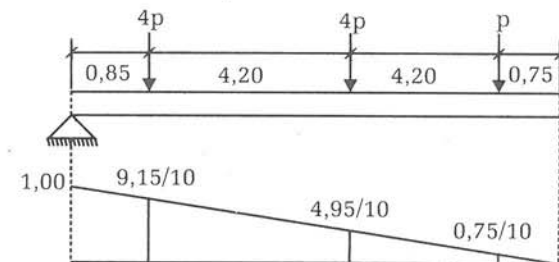


$$V_D = W_D \times (-A_1) + W_D \times A_2$$

Donde A₁, A₂ son áreas de la línea de influencia de corte

$$V_D = -1,78 \left(\frac{0,85}{10} \right) \left(\frac{0,85}{2} \right) + 1,78 \left(\frac{9,15}{10} \right) \left(\frac{9,15}{2} \right) = 7,387 \text{ Tn}$$

b. Por sobrecarga: (V_{s/c})



$$V_{Ds/c} = 4p\left(\frac{9,15}{10}\right) + 4p\left(\frac{4,95}{10}\right) + p\left(\frac{0,75}{10}\right) = 5,715p$$

$$V_{Ds/c} = 5,715\left(\frac{4,00}{2}\right) = 11,43 \text{ Tn (Por eje de rueda)}$$

El valor del cortante por metro de losa será:

$$V_{s/c} = \frac{11,43 \text{ Tn}}{1,80 \text{ m}} = 6,35 \text{ Tn / metro de ancho de losa}$$

c. Por Impacto: (V_I)

$$(V_I) = 0,3V_{s/c} = 0,3 \times 6,35 = 1,905 \text{ Tn}$$

d. Verificación de la losa por Corte:

Datos:

$$(V_D) = 7,387 \text{ Tn}$$

$$(V_{s/c}) = 6,35 \text{ Tn}$$

$$(V_I) = 1,905 \text{ Tn}$$

Esfuerzo cortante último (Grupo I de cargas):

$$V_u = 1,3[V_D + 1,67(V_{s/c} + V_I)]$$

$$V_u = 1,3[7,387 + 1,67(6,35 + 1,905)]$$

$$V_u = 27,52 \text{ Tn}$$

Esfuerzo admisible del concreto:

$$\phi V_c = \phi 0,52 \sqrt{F'_c} \times b \times w \times d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 65 = 42\,434,37 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 42,43 \text{ Tn}$$

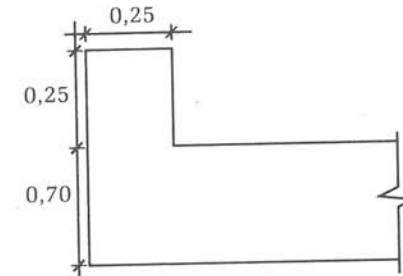
$$\phi V_c > V_u \quad \text{OK}$$

5.5 DISEÑO DE LA VIGA DE BORDE LONGITUDINAL:

a. Dimensiones:

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 70 + 25 = 95 \text{ cm}$$

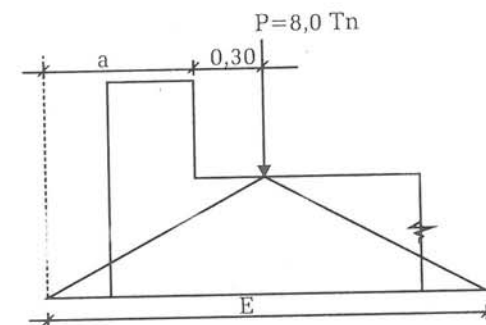


b. Metrado de cargas:

b.1 Carga Muerta:

Peso propio	:	$0,25 \times 0,95 \times 1,0 \times 2,4$	$= 0,57 \text{ Tn/m}$
Baranda	:		$= 0,10 \text{ Tn/m}$
			$W_D = 0,67 \text{ Tn/m}$

b.2 Carga Viva:



$$E = 1,219 + 0,06L$$

$$E = 1,219 + 0,06 \times 10 = 1,819 \text{ m}$$

$$E_{\text{max}} = 1,80 \text{ m}$$

Se tomará: $E = 1,80 \text{ m}$

$$a = \frac{E}{2} - 0,30$$

Reemplazando:

$$a = \frac{1,80}{2} - 0,30 = 0,60 \text{ m}$$

Se tiene:

$$P' = \frac{aP}{E} = \frac{0,60P}{1,80}$$

$$P' = 0,333P$$



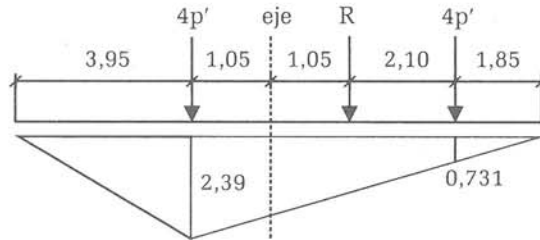
c. Determinación de los momentos:

c.1 Por Carga Muerta: (M_D)

$$M_D = \frac{W_D \times L^2}{8} = \frac{0,67 \times 10^2}{8} = 8,375 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

c.2 Por Carga Viva: ($M_{s/c}$)

A. El momento máximo por sobrecarga en la losa estará expresada por (caso B):



$$M_{s/c} = 4P'(2,39) + 4P'(0,731) = 12,484P'$$

Hallando por eje de rueda será ($P = 2\text{Tn}$)

$$M_{s/c} = 12,484P' = 12,484(0,333P)$$

$$M_{s/c} = 4,1613P = 4,1613(2,0)$$

$$M_{s/c} = 8,32 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

B. El momento por sobrecarga según AASHTO también será:

$$M_L = 0,1PL = 0,1 \times 8,00 \times 10,00 = 8,00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Donde :

P = peso de la rueda más pesada (8,00 Tn)

L = luz de cálculo (10,00)

Adoptaremos: $M_{s/c} = 8,32 \text{ Tn} \cdot \text{m}$

c.3 Por Impacto: (M_I)

$$M_I = 0,3M_{s/c} = 0,3 \times 8,32 = 2,50 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

d. Cálculo del Peralte necesario por Servicio:

$$M_s = 8,375 + 8,32 + 2,50 = 19,195 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$d = \sqrt{\frac{2 \times 19,195 \times 10^5}{84 \times 0,333 \times 0,889 \times 25}} = 78,58 \text{ cm}$$

$$d = 79 \text{ cm} < M (95 \text{ cm}) \text{ OK}$$

Asumiendo: $d = 95 - 5 = 90 \text{ cm}$

e. Cálculo del Area de Acero por Rotura:

$$M_{u1} = 1,3[8,375 + 1,67(8,32 + 2,50)] = 34,38 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$34,38 \times 10^5 = 0,9A_s(4200) \left[90 - \frac{4200A_s}{1,7 \times 210 \times 25} \right]$$

$$34,38 \times 10^5 = 340200A_s - 1778,823A_s^2$$

$$A_s = 10,71 \text{ cm}^2 \text{ (el menor)}$$

Asumiendo: $2\phi 1" + 1\phi 3/8" (A_s = 10,85 \text{ cm}^2)$

5.6 CORTE DE ACERO EN LA VIGA SARDINEL:

a. Momento por Carga Muerta:

Sección (m)	Momento C.M. (Tn-m)
0,00	0,000
1,00	3,015
1,50	4,271
2,00	5,360
2,50	6,281
3,00	7,035
3,50	7,621
3,95	8,006
4,00	8,040
5,00	8,375



b. Momento por carga viva:

Se tiene:

$$M_x = \frac{4M_{\max}(l_x - x^2)}{l^2}$$

$$A = 2,10 \text{ m}$$

$$l = 10 - 2,10 = 7,90 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 8,32 \text{ Tn-m}$$

Reemplazando:

$$M_x = \frac{4(8,32)(7,90x - x^2)}{7,90^2}$$

$$M_x = 0,533(7,90x - x^2)$$

Sección (m)	Momento C.M. (Tn-m)
0,00	0,000
1,00	3,679
1,50	5,119
2,00	6,292
2,50	7,199
3,00	7,839
3,50	8,212
3,95	8,320
4,00	8,320
5,00	8,320

c. Momento por Impacto: $M_I = 0,3 \times M_{s/c}$

Sección (m)	Momento Tn-m (C.V.)	Momento Impacto
0,00	0,000	0,000
1,00	3,679	1,104
1,25	5,119	1,536
1,30	6,292	1,888
2,00	7,199	2,160
2,50	7,839	2,351
3,00	8,212	2,464
3,95	8,320	2,496
4,00	8,320	2,496
5,00	8,320	2,496

d. Cálculo de lo envolvente de los momentos últimos y área de acero:

L	M _D	M _{s/c}	M _I	M _u	A _s (cm ²)	N° varillas $\phi 1'' @$
0,00	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
1,00	3,015	3,679	1,104	14,303	4,31	2 $\phi 1''$
1,25	4,271	5,119	1,536	20,000	6,08	2 $\phi 1''$
1,30	5,360	6,292	1,888	24,727	7,57	2 $\phi 1''$
2,00	6,281	7,199	2,160	28,484	8,78	2 $\phi 1''$
2,50	7,035	7,839	2,351	31,268	9,69	2 $\phi 1''$
3,00	7,621	8,212	2,464	33,085	10,28	2 $\phi 1'' + 1\phi 3/8''$
3,95	8,006	8,320	2,496	33,889	10,55	2 $\phi 1'' + 1\phi 3/8''$
4,00	8,040	8,320	2,496	33,934	10,56	2 $\phi 1'' + 1\phi 3/8''$
5,00	8,375	8,320	2,496	34,369	10,71	2 $\phi 1'' + 1\phi 3/8''$

5.7 VERIFICACION DE CUANTIA DE VIGA:

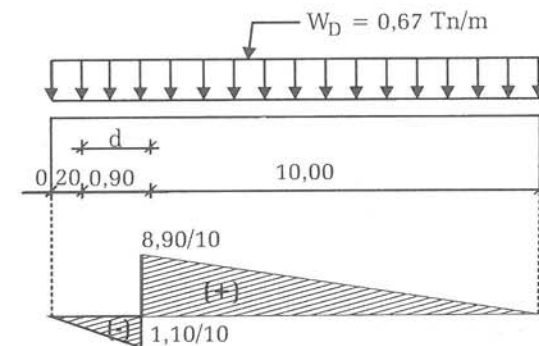
$$f_{\text{deviga}} = \frac{10,85}{25 \times 90} = 0,004822$$

$$f_{\text{balanceada}} = \frac{0,85 \times 0,85 \times 210}{4200} \left(\frac{6300}{6300 + 4200} \right) = 0,021675$$

$$f_{\text{max}} = 0,75f_b = 0,75 \times 0,021675 = 0,01626 \Rightarrow f_{\text{max}} > f_{\text{deviga}} \quad \text{OK}$$

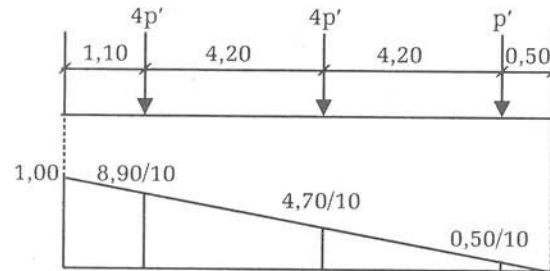
5.8 DISEÑO DE LA VIGA SARDINEL POR CORTE:

a. Cortante por Peso Propio:



$$V_D = - \left(\frac{1,10}{10} \right) \left(\frac{1,10}{2} \right) (0,67) + \left(\frac{8,90}{10} \right) \left(\frac{8,90}{2} \right) (0,67) = 2,613 \text{ Tn}$$

b. Cortante por Sobrecarga:



$$V_{Ds/c} = 4P' \left(\frac{8,90}{10} \right) + 4P' \left(\frac{4,70}{10} \right) + P' \left(\frac{0,50}{10} \right)$$

$$V_{Ds/c} = 5,490P'$$

$$\text{Pero: } P' = 0,333P \text{ y } P = 2,00 \text{ Tn}$$

Reemplazando tenemos:

$$V_{Ds/c} = 5,490 \times 0,333P = 1,830P$$

$$V_{Ds/c} = 1,830 \times 2,00 = 3,66 \text{ Tn}$$

c. Cortante por Impacto:

$$V_I = 0,30 \times 3,66 = 1,10 \text{ Tn}$$

d. Verificación de la Viga Sardinell por Corte:

Datos:

$$V_D = 2,613 \text{ Tn}$$

$$V_{Ds/c} = 3,66 \text{ Tn}$$

$$V_I = 1,10 \text{ Tn}$$

Esfuerzo cortante últimos

$$V_u = 1,3[2,613 + 1,67(3,66 + 1,10)]$$

$$V_u = 13,73 \text{ Tn}$$

Esfuerzo admisible del concreto:

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 90 = 14688,82 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 14,69 \text{ Tn} \quad \phi V_c > V_u \quad \text{OK}$$

5.8 DISEÑO DE LOS ESTRIBOS:

Como $\phi V_c > V_u$ no se requiere colocar estribos, entonces se propondrá colocar a un espaciamiento máximo "s" entre estribos:

$$S_{(\max)1} \leq \frac{d}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$S_{(\max)2} \leq 60 \text{ cm}$$

$$S_{(\max)} \text{ para } \phi 3/8'' \rightarrow S = \frac{A_v F_y}{3,5bW}$$

$$S_{3/8''} = \frac{1,42 \times 4200}{3,5 \times 25} = 68,16 \text{ cm}$$

Colocaremos por criterio los estribos a un espaciamiento de 0,30 m, por lo tanto:

$$\text{Usaremos } 1\phi 3/8'' @ 0,30 \text{ m}$$

5.9 MUESTRA DEL SARDINELL POR IMPACTO LATERAL DE UNA RUEDA:

$$\text{Fuerza transversal : } P = 750 \text{ kg/m; } b = 100 \text{ cm; } h = 25 \text{ cm}$$

a. Cortante Actante:

$$P_u = 1,3 \times 1,67 \times 0,750 \text{ Tn/m} = 1,63 \text{ Tn} = V_u$$



b. Cortante Admisible:

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 20 = 13056,73 \text{ kg}$$

$$d = h - \left(r + \frac{\phi 3/8}{2} \right) = 25 - (4 + 0,95) = 20,05 \text{ cm} \cong 20 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 13,06 \text{ Tn} > V_u \quad \text{OK}$$

c. Momento último

$$M_u = P_u \times h$$

$$M_u = 1,63 \times 0,25 = 0,4075 \text{ Tn-m} = 40750 \text{ kg.cm}$$

Determinando el espesor:

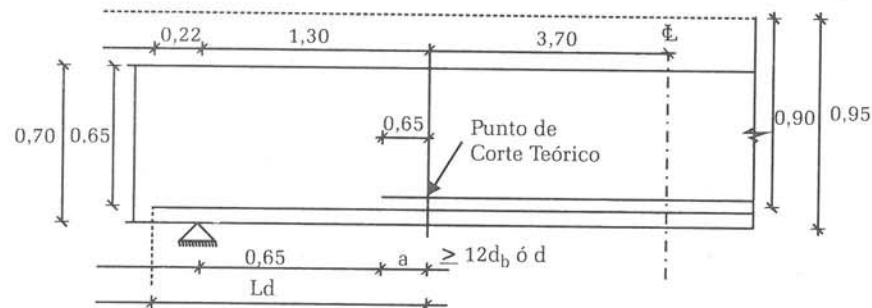
$$d = \sqrt{\frac{40750}{84 \times 0,333 \times 0,889 \times 100}} = 4,05 \text{ cm}$$

$$d = 4,05 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Observando los resultados, solo con los estribos que se colocarán será suficiente: $\phi 3/8'' @ 0,30 \text{ m}$.

6. VERIFICACION DE LONGITUD DE DESARROLLO:

a. En la losa:



Hallando las dimensiones de "a"

$$\left. \begin{aligned} d &= 65 \text{ cm} \\ 12db &= 12 \times 2,54 = 30,48 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ (escogimos el mayor = 65 cm)}$$

Para varillas de $\phi 1''$, ldb será igual:

$$ldb = \frac{0,06 \times A_s \times b \times F_y}{\sqrt{F'_c}} = \frac{0,06 \times 5,07 \times 4 \times 200}{\sqrt{210}} = 88,17 \text{ cm}$$

Donde:

A_s = área de la barra

d_b = diámetro de la barra

$$ldb = 0,006 \times d_b \times F_y = 0,006 \times 2,54 \times 4 \times 200 = 64,00 \text{ cm}$$

tomaremos $Ldb = 90 \text{ cm}$

Verificando:

$$\begin{aligned} \text{Según el diseño se tiene: } & 0,22 + 1,30 > Ldb \\ & 1,55 > Ldb = (0,90) \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

b. En la Viga Sardinela:

Siguiendo el mismo criterio de losa: "a"

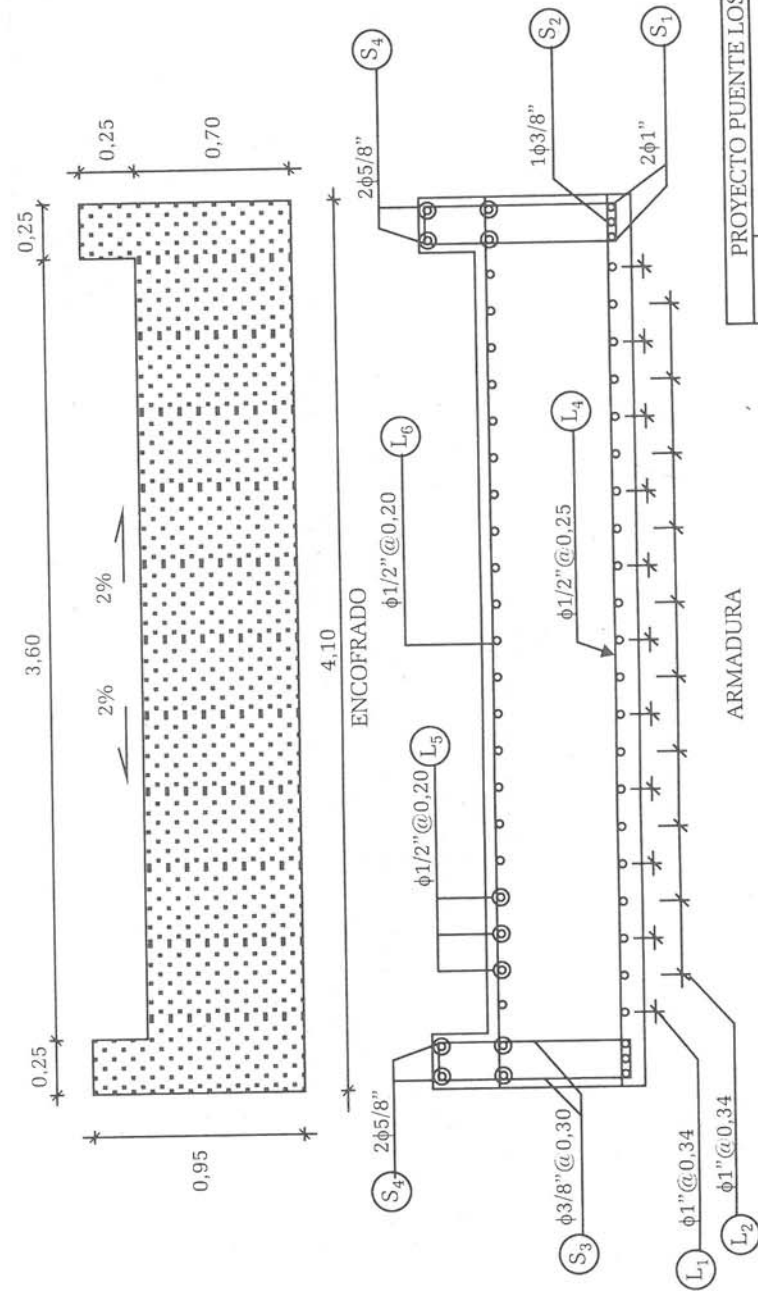
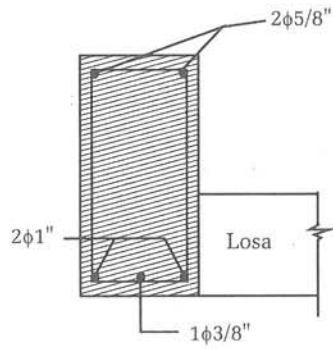
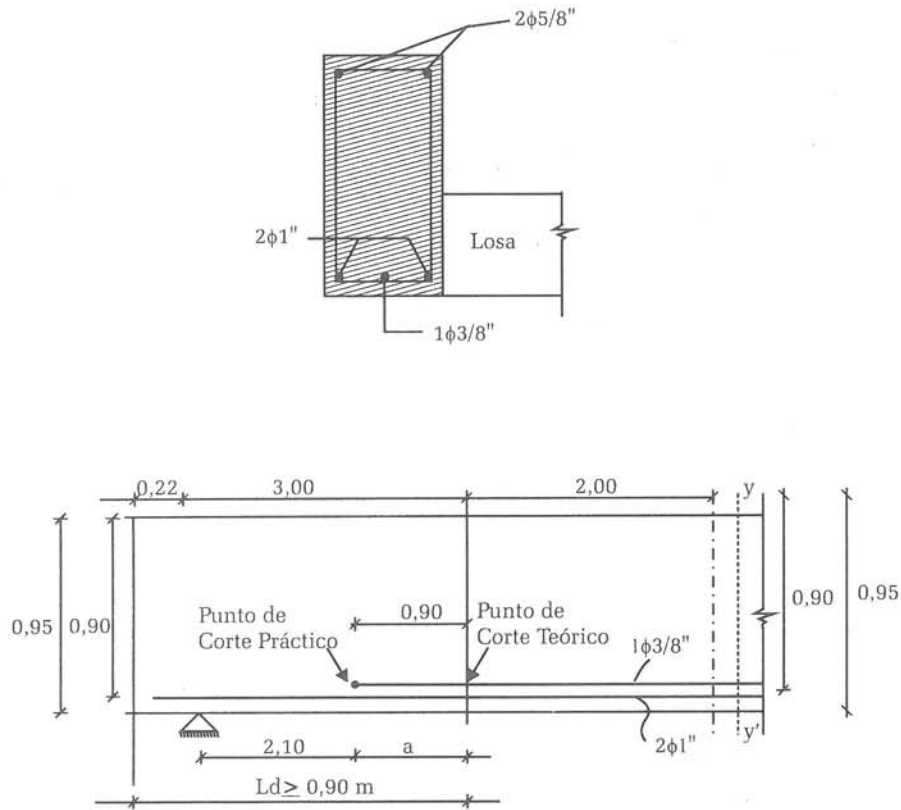
$$\left. \begin{aligned} d &= 90 \text{ cm} \\ 12db &= 12 \times 0,95 = 11,43 \text{ cm} \\ db &= \phi 3/8'' \end{aligned} \right\} \text{ (escogemos el mayor 90 cm)}$$

$$db = 0,95 \text{ (el diámetro de barra de } 3/8'')$$

Para varillas de $\phi 1''$, ldb será:

$$Ldb = 90 \text{ cm} \quad \text{(ver desarrollo anterior en losa)}$$

Detalle Viga Sardinela Corte (y - y')



ARMADURA

SECCION B-B'
ESCALA 1/20

PROYECTO PUENTE LOSA	
LAMINA:	01
PLANO:	SUPERESTRUCTURA - LOSA
CORTE A-A DE LOSA	
DETALLE DE ARMADURA	
Diseñado por:	Elaborado por:
Ing. M.M.H.	Bach. Ing. CIVIL
FECHA:	ESCALA:
04/07/02	Indicada



Cálculo y Diseño de un Puente Tipo Losa - Viga **06**

1. GENERALIDADES:

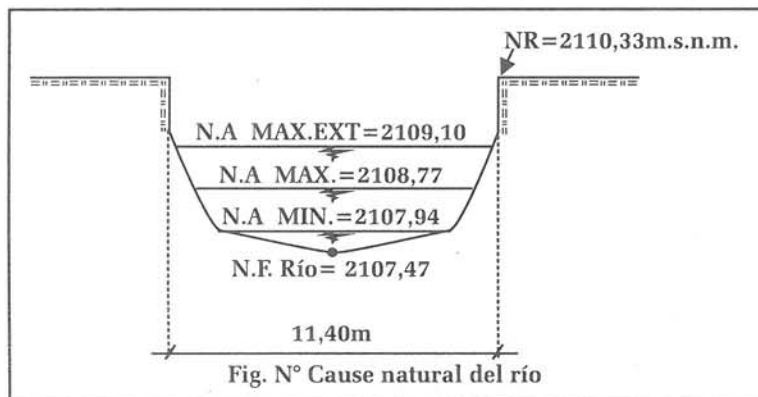
En este capítulo se estudiará el proyecto de un puente tipo Losa - Viga de concreto armado de una sola vía, cuya luz de 12,00 m, ha sido obtenido según las condiciones topográficas del terreno.

Dicho puente se diseñará para las cargas del tipo H36.

Con refuerzo principal de la losa perpendicular al tráfico y las cuales están apoyadas en las vigas y éstas a su vez en los estribos. El diseño se hará a la rotura y se verificará por servicio siguiendo las especificaciones del AASHTO.

2. CARACTERISTICAS TECNICAS DEL PUENTE:

Habiéndose obtenido los estudios básicos de Ingeniería se determinó el siguiente perfil del cause del río y por consiguiente la luz de puente que será de 12,00 m.



2.1 GEOMETRICAS:

Luz del puente	: 12,00 entre ejes de apoyo
Ancho carril	: 3,60 m
Ancho de vereda	: 0,70 m
Ancho total	: 5,10 m
Ancho de vigas	: 0,40 m

2.2 SOBRECARGAS:

Vehicular	: H36
Baranda Peatonal	: 100 kg/m
Vereda	: 400 kg/m ²

2.3 MATERIALES:

Concreto Armado:

Resistencia a la compresión

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Permissible en Compresión: (Método Servicio)

$$F_c = 0,4F'_c = 0,4(210) = 84 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de Elasticidad:

$$E_c = 15000\sqrt{F'_c} = 15000\sqrt{210} = 217370,65 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de Refuerzo:

Resistencia a la fluencia:

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

Esfuerzo admisible en tracción:

$$F_s = 0,4F_y = 0,4(4200) = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de Elasticidad:

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

Peso Específico de Materiales:

Concreto armado	: 2400 kg/m ³
Concreto ciclópeo	: 2300 kg/m ³
Asfalto	: 2000 kg/m ³
Tierra	: 1700 kg/m ³

2.4 COTAS:

Cota de rasante	: 2110,33 m.s.n.m.
Cota de cimentación	: 2104,45 m.s.n.m.
Nivel de aguas extraordinarias	: 2109,10 m.s.n.m.
Nivel de aguas mínimas	: 2107,94 m.s.n.m.



3. DETERMINACION DE LA SECCION TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL:

3.1 ANCHO DEL CARRIL DE TRAFICO DEL PUENTE:

Según la AASHTO, en el art. 3.6.2., el ancho de diseño de una vía es de 3,60 m medido entre borde de las aceras.

3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ACERA:

a. Ancho de la acera:

Se tiene:

- Ancho mínimo de circulación peatonal = 0,60 m
- Colocación de baranda = 0,10 m
- Ancho Total = 0,70 m

Se adoptará: Ancho de Acera = 0,70 m

b. Peralte de la acera:

Cargas de acera se suelen proyectar para una sobrecarga de 400 kg/m² de superficie de acera:

Carga muerta:

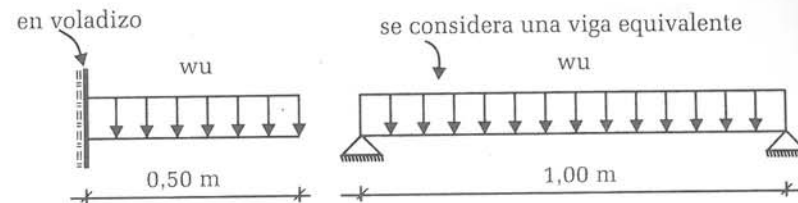
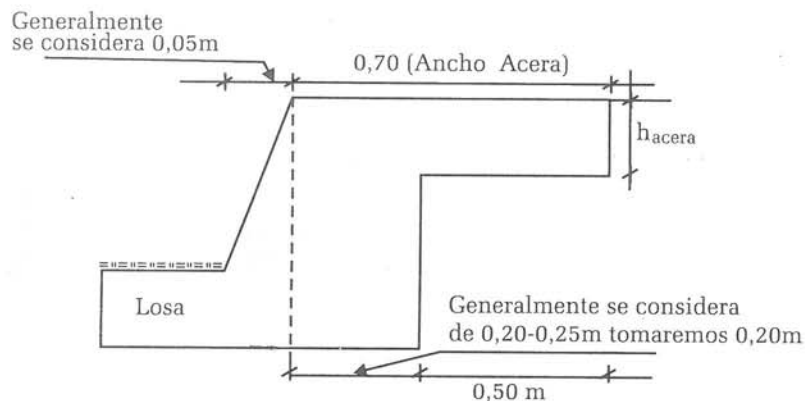
- Peso propio = 1,00 x 0,15 x 2 400 = 360 kg/m
- Acabados = 1,00 x 100 = 100 kg/m
- $W_D = 460 \text{ kg/m}$

Carga viva:

- Sobrecarga = 1,00 x 400 = 400 kg/m

Carga última:

- $W_u = 1,4(460) + 1,7(400) = 1 324 \text{ kg/m} = 0,132 \text{ kg/cm}^2$



$$h = \frac{L}{4} = \frac{L}{4} = \frac{L}{11}$$

$$\frac{L}{\sqrt{W_u}} = \frac{L}{\sqrt{0,132}}$$

$$h_{acera} = 1,41 \left(\frac{L}{11} \right) = 1,41 \left(\frac{1,00}{11} \right) = 0,128$$

Tomaremos $h_{acero} = 0,15 \text{ m}$

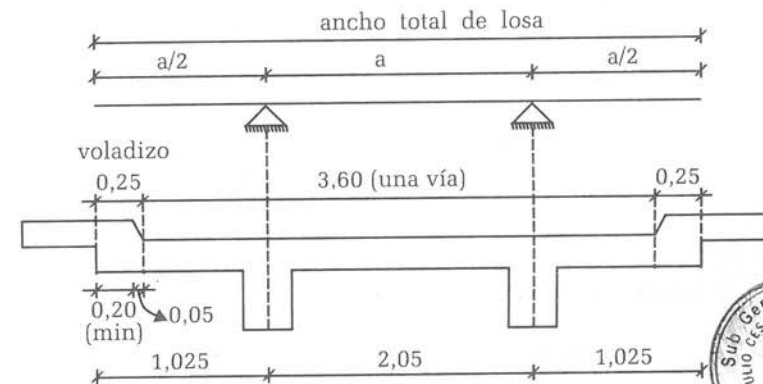
3.3 NUMERO Y SEPARACION DE VIGA LONGITUDINAL:

a. Número de vigas:

El número de vigas longitudinales depende del ancho de la calzada, siendo esto superior en una unidad al número de vías de tránsito. Para el proyecto, siendo el ancho de la calzada de una sola vía y por criterio estructural se planteará dos vigas longitudinales.

b. Separación entre Vigas

En la separación de centro a centro de las vigas se tendrá en consideración de que el voladizo de la losa no sea mayor a la mitad de la separación entre vigas.



Del gráfico se tiene:

$$\frac{a}{2} + a + \frac{a}{2} = 3,60 + 0,25 \times 2 \text{ m}$$

$$2a = 4,10 \text{ m} \quad a = 2,05 \text{ m}$$

3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA LONGITUDINAL:

a. Altura de viga:

$$L = \text{luz entre ejes de apoyo} = 12,00 \text{ m}$$

Se tiene:

$$\begin{aligned} * h_1 &= 0,07 \times L \\ h_1 &= 0,07 \times 12,00 = 0,84 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * h_2 &= \frac{S+9}{18}; \text{ donde } S = \text{luz de cálculo (pies)} \\ & \quad h_2 = \text{incrementar en 10\% por ser} \\ & \quad \quad \quad \text{elemento simplemente apoyada.} \end{aligned}$$

$$S = 39,37 \text{ pies}$$

$$h_2 = \left(\frac{39,37 + 9}{18} \right) \times 1,10 = 2,956 \cong 0,901 \text{ m}$$

$$\text{Se adoptará} \quad h_v = 0,90 \text{ m}$$

b. Ancho de viga:

El ancho de viga se tomará considerando cierto número de varillas por capa y un espacio libre entre varillas de 3,75 cm.

Ancho de la viga:

$$b_v = 0,40 \text{ m (para 5 barras } \phi 1'' \text{ por capa; primer tanteo).}$$

3.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

Se tiene peralte mínimo según AASHTO:

$$d = \frac{S+10}{30}$$

$$\text{Donde: } s = 2,05 \Rightarrow s = 6,73 \text{ pies}$$

$$d = \frac{6,73 + 10}{30} = 0,56 > 0,542 \quad \text{OK}$$

$$\text{Luego: } d = 0,56 \times 0,3048 = 0,17 \text{ m}$$

$$\text{Se adoptará} \quad t = 0,17 \text{ m}$$

3.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DIAFRAGMAS:

a. Número de Diafragmas:

Se colocaran diafragmas a cada tercio de Luz del puente, por lo que:

$$\frac{L}{3} = \frac{12}{3} = 4$$

$$N^\circ \text{ Diafrag.} = \frac{12}{4} + 1 = 4 \text{ diafragmas espaciadas a 4 m}$$

Nota: Los diafragmas del puente darán un aporte al peso propio de la estructura, los diafragmas serán monolíticas en la losa y las vigas.

B. Ancho de la viga Diafragma:

Las vigas diafragmas pueden tener un ancho de 0,20m a 0,30m; para el presente estudio tomaremos:

$$b_d = 0,25 \text{ m}$$

c. Altura de la viga Diafragma:

La altura de las vigas diafragmas serán iguales a los de la viga longitudinal menos 20 cm; es decir: $h_d = 0,90 - 0,20 = 0,70$

$$h_d = 0,70$$

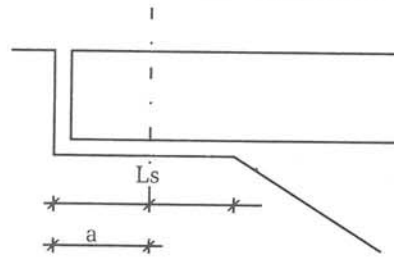
3.7 AUMENTO DE LA LONGITUD DE LAS VIGAS LONGITUDINALES EN LOS EXTREMOS:

Generalmente para puentes con luces de 12 a 25 m; se aumentara entre 25 a 30 cm. Los extremos de la viga longitudinal, a partir del eje de apoyo; con la finalidad de asegurar un adecuado "longitud de soporte" en los apoyos para resistir fuerzas horizontales.

Tenemos:

$$L_s = 20,3 + 0,167L + 0,67H; \quad L = 12,00 \text{ m (puente de un solo tramo } H=0)$$

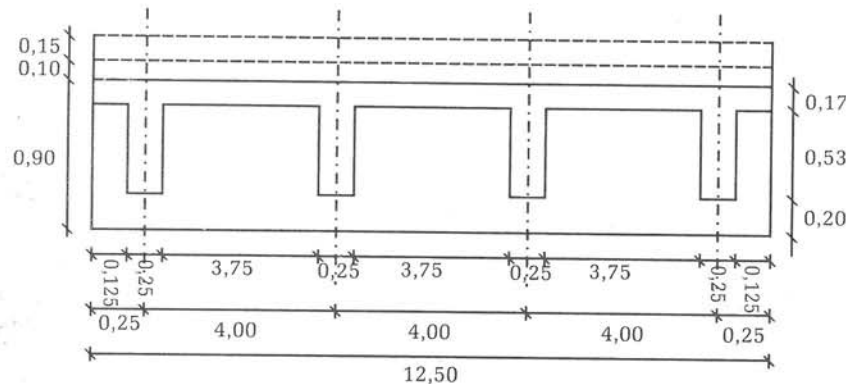
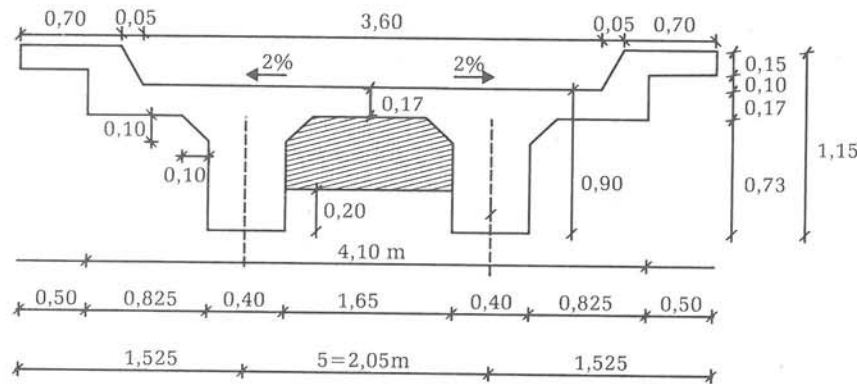




Donde: $a = (0,25 \text{ a } 0,30 \text{ m})$

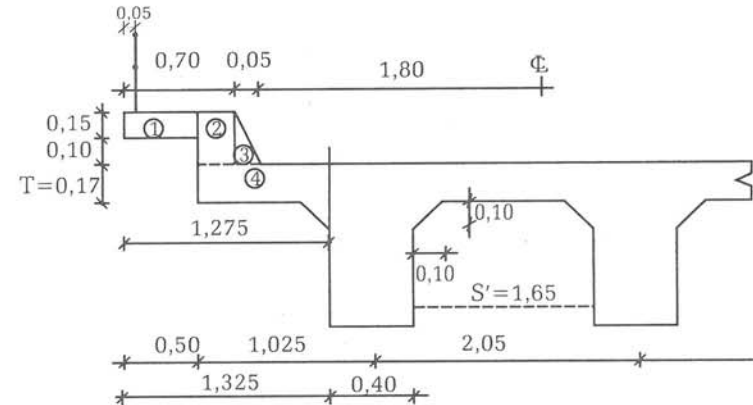
Tomaremos para el proyecto 0,25 m, por lo tanto la longitud total de la viga sera:

$$L_T = 12 + 0,25 \times 2 = 12,50 \text{ m}$$



Sección Longitudinal

4. DISEÑO DE LA LOSA:



4.1 DIMENSIONAMIENTO: Para $s = 2,05 \text{ m} \Rightarrow t = 0,17 \text{ m}$

4.2 DISEÑO TRAMO INTERIOR:

a. Metrado de cargas:

- a.1 Carga Muerta:
 Peso propio de la losa : $0,17 \times 1,0 \text{ m} \times 2,4 \text{ t/m}^3 = 0,408 \text{ t/m}$
 Capa de asfalto : $0,05 \times 1,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ t/m}^3 = 0,100 \text{ t/m}$
 $\Sigma = W_D = 0,508 \text{ t/m}$

- a.2 Carga Viva:
 Peso de la rueda trasera del Hs20 : 8,00 tn

- a.3 Carga Impacto:

$$I_{\text{pacto}} = \frac{15,24}{s + 38} = \frac{15,24}{1,583 + 38} = 0,385$$

Donde : $s = s' - \frac{2 \times 0,1}{3}$

$$s = 1,65 - \frac{2(0,10)}{3} = 1,583 \text{ m}$$

$I_{\text{max}} 30\% = 0,30$

b. Momentos:

- b.1 Por carga muerta (M_D) : El momento debido a carga muerta tanto para momento positivo como para momento negativo es:



$$M_D = \frac{W_D x s^2}{10}$$

$$M_D = \frac{0,508 \times 1,583^2}{10} = 0,127 \text{ Tn-m}$$

- b.2 Por carga viva (M_L): El momento por sobrecarga tanto para el momento positivo como para el negativo en tramos simples es:

$$M_L = \frac{S+0,61}{9,74} \times P = \frac{(1,583+0,61)}{9,74} \times 8 = 1,801 \text{ Tn-m}$$

Por continuidad entre viga y losa hallaremos los momentos positivos y negativos:

$$\text{Momento Positivo} = 0,8 \times 1,801 = 1,44 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Momento Negativo} = 0,9 \times 1,801 = 1,62 \text{ Tn-m}$$

- b.3 Por Impacto (M_I):

$$\text{Momento Impacto Positivo} = 0,3 \times 1,44 = 0,432 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Momento Impacto Negativo} = 0,3 \times 1,62 = 0,486 \text{ Tn-m}$$

c. Determinación del Peralte por Servicio:

Momento Final Positivo por Servicio:

$$\bar{M} = M_D + \bar{M}_L + \bar{M}_I$$

$$\bar{M} = 0,127 + 1,44 + 0,432 = 2,00 \text{ Tn-m}$$

Momento Final Negativo por Servicio:

$$\bar{M} = M_D + \bar{M}_L + \bar{M}_I$$

$$\bar{M} = 0,127 + 1,62 + 0,486 = 2,233 \text{ Tn-m}$$

Peralte Mínimo:

$$d = \sqrt{\frac{2M}{F'_c \times k \times j \times b}}$$

Donde:

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow F'_c = 0,40 \times F'_c = 84 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow F_y = 0,40 \times F_y = 1\,680 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{F_s}{F_c} = \frac{1\,680}{84} = 20$$

$$n = \frac{2\,100\,000}{15\,000 \sqrt{210}}$$

$$k = \frac{10}{10 + 20} = 0,333$$

$$j = 1 - \frac{0,333}{3} = 0,889$$

$$b = 1,00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2 \times 2,00 \times 10^5}{84 \times 0,333 \times 0,889 \times 100}} = 12,68 < 17,0 \quad \text{OK}$$

Tomaremos un recubrimiento superior de 5 cm y utilizaremos fierro de $\phi 5/8$ " cuyo diámetro es 1,59 cm.

$$t_{(\text{losa})} = d_{\text{calculado}} + \text{recubrimiento} + \frac{\phi}{2}$$

$$t_{(\text{losa})} = 12,68 + 5 + \frac{1,59}{2} = 18,475$$

$$t_{(\text{losa})} = 18,50 \text{ cm}$$

Luego tendremos para el diseño:

$$d = 18,50 - 5 - \frac{1,59}{2} = 12,70 \text{ cm}$$

Carga Muerta:

$$\text{Peso propio de la losa} : 0,185 \times 1,00 \times 2,4 = 0,444 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Capa de asfalto} : 0,05 \times 1,00 \times 2,0 = 0,100 \text{ Tn/m}$$

$$W_D = 0,544 \text{ Tn/m}$$

Momento:

$$+(-) M_D = \frac{0,544 \times 1,583^2}{10} = 0,136 \text{ Tn-m}$$



d. Diseño por Rotura:

d.1 Acero Positivo:

Momento Ultimo Positivo

$$\overset{+}{M}(t) = 1,3[W_D + 1,67(W_L + W_I)] \quad \text{combinación de carga según la AASHTO Grupo I.}$$

$$\overset{+}{M}(t) = 1,3[0,136 + 1,67(1,44 + 0,432)] = 4,24 \text{ Tn-m}$$

Reemplazando:

$$M_u = 0,9A_s F_y \left(d - \frac{A_s F_y}{1,7F'_c b} \right)$$

$$4,24 \times 10^5 = 0,9 \times 4200 A_s \left[12,70 - \frac{A_s \times 4200}{1,7 \times 210 \times 100} \right]$$

$$424000 = 48006 A_s - 444,71 A_s^2$$

Re solviendo ecuación de 2do Grado se tiene :

$$A_s = 9,71 \text{ cm}^2$$

Verificando por cuantía mínima :

$$A_{smin} = \frac{14}{F_y} b d = \frac{14}{4200} \times 100 \times 12,70 = 4,23 \text{ cm}^2 < 9,71 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

Hallando el espacionamiento de las barras:

Para acero de 5/8" $A_s = 1,98 \text{ cm}^2$

$$\begin{array}{l} 9,71 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 1,98 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_{5/8}'' \end{array}$$

$$S_{5/8}'' = \frac{1,98 \times 100}{9,71} = 20,39 \text{ cm}$$

Tomaremos $\phi 5/8'' @ 0,20 \text{ m}$

d.2 Acero Negativo:

Momento Ultimo Negativo

$$\bar{M} = 1,3[0,136 + 1,67(1,62 + 0,486)] = 4,75 \text{ Tn-m}$$

Reemplazando:

$$M_u = 4,75 \text{ Tn-m}$$

$$d = 12,70$$

$$A_s = 11,03 \text{ cm}^2 > A_{min} \text{ OK}$$

Hallando el espacionamiento para acero de 5/8".

$$\begin{array}{l} 11,03 \text{ cm}^2 \longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 1,98 \text{ cm}^2 \longrightarrow S_{5/8}'' \end{array}$$

$$S_{5/8}'' = \frac{1,98 \times 100}{11,03} = 17,95 \text{ cm}$$

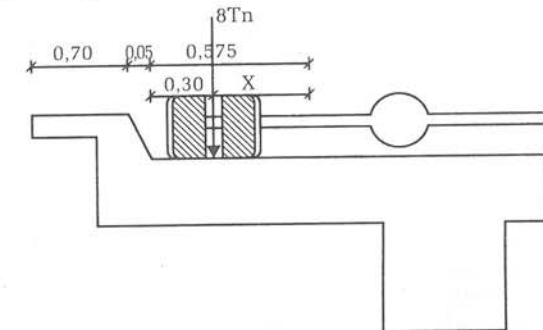
Tomaremos $\phi 5/8'' @ 0,15 \text{ m}$

4.3 DISEÑO TRAMO EN VOLADIZO:

a. Momento por Carga Muerta:

Sección	Carga (Tn)	Distancia(m)	Momento(Tn-m)
1	0,50x0,15x1x2,4 = 0,180	1,075	0,1935
2	0,20x0,25x1x2,4 = 0,120	0,725	0,0870
3	0,05x0,25x1x2,4/2 = 0,015	0,608	0,0091
4	0,825x0,185x1x2,4 = 0,366	0,413	0,1512
Asfalto	0,575x0,05x1x2,0 = 0,058	0,288	0,0167
Baranda = 0,100	1,275	0,1275
Total:			0,5850

b. Metrado por Carga Viva (sobrecarga):



Hallando x:

$$x = 0,575 - 0,30 = 0,275$$

$$E = 0,8(0,275) + 1,143 = 1,363$$

El momento será:

$$M_L = \frac{8 \times 0,275}{1,363} = 1,61 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

c. Momento por Impacto:

$$M_I = 0,30 \times 1,61 = 0,484 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

d. Diseño por Rotura:

Momento último negativo:

$$M_u = 1,3[0,5850 + 1,67(1,61 + 0,484)] = 5,31 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Hallando el área de acero.

$$5,31,10^5 = 0,9 \times 4200 A_s \left[12,70 - \frac{A_s \times 4200}{1,7 \times 210 \times 100} \right]$$

$$A_s = 12,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ OK}$$

Hallando el espaciamiento de las barras; para $\phi 5/8''$ si $A = 1,98 \text{ cm}^2$

$$\begin{array}{l} 12,52 \longrightarrow 100 \text{ cm} \\ 1,98 \longrightarrow S \ 5/8'' \end{array}$$

$$s_{5/8''} = \frac{1,98 \times 100}{12 \times 52} = 15,81 \text{ cm}$$

Tomaremos $\phi 5/8'' @ 0,15 \text{ m}$ **4.4 COMPARACION DE MOMENTOS NEGATIVOS:**

Momento en el tramo interior: 4,75 Tn-m

Momento en el tramo en voladizo: 5,31 Tn-m

Al haber aproximación en los momentos, debido al dimensionamiento del tablero y a la ubicación de la viga longitudinal, para el diseño referente a la losa se considerará el momento mayor.

Entonces tomaremos 5,31 Tn-m, el cual nos da un área de acero de 12,52 cm^2 .

Finalmente colocaremos acero de $\phi 5/8'' @ 0,15 \text{ m}$ perpendicular al tránsito en la losa.

4.5. ARMADURA DE REPARTICION:

Se colocará esta armadura perpendicularmente al refuerzo principal. Por ser el esfuerzo principal perpendicular al tránsito se tiene:

$$A_{sr} = \% A_{sp}$$

Donde:

$$\% = \frac{121}{\sqrt{S}} = \frac{121}{\sqrt{1,583}} = 96,17 > 67$$

Entonces: $\% = 67 \%$

Acero Repartición Positivo:

$$A_{sr}(+) = 0,67 \times 9,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr}(+) = 6,51$$

Por ser $A_{st} < A_{sr}$, la armadura a repartir será:

$$\Rightarrow \text{Asumiendo } \phi 5/8'' = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1,98 \times 100}{6,51} = 30,41 \text{ cm}$$

Tomaremos $\phi 5/8'' @ 0,30 \text{ m}$

Acero Repartición Negativo:

$$A_{sr}(-) = 0,67 \times 12,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr}(-) = 8,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumiendo } \phi 5/8'' : S = \frac{1,98 \times 100}{8 \times 39} = 23,60 \text{ cm}$$

Tomaremos $\phi 5/8'' @ 0,25 \text{ m}$ **4.6. ARMADURA DE TEMPERATURA:**

El acero de temperatura es un porcentaje de la sección transversal de la losa:

$$A_{st} = 0,001 b x h$$

$$\Rightarrow A_{st} = 0,001 \times 100 \times 17 = 1,7 \text{ cm}^2$$



Pero según la Norma AASHTO el área de acero por temperatura debe ser al menos 2,64 cm²/m en cada dirección:

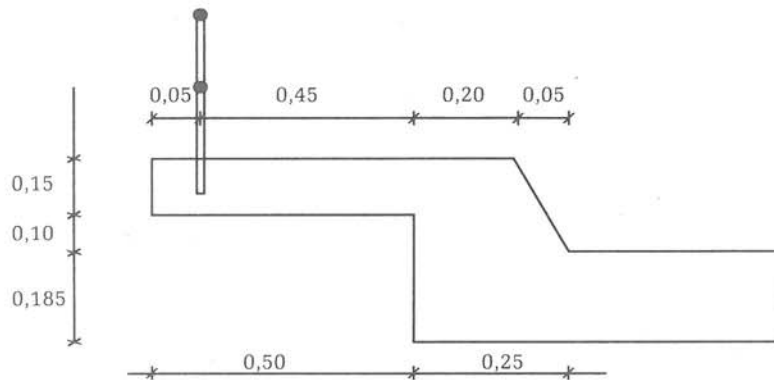
Entonces : $A_t = 2,64 \text{ cm}^2$

Asumiendo $\phi 3/8''$ ($A_s = 0,71 \text{ cm}^2$)

$$S_{3/8''} = \frac{0,71 \times 100}{2,64} = 26,89 \text{ cm}$$

Asumiremos $\phi 3/8'' @ 0,25 \text{ m}$

4.7 DISEÑO DE LA ACERA:



a. Metrado de Carga:

a.1 Carga Muerta:
 Peso propio de la losa : $0,15 \times 1,0 \times 2,40 = 0,36 \text{ Tn/m}$
 Baranda : $\quad \quad \quad = 0,10 \text{ Tn/m}$

a.2 Carga Viva:
 Según Norma AASHTO se considera : 400 kg/m^2
 $W_L = 0,40 \text{ Tn/m}$

b. Momentos:

b.1 Por carga muerta (M_D):

$$M_D = \frac{0,36 \times 0,50^2}{2} + 0,10 \times 0,45 = 0,09 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

b.2 Por carga viva (M_L):

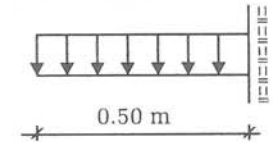
$$M_L = \frac{0,40 \times 0,50^2}{2} = 0,05 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

c. Diseño por Rotura:

Cálculo Momento Ultimo

$$M_u = 1,5M_D + 1,8M_L$$

$$M_u = 1,5 \times 0,09 + 1,8 \times 0,05 = 0,225 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$



Cálculo del Peralte Efectivo:

Considerando: recubrimiento 3 cm
 Diámetro $\phi 3/8''$ es 1,27 cm

$$d = 15 - 3 - \frac{1,27}{2} = 11,365 \text{ cm}$$

Cálculo de Acero:

$$0,225 \times 10^5 = 0,9 \times 4 \times 200 A_s \left[11,365 - \frac{A_s \times 4 \times 200}{1,7 \times 210 \times 100} \right]$$

$$A_s = 0,529 \text{ cm}^2$$

d. Verificando por Cuantía Mínima:

$$A_{smin} = 0,0018 b x d = 0,0018 \times 100 \times 11,365 = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > A_s$$

e. Tomando $\phi 3/8''$ $A_s = 0,71 \text{ cm}^2$ el espaciamiento de las barras será:

$$S = \frac{0,71 \times 100}{2,05} = 34,63 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 45 \text{ cm}$$

Tomaremos $\phi 3/8'' @ 0,30 \text{ m}$

f. Acero transversal y de temperatura:

Acero transversal

$$A_s = 0,0018 \times b x t$$

$$A_s = 0,0018 \times 100 \times 15 = 2,70 \text{ cm}^2$$

Se colocará: $4 \phi 3/8 @ 0,21 \text{ m}$



Acero temperatura

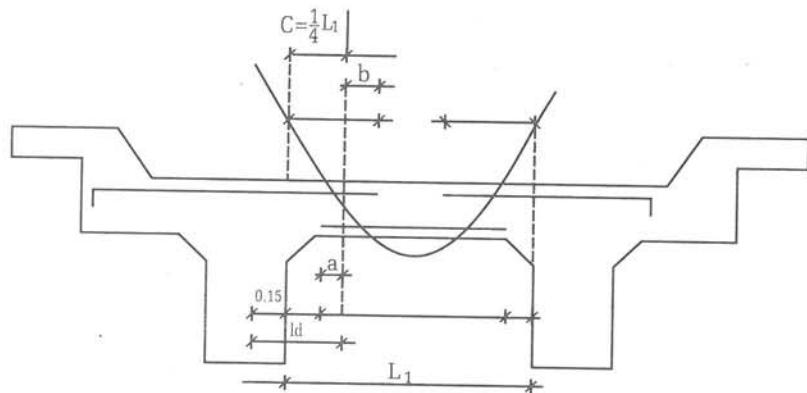
$$A_{tmin} = 0,0018 \times b \times t$$

$$A_{tmin} = 0,0018 \times 100 \times 15 = 2,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumiendo } \phi 3/8'' (A_s = 0,71 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Tendremos: } \phi 3/8'' @ 0,25 \text{ m}$$

4.8 VERIFICACION DE LONGITUD DE DESARROLLO Y ANCLAJE EN LOSA:



Consideramos que la mitad del refuerzo tanto positivo como negativo en el tramo interior de la losa se cortará a 1/4 de su luz libre:

$$c = \frac{1}{4} L_1 = \frac{1}{4} (1,65) = 0,41 \text{ m} \cong 0,40 \text{ m}$$

a. Longitud de varillas en el refuerzo positivo:

Para las dimensiones de "a" escoger al mayor de:

$$\left. \begin{array}{l} d = 12,70 \text{ cm} \\ 12db = 12 \times 1,59 = 19,05 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ (escoger el mayor = 20 cm)}$$

Para varillas de $\phi 5/8''$ "ldb" será igual:

$$\ell_{db} = \frac{0,06 \times A_s \times F_y}{\sqrt{F'_c}} = \frac{0,06 \times 1,98 \times 4200}{\sqrt{210}} = 34,43 \text{ cm}$$

$$\ell_{db} = 0,006 \times d_b \times F_y = 0,006 \times 1,59 \times 4200 = 40,01 \text{ cm}$$

Tomaremos $\ell_{db} = 40 \text{ cm}$

Verificando:

$$c + 0,15 \text{ m} > L_{db}$$

$$\Rightarrow 0,40 + 0,15 > 0,40$$

$$0,55 > 0,40 \quad \therefore \text{ está bien}$$

Nota: La mitad del refuerzo positivo de la losa continuará hasta el voladizo, cubriendo así el requerimiento de longitud de desarrollo ($> 0,40 \text{ m}$) y el acero de temperatura.

b. Longitud de desarrollo para el refuerzo Negativo:

Para la dimensión de "b" escoger al mayor de:

$$\left. \begin{array}{l} d = 12,70 \text{ cm} \\ 12db = 12 \times 1,59 = 19,05 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ (usaremos } 20 \text{ cm} = b)$$

$$S/16 = \frac{1,65}{16} = 10 \text{ cm}$$

Para varillas de $\phi 5/8''$ "ldb" será igual:

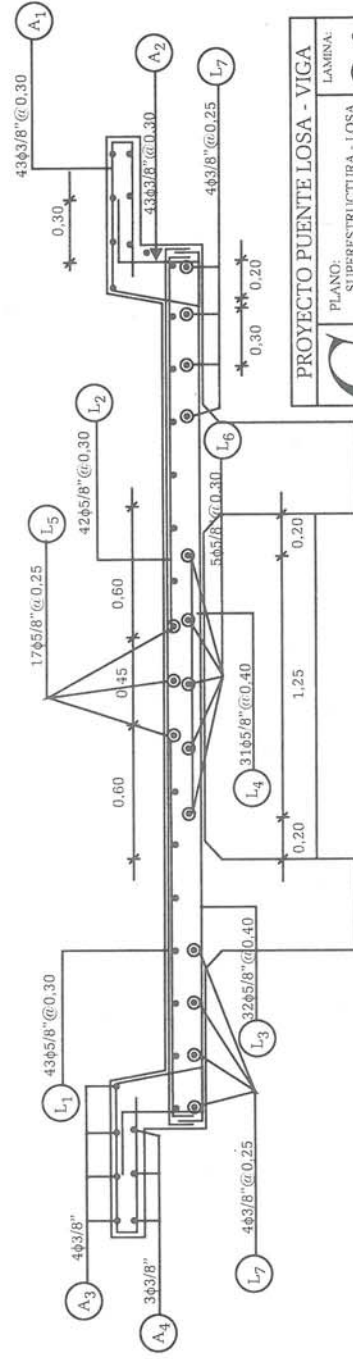
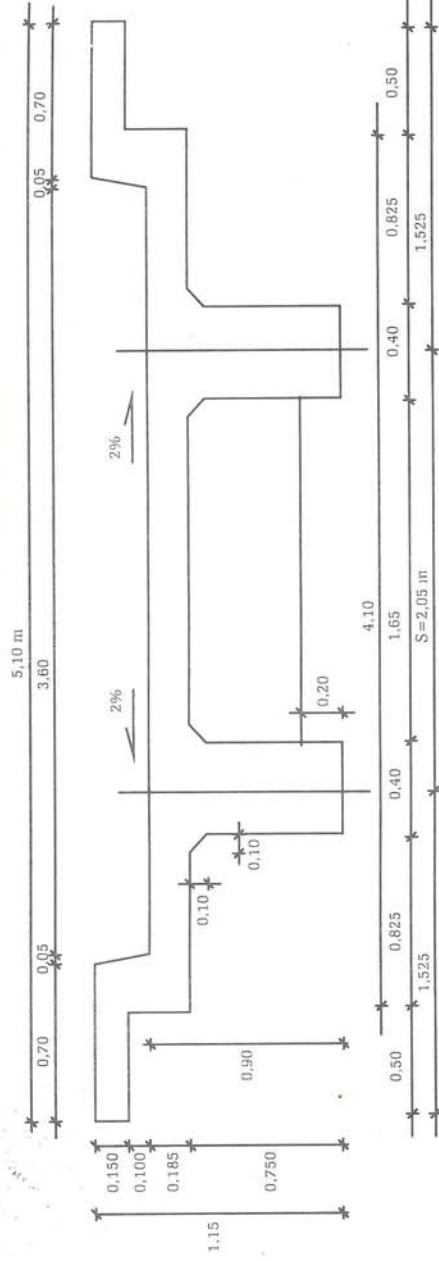
$$\ell_{db} = 40 \text{ cm}$$

Verificando: $c + 0,20 \text{ m} > \ell_{db}$

$$0,40 + 0,20 \text{ m} > 0,40$$

$$0,60 \text{ m} > 0,40 \quad \therefore \text{ Esta bien}$$

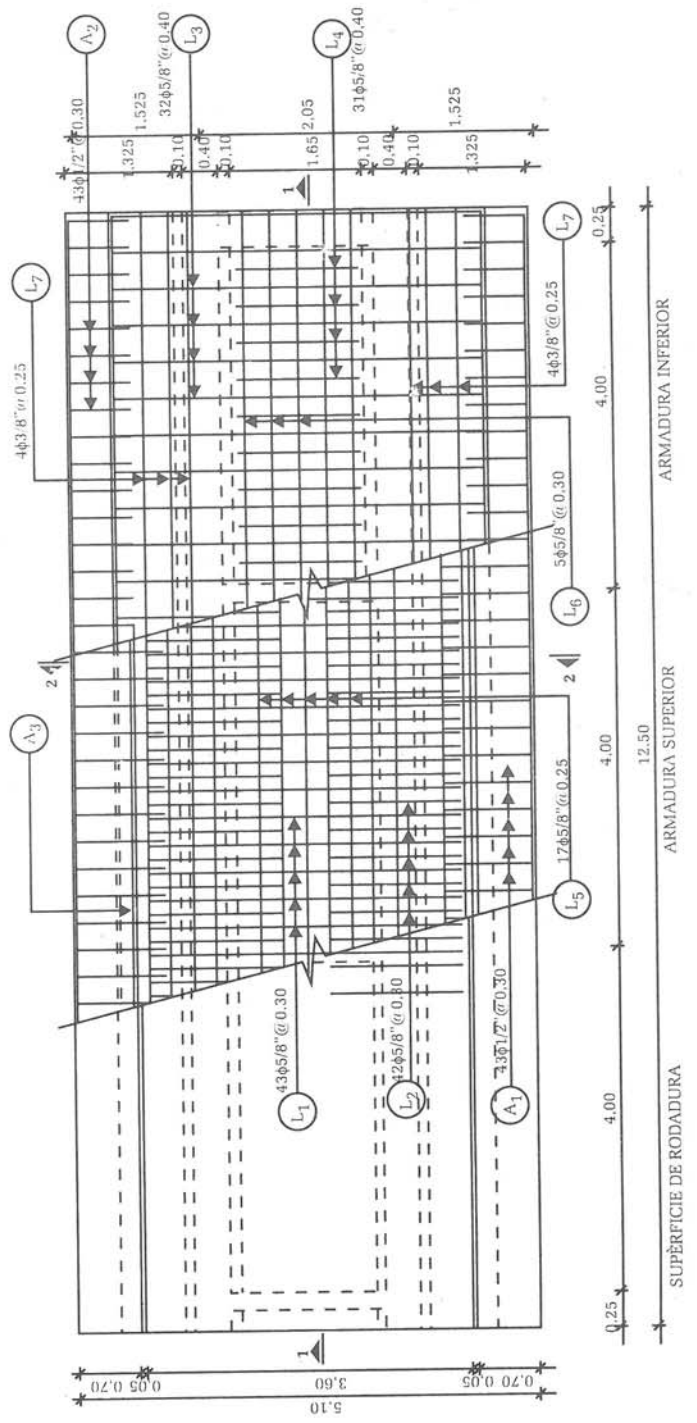




PROYECTO PUENTE LOSA - VIGA

PLANO:	LAMINA:
SUPERESTRUCTURA - LOSA	01
CORTE A-A DE LOSA	
DETALLE DE ARMADURA	
Diseñado por: Ing. M.A.H.	Elaborado por: ESCALA: Indistinta
FECHA: 04/07/02	

SECCION 2-2'



PLANTA

PROYECTO PUENTE LOSA - VIGA

PLANO:	LAMINA:
SUPERESTRUCTURA - LOSA	02
DETALLE DE ARMADURA	
Diseñado por: Ing. M.A.H.	Elaborado por: ESCALA: Indistinta
FECHA: 04/07/02	



5. DISEÑO DE LA VIGA LONGITUDINAL:

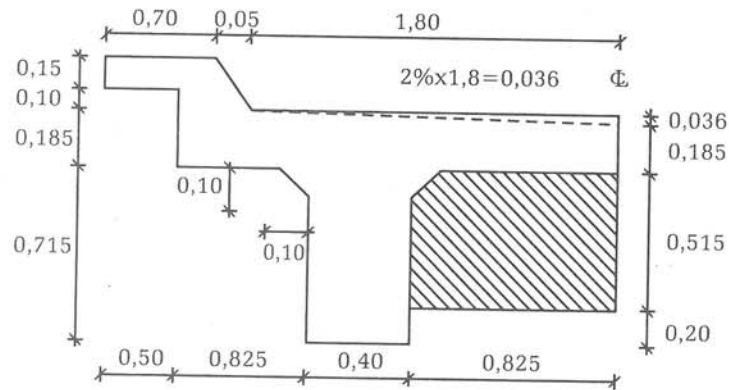
5.1 DETERMINACION DEL PERALTE Y ANCHO DE LA VIGA:

Asumiremos : H = 0,90 m según el artículo 2.4.a.

Ancho de la viga longitudinal:

Asumiremos : A = 0,40 m según el artículo 2.4.b.

5.2 DISEÑO POR FLEXION DE LA VIGA LONGITUDINAL:



a. Metrado de Cargas:

a.1 Carga Muerta Viga Propia:

Sección	Metrado de viga Longitudinal	Peso Tn/m
Pp losa:	$0,185 \times 2,05 \times 2,4 + \frac{0,036 \times 1,80 \times 2,40}{2}$	0,988
Pp viga:	$0,40 \times 0,715 \times 2,4 + 0,10 \times 0,10 \times 2,4$	0,710
Asfalto:	$0,05 \times 1,80 \times 2$	0,180
Volado:	$\left[\frac{(0,70 + 0,75)}{2} \times 0,25 - 0,50 \times 0,10 \right] \times 2,4$	0,315
Baranda		0,100
	Peso Total $W_D =$	2,293

Peso de la viga Diafragma:

Diafragma del apoyo y central :

$$P_d = (0,515 \times 0,825 \times 0,25) \times 2,4 = 0,255T$$

$$P_d = 0,255 Tn$$

a.2 Carga Viva:

Peso de la rueda trasera del Hs20 : 8,00 Tn

Carga Impacto:

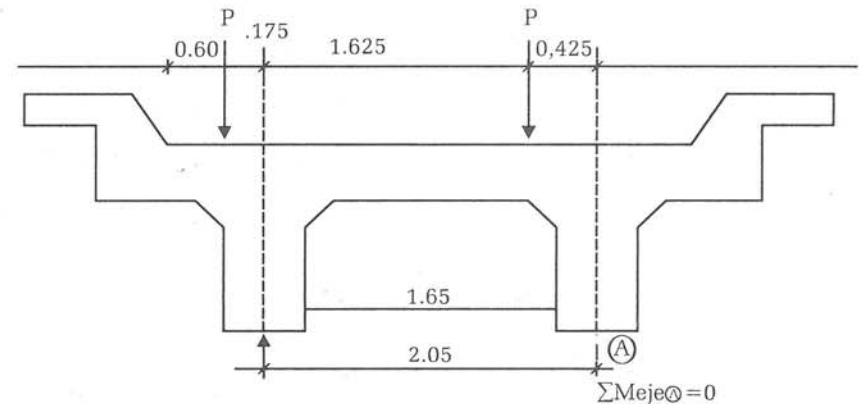
$$I = \frac{15,24}{L + 38}$$

$$I_{\text{impacto}} = \frac{15,24}{(12 + 38)} = 0,3048 > 0,30$$

$$I = 0,30$$

Fracción de rueda que va a la viga exterior.

Este coeficiente de concentración de carga será tanto para esfuerzo cortante como para el momento:



$$F_r(2,05) - P(2,225) - P(0,425) = 0$$

$$F_r = 1,29P$$

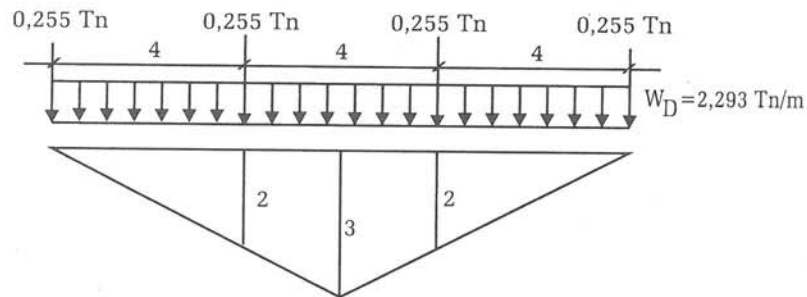
$$C_c = 1,29 \text{ (coeficiente de concentración)}$$



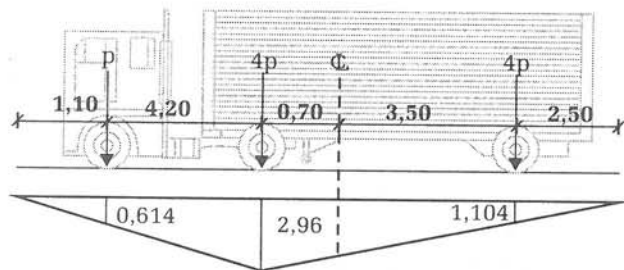
b. Momentos:

b.1 Momento por carga Muerta (M_D):

$$M_D = 0,255 \times 4 + 2,293 \times \frac{12 \times 3}{2} = 42,29 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$



b.2 Momento por Sobrecarga (M_L):



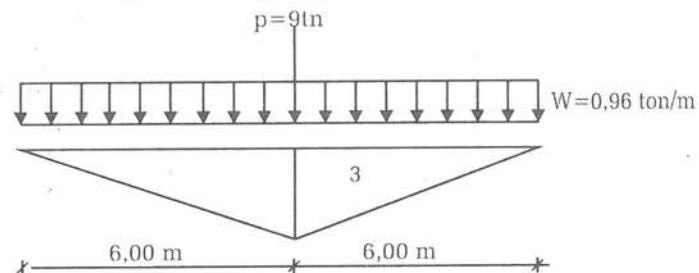
$$M = 0,614P + 4(2,96)P + 4(1,104)P = 16,87P$$

$$M_{\text{max}/c} = 16,87 \left(\frac{4,00}{2} \right) = 33,74 \text{ Tn} \cdot \text{m} \text{ (Por eje de rueda)}$$

Aplicando la fracción de rueda (Cc):

$$M_{s/c\text{final}} = 1,29(33,74) = 43,52 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Momento por sobrecarga Equivalente:



$$M_{\text{eq}} = 9,00 \times 3 + \frac{0,96 \times 12 \times 3}{2} = 44,28 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$\# \text{ de vías} = \frac{\text{Ancho de Calzado}}{\text{Ancho Libre}}$$

$$\# \text{ de vías} = \frac{3,60}{3,00} = 1 \text{ vía}$$

$$M_{\text{eqfinal}} = \frac{1 \text{ vía} \times 44,28}{2 \text{ vigas}} = 22,14 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

De las dos alternativas escogemos el mayor:

$$M_{\text{sobrecarga}} = 43,52 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

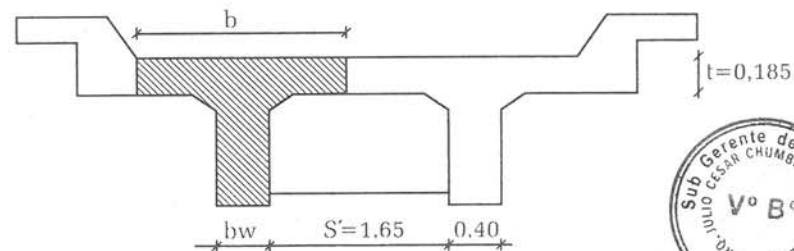
b.3 Momento por Impacto:

$$I = 0,30$$

Por lo tanto:

$$M_I = 0,30 \times 43,52 = 13,06 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

c. Diseño de la viga T por Flexión:



c.1 El ancho efectivo se determina como el menor de:

$$b \leq \frac{L}{4} = \frac{12}{4} = 3\text{m}$$

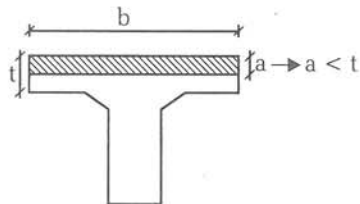
$$b \leq 16t + bw = 16 \times 0,185 + 0,40 = 3,36\text{ m}$$

$$b \leq s' + bw = 1,65 + 0,40 = 2,05\text{ m}$$

Usar el menor $b = 2,05\text{ m}$

c.2 Determinación del Peralte por servicio:

Supongamos que el eje neutro se halla dentro del ala ($a < 0,185\text{ m}$), entonces los cálculos los realizaremos como si fuera una viga rectangular de ancho $b = 2,05\text{ m}$.



$$M_{\text{servicio}} = M_{\text{cargamuerta}} + M_{\text{sobrecarga}} + M_{\text{impacto}}$$

$$M_s = 42,29 + 43,52 + 13,05 = 98,87\text{ Tn-m}$$

Cálculo de los esfuerzos permisibles de los materiales por el método de servicio:

$$F'_c = 210\text{ kg/cm}^2 \longrightarrow F_c = 0,4F'_c = 0,4(210) = 84\text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4\,200\text{ kg/cm}^2 \longrightarrow F_s = 0,4F_y = 0,4(4\,200) = 1\,680\text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{F_s}{F_c} = \frac{1\,680}{84} = 20$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\,100\,000}{15\,000\sqrt{210}} = 9,66 \approx 10$$

$$k = \frac{n}{n+r} = \frac{10}{10+20} = 0,333$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0,333}{3} = 0,889$$

$$\therefore d = \sqrt{\frac{2M}{F'_c k x j b}} = \sqrt{\frac{2 \times 98,87 \times 10^5}{84 \times 0,333 \times 0,889 \times 205}}$$

$$d = 62,28\text{ cm} < 90\text{ cm} \quad \text{OK}$$

Inicialmente en el diseño se supondrá que la armadura estará distribuida en tres capas con varillas de $\phi 1"$. Por lo tanto el valor de "d" se asumirá:

$$d = 90 - 12 = 78\text{ cm}$$

c.3 Determinación de la cantidad de Acera por el Método de Rotura:

$$M_u = 1,3[M_D + 1,67(M_{s/c} + M_I)] \quad (\text{norma AASHTO Grupo I})$$

$$M_u = 1,3[42,29 + 1,67(43,52 + 13,06)] = 177,812\text{ Tn-m} \dots \dots (1)$$

Se tiene:

$$M_u = \phi A_s F_y \left[d - \frac{A_s F_y}{1,7 F'_c b} \right]$$

$$M_u = 0,90 A_s \times 4\,200 \left[78 - \frac{A_s \times 4\,200}{1,7 \times 210 \times 205} \right] \dots \dots (2)$$

Igualando: 1 y 2

$$177,812 \times 10^5 = 3\,780 A_s [78 - 0,05739 A_s]$$

$$177,812 \times 10^5 = 294\,840 A_s - 216,934 A_s^2$$

Resolviendo ecuación de 2° grado y considerando (A_s) el menor:

$$A_s = 63,25\text{ cm}^2$$

Considerando acero de $\phi 1"$ ($A_s = 5,07\text{ cm}^2$)

$$\# \text{ varillas} = \frac{63,25}{5,07} = 12,55 \approx 13 \text{ varillas}$$

$$\text{Entonces: } A_s = 13 \times 5,07 = 65,91\text{ cm}^2$$

c.4 Verificando la cuantía:

- Determinación de la cuantía balanceada:

$$f_b = \frac{0,85F'_c B_1}{F_y} \times \frac{0,003E_s}{0,003 E_s + F_y}$$

$$f_b = \frac{0,85 \times 210 \times 0,85}{4200} \times \frac{0,003 \times 21 \times 10^5}{0,003 \times 21 \times 10^5 + 4200} = 0,021675$$

$$f_{\max} = 0,75 f_b = 0,75 \times 0,021675 = 0,01626$$

- La cuantía de la viga:

$$f = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{65,91}{205 \times 78} = 0,00412 < f_{\max} = 0,01626 \quad \text{OK}$$

- Para no verificar deflexiones:

$$f_{\max} = \frac{0,18F'_c}{F_y} = \frac{0,18 \times 210}{4200} = 0,009 > 0,00412 \quad \text{OK}$$

c.5 :Verificando el eje neutro:

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 \times F'_c \times b} = \frac{65,91 \times 4200}{0,85 \times 210 \times 205} = 7,56 < t = 18,5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

∴ La posición de eje neutro se halla en el ala de la viga, por lo tanto es correcto el diseño de la viga como rectangular.

c.6 Verificando por Fatiga en Servicio:

- Momento por servicio máximo:

$$M_{\text{total}} = M_D + M_{s/c} + M_I = 98,87 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$F_{s \max} = \frac{M_t}{A_s \times j \times d} = \frac{98,87 \times 10^5}{65,91 \times 0,889 \times 78} = 2163,30 \text{ kg/cm}^2$$

- Momento por servicio mínimo:

$$M_D = 42,29 \text{ Tn} \cdot \text{m} = 42,29 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$F_{s \min} = \frac{M_D}{A_s \times j \times d} = \frac{42,29 \times 10^5}{65,91 \times 0,889 \times 78} = 925,32 \text{ kg/cm}^2$$

- Rango de Esfuerzo Actuante

$$\Delta f = F_{s \max} - F_{s \min} = 2163,30 - 925,32 = 1237,98 \text{ kg/cm}^2$$

- Rango de Esfuerzo Admisible:

$$f_f = 1635,36 - 0,36 F_{s \min}$$

$$f_f = 1635,36 - 0,36 \times 925,32 = 1302,24 \text{ kg/cm}^2$$

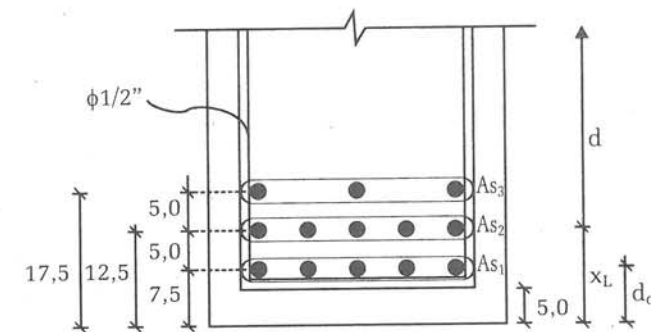
$$f_f > \Delta f$$

$$1302,24 \text{ kg/cm}^2 > 1237,98 \text{ kg/cm}^2$$

c.7 Distribución del Acero:

Se tiene : $A_s = 65,91 \text{ cm}^2$ (13 varillas)

-La distribución de las varillas será de la siguiente manera.



- Hallando X_L :

$$A_{s \text{ total}} \times X_L = A_{s1} \times 7,5 + A_{s2} \times 12,50 + A_{s3} \times 17,50$$

$$65,91 X_L = 25,35 \times 7,5 + 25,35 \times 12,50 + 15,21 \times 17,50$$

$$X_L = 11,80$$

$$\therefore d = 90 - 11,80 = 78,20 \text{ cm}$$



- Recalculando con el nuevo peralte; el área del Acero es:

$$M_u = 177,812 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = 63,45 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{63,45}{5,07} = 12,51 \cong 13 \text{ varillas} \quad \text{OK}$$

- Lo que nos da la siguiente cuantía:

$$f = \frac{65,91}{205 \times 78,20} = 0,0041 < f_{\max} = 0,01626 \quad \text{OK}$$

- c.8 Verificamos por Agrietamiento:

Para condiciones severas de exposición:

$$Z = 23\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{2 \times X_L \times b_w}{\# b} = \frac{2 \times 11,80 \times 40}{13} = 72,62$$

$$f_{\text{smax}}^{\text{admisible}} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23\,000}{\sqrt[3]{7,5 \times 72,62}} = 2\,816,36 \text{ kg/cm}^2$$

$d_c = 7,5$ ver Gráfico de distribución de acero

Como el máximo esfuerzo actuante es:

$$f_{\text{smax}}^{\text{act.}} = \frac{M_t}{A_s j d} = \frac{98,87 \times 10^5}{65,91 \times 0,889 \times 78,20} = 2\,157,767 \text{ kg/cm}^2$$

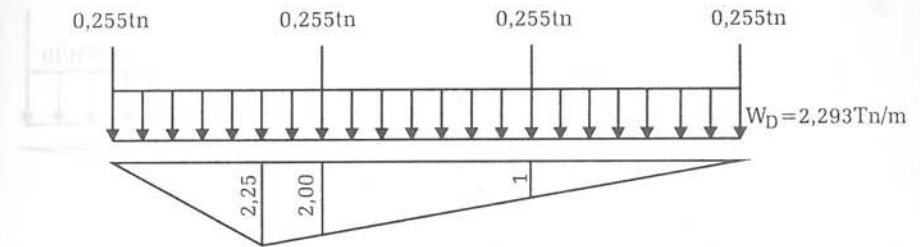
$$f_{\text{smax}}^{\text{admisible}} > f_{\text{smax}}^{\text{act.}}$$

$$2\,816,36 \text{ kg/cm}^2 > 2\,157,757 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

5.3 CORTE DE ACERO EN VIGAS T:

Verificación de la cantidad necesaria de acero a una distancia de $L/4$, es decir $12/4 = 3,00 \text{ m}$.

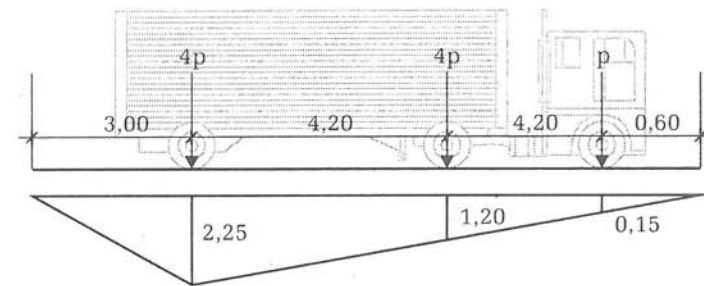
a. Momento por Peso Propio:



$$M_D = \frac{2,293 \times 2,25 \times 12}{2} + 0,255(2 + 1)$$

$$M_D = 31,72 \text{ Tn-m}$$

b. Momento por Sobrecarga:



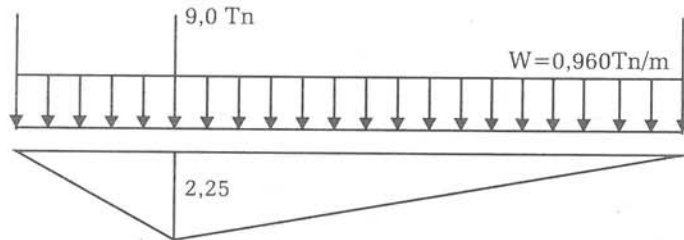
$$M_{s/c} = 4P(2,25) + 4P(1,20) + P(0,15) = 13,95P$$

$$M_{s/c} = 27,90 \text{ Tn-m (Por eje de rueda)}$$

$$\text{Aplicando : } C_c = 1,29$$

$$M_{s/c \text{ final}} = 35,991 \text{ Tn-m}$$

Momento por Carga Equivalente:



$$M_{eq} = 9 \times 2,25 + \frac{0,960 \times 12 \times 2,25}{2} = 33,21 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

vías = 1 vía

$$M_{eqfinal} = \frac{1 \text{ vía} \times 33,21}{2 \text{ vigas}} = 16,61 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Tomaremos el mayor de estos dos resultados: $M_{s/c} = 36,00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$

c. Momento por Impacto:

$$M_I = 0,30 \times 36 = 10,8 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

d. Determinando la cantidad de acero por rotura:

Tenemos: $d = 78,20 \text{ cm}$, $b = 205 \text{ cm}$

$$M_D = 31,72 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{s/c} = 36,00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$M_I = 10,80 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1,3[31,72 + 1,67(36 + 10,80)] = 142,84 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Reemplazando:

$$142,84 \times 10^5 = 0,9 \times 4 \times 200 A_s \left[78,20 - \frac{4 \times 200 A_s}{1,70 \times 210 \times 205} \right]$$

$$142,84 \times 10^5 = 295 \, 596 A_s - 216,93 A_s^2$$

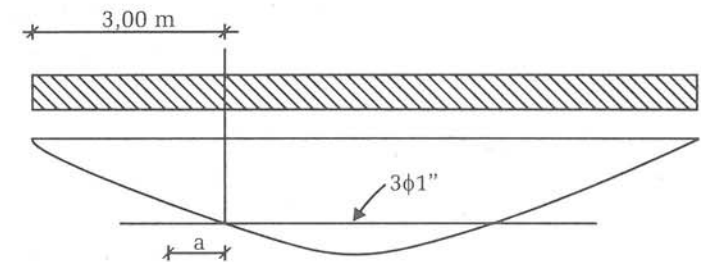
$$A = 50,17 \text{ cm}^2$$

Se necesitará considerando varillas de 1" ($A_s = 5,07 \text{ cm}^2$).

$$\# \text{ varillas} = \frac{50,17}{5,07} = 9,895 \approx 10 \text{ varillas}$$

Por lo tanto hacemos el corte a los 3,00 m a partir del eje de apoyo de 3 varillas, quedando entonces 10 varillas, con lo cual se estará cumpliendo con el área de acero necesario los cuales pasarán totalmente hasta dentro del apoyo de la viga.

e. Longitud de varillas en el refuerzo positivo:



Para las dimensiones de "a" se escogerá el mayor de:

$$\left. \begin{aligned} d &= 78 \text{ cm} \\ 12db &= 12 \times 2,54 = 30,48 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ (escoger el mayor} = 80 \text{ cm)}$$

5.4 HALLANDO LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS:

a. Momento por Carga Muerta:

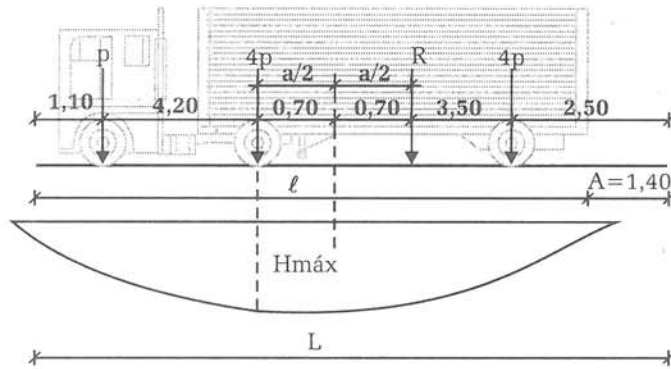
Sección	Momento C.M. (Tn-m)
0,00	0,000
1,00	12,867
2,00	23,440
3,00	31,721
4,00	37,708
5,00	41,148
5,30	41,732
6,00	42,294



b. Momento por Carga Viva:

Se sabe que puede hallarse valores aproximados la envolvente por carga viva, aplicando la siguiente expresión:

$$M_x = \frac{4 M_{\max}}{\ell^2} (\ell x - x^2)$$



Donde:

$d = 1,40 \text{ m}$
 $M_{\max} = 43,52 \text{ Tn-m}$
 $\ell = 12 - 1,40 = 10,60 \text{ m}$

Reemplazando:

$$M_x = \frac{4(43,52)(10,60x - x^2)}{10,60^2}$$

$$M_x = 1,5493(10,60x - x^2)$$

Sección	Momento C.V. (Tn-m)
0,00	0,000
1,00	14,873
2,00	26,648
3,00	35,324
4,00	40,902
5,00	43,380
5,30	43,520
6,00	43,520

c. Momento por Impacto:

$$M_I = 0,3 \times M_{s/c}$$

Sección	Momento (Tn-m)	Momento Impacto
0,00	0,000	0,000
1,00	14,873	4,462
2,00	26,648	7,994
3,00	35,324	10,597
4,00	40,902	12,271
5,00	43,380	13,014
5,30	43,520	13,056
6,00	43,520	13,056

d. Cálculo de la envoltura de los Momentos Ultimos y del Acero:

$$M_u = 1,3[M_D + 1,67(M_{s/c} + M_I)]$$

$$M_u = 0,9 A_s F_y \left[d - \frac{F_y A_s}{1,7 \times F'_c \times b} \right]$$

Resolviendo se tiene:

L	M _D	M _{s/c}	M _I	M _u	A _s	Nº varillas φ1"
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0
1,00	12,87	14,87	4,46	58,700	20,21	4
2,00	23,44	26,65	7,99	105,675	36,84	8
3,00	31,72	35,32	10,60	140,930	49,610	10
4,00	37,71	40,90	12,27	164,455	58,28	12
5,00	41,15	43,38	13,01	175,918	62,55	13
5,30	41,73	43,52	13,06	177,084	62,98	13
6,00	42,29	43,52	13,06	177,812	63,25	13

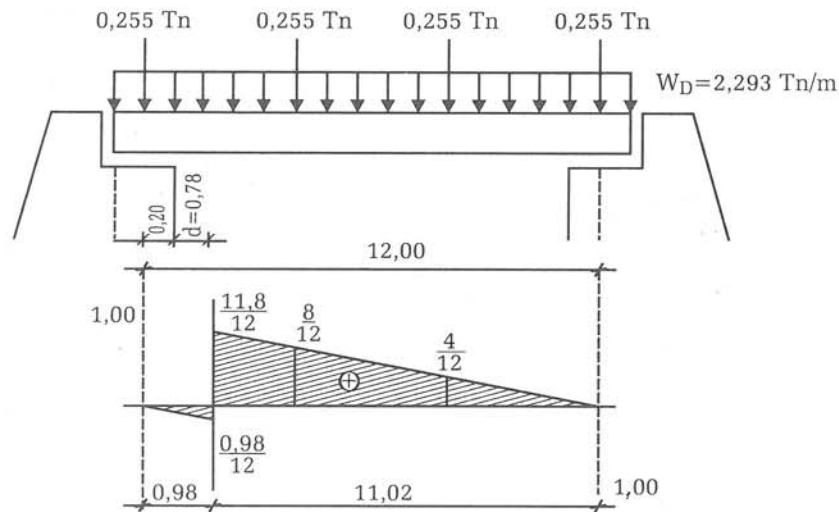
5.5 DISEÑO POR CORTANTE DE LA VIGA LONGITUDINAL:

Se analizará a la distancia "d" de la cara del apoyo y en el centro de la luz.

a. Esfuerzo cortante a la distancia de "d" de la cara del apoyo:

a.1 Por carga muerta:



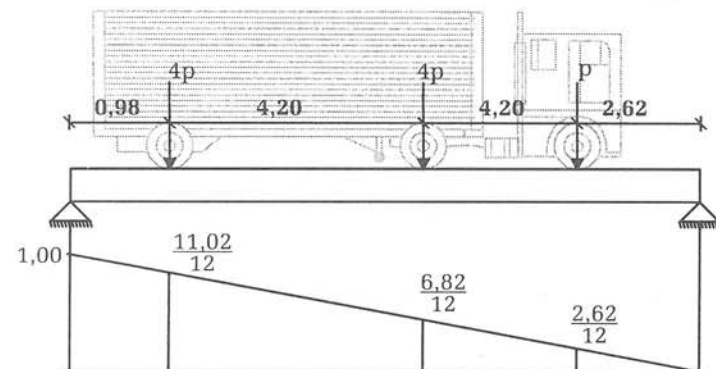


$$V_d = -2,293 \left(\frac{0,98}{12} \right) \left(\frac{0,98}{2} \right) + 2,293 \left(\frac{11,02}{12} \right) \left(\frac{11,02}{2} \right) + 0,255 \left(\frac{8}{12} + \frac{4}{12} \right)$$

$$V_d = 2,293 \left(\frac{11,02^2}{24} - \frac{0,98^2}{24} \right) + 0,255$$

$$V_d = 11,766 \text{ Tn}$$

a.2 Por Sobrecarga:



$$V_d = 4P \left(\frac{11,02}{12} \right) + 4P \left(\frac{6,82}{12} \right) + P \left(\frac{2,62}{12} \right)$$

$$V_d = \frac{73,98}{12} P = 6,165P$$

$$V_{ds/c} = 6,165 \left(\frac{4,00}{2} \right) = 12,33 \text{ Tn (por eje de rueda)}$$

Aplicando la fracción de rueda (C_c)

$$V_{d\text{final}} = 1,29(12,33) = 15,91 \text{ Tn}$$

a.3 Por Impacto:

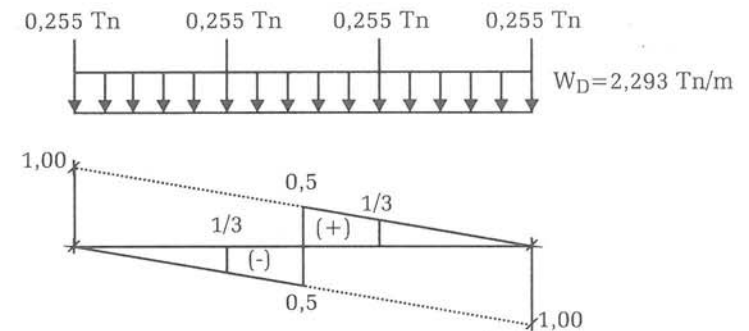
$$I = 0,30$$

Por lo tanto

$$V_{di} = 0,30 \times 15,91 = 4,77 \text{ Tn}$$

b. Esfuerzo Cortante en el centro de luz del Puente:

b.1 Por carga Muerta:

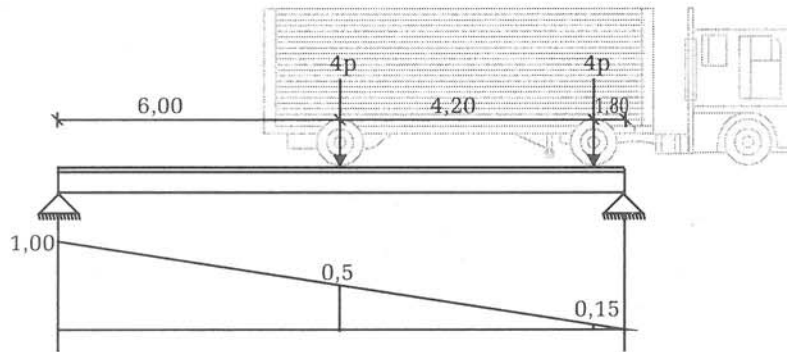


$$V_{CL} = -2,293 \times 0,5 \times \frac{6}{2} - \frac{0,255}{3} + \frac{0,255}{3} + 2,293 \times 0,5 \times \frac{6}{2} = 0$$

$$V_{CL} = 0$$



b.2 Por Sobrecarga:



$$V_{CL} = 4P(0,5) + 4P(0,15) = 2,6P$$

$$V_{CL} = 2,6 \left(\frac{4,00}{2} \right) = 5,2 \text{ Tn (por eje de rueda)}$$

Aplicando la Fracción de rueda

$$V_{CL} = 1,29(5,20) = 6,71 \text{ Tn}$$

b.3 Por Impacto:

$$V_{CL} = 0,30 \times 6,71 = 2,01 \text{ Tn}$$

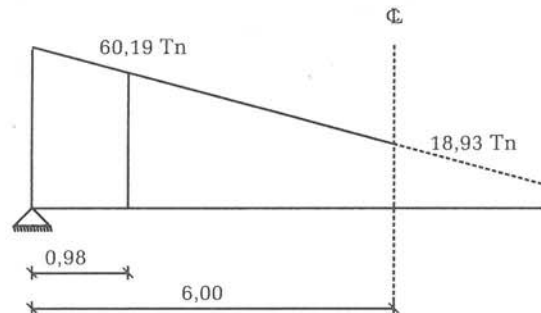
c. Diseño de la Viga T por Corte:

c.1 Cortante Ultimo por Rotura:

$$V_{ud} = 1,3[V_D + 1,67(V_{s/c} + V_I)]$$

$$V_{ud} = 1,3[11,766 + 1,67(15,91 + 4,77)] = 60,19 \text{ Tn}$$

$$V_{ucl} = 1,3[0 + 1,67(6,71 + 2,01)] = 18,93 \text{ Tn}$$

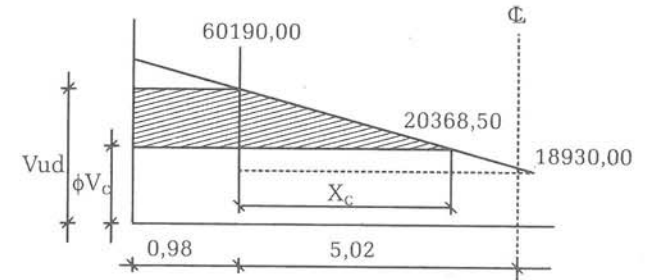


c.2 Esfuerzo Admisible del concreto:

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{F'_c} x b w x d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \sqrt{210} \times 40 \times 78 = 20\,368,50 \text{ kg}$$

c.3 Diseño de los estribos (A_V y "S"):



- Encontrando "Xc"

$$\frac{(60\,190,00 - 18\,930)}{5,02} = \frac{(60\,190 - 20\,368,50)}{X_c}$$

$$X_c = 4,84 \text{ m.}$$

- Cálculo del espaciamiento entre estribos tipo "U":

$$S = \frac{\phi \Delta_v F_y d}{(V_u - \phi V_c)}$$

- Usaremos estribos de $\phi 1/2"$ $\rightarrow \Delta V = 2,53 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{0,85 \times 2,53 \times 4\,200 \times 78}{(60\,190 - 20\,368,50)} = 17,69 \text{ cm}$$

Tomaremos $\phi 1/2" @ 0,15 \text{ m}$

- Cálculo del espaciamiento máximo "S" entre estribos:

$$S_{(max)1} \leq \frac{d}{2} = \frac{78}{2} = 39 \text{ cm}$$



$$S_{(\max)2} \leq 60 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \text{ para } \phi 1/2'' \rightarrow S = \frac{A_v F_y}{3,5bW} = \frac{2,53 \times 4200}{3,5 \times 40} = 75,90 \text{ cm}$$

Tomaremos $S_{\max} = 0,40 \text{ m}$

Teniendo los datos anteriores distribuiremos los estribos de la siguiente manera: $\phi 1/2'' @ 0,15; 0,20; 0,30$ y el resto a $0,40 \text{ m}$.

Se sabe:

$$V_s = \frac{\phi A_s x F_y x d}{S}$$

Entonces:

$$\text{Si } S = 20 \text{ cm} \quad V_{s1} = \frac{0,85 \times 2,53 \times 4200 \times 78}{20} = 35225,19 \text{ Kg}$$

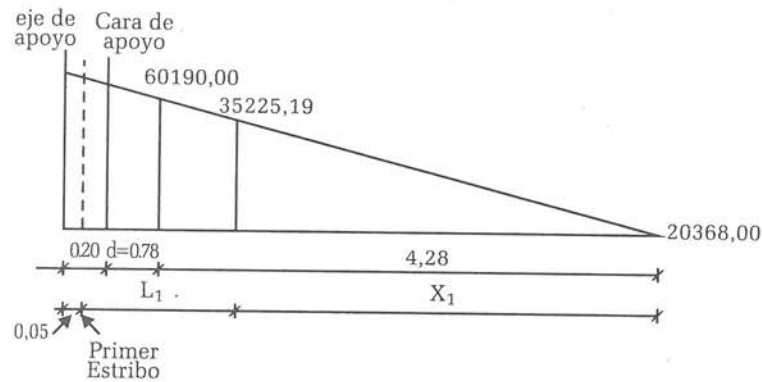
$$\text{Si } S = 30 \text{ cm} \quad V_{s2} = \frac{0,85 \times 2,53 \times 4200 \times 78}{30} = 23483,46 \text{ Kg}$$

$$\text{Si } S = 40 \text{ cm} \quad V_{s3} = \frac{0,85 \times 2,53 \times 4200 \times 78}{40} = 17612,60 \text{ kg}$$

Hallando la longitud de distribución:

$$\text{Si } S = 20 \text{ cm} \quad \frac{60190 - 20368,5}{4,84} = \frac{35225,19}{x_1}$$

$$x_1 = 4,28 \text{ m}$$

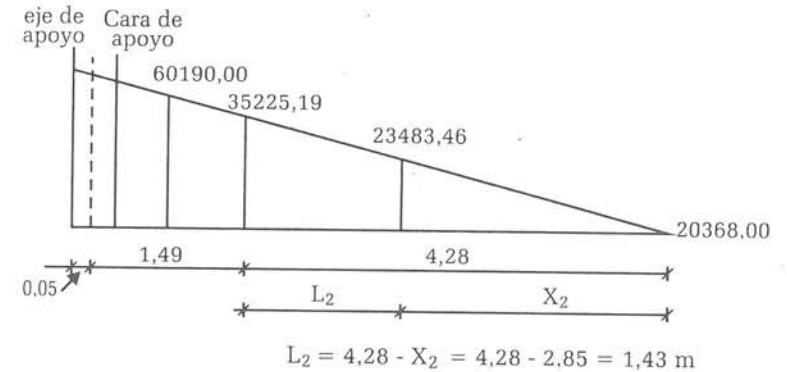


$$L_1 = 4,84 - X_1 + d + 0,20 - 0,05$$

$$L_1 = 4,84 - 4,28 + 0,98 - 0,05 = 1,49 \text{ m}$$

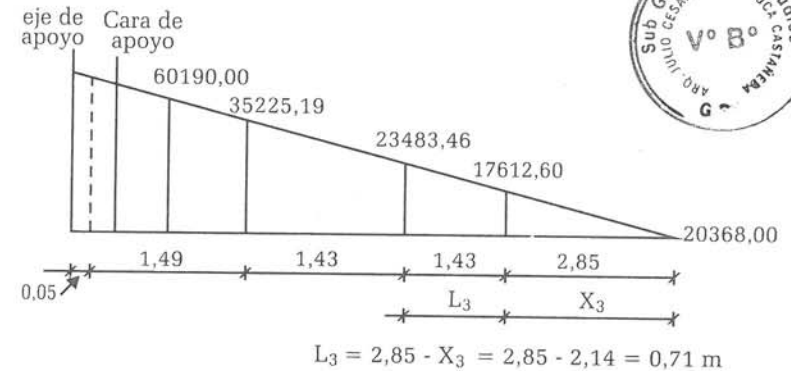
$$\text{Si } S = 30 \text{ cm} \rightarrow \frac{60190 - 20368,5}{4,84} = \frac{23483,46}{x_2}$$

$$x_2 = 2,85 \text{ m}$$



$$\text{Si } S = 40 \text{ cm} \rightarrow \frac{60190 - 20368,5}{4,84} = \frac{17612,60}{x_3}$$

$$x_3 = 2,14 \text{ m}$$



La distribución de los estribos será como sigue (tomaremos $\phi 1/2''$):

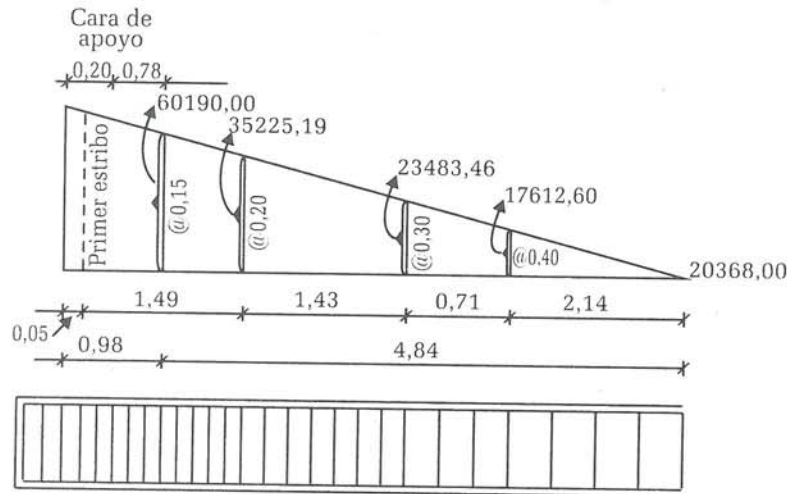
a) Tomaremos $\phi 1/2'' @ 0,15$: $N^\circ \text{ estribos} = \frac{L_1}{0,15} = \frac{1,49}{0,15} = 9,93 \approx 10 \text{ estribos}$

b) Tomaremos $\phi 1/2'' @ 0,20$: $N^\circ \text{ estribos} = \frac{L_2}{0,20} = \frac{1,43}{0,20} = 7,15 \approx 7 \text{ estribos}$

c) Tomaremos $\phi 1/2'' @ 0,30$: $N^\circ \text{ estribos} = \frac{L_3}{0,30} = \frac{0,71}{0,30} = 2,36 \approx 3 \text{ estribos}$

d) Tomaremos $\phi 1/2'' @ 0,40$: El resto

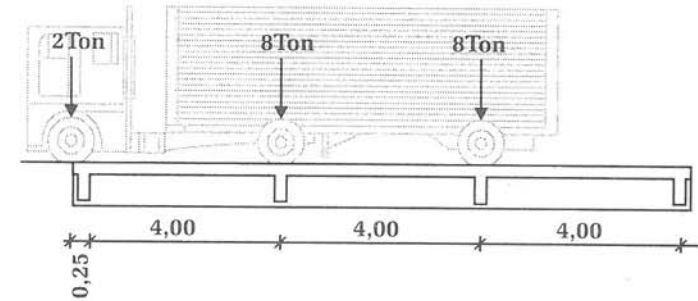
- Finalmente tendremos:



$\square \phi 1/2'' \quad 1 @ 0,5 \quad 10 @ 0,15 \quad 7 @ 0,20 \quad 3 @ 0,30 \quad \text{Resto} @ 0,40m$

Diseño de la Viga Diafragma 07

1. DISTRIBUCION DE LA LONGITUDINAL POR EJE



Para la carga viva colocado sobre el diafragma en la posición más desfavorable, solo recibe la influencia de la carga del eje trasero es decir: 8 Ton (por eje).

2. DISTRIBUCION TRANSVERSAL : (Posición más desfavorable para producir esfuerzos de momento y cortante de acuerdo a la sección del puente).

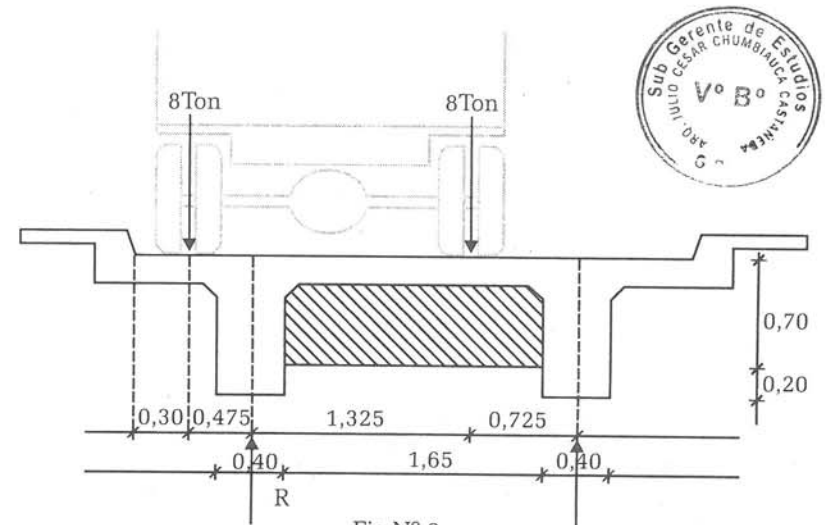


Fig N° 2

3. METRADO DE CARGAS:

a. Carga Muerta Diafragma:

$$\text{Peso propio} : 0,25 \times 0,70 \times 1,0 \times 2,4 = 0,42 \text{ Tn/m}$$

b. Carga Viva:

Peso de la rueda trasera de 8 ton en la posición más desfavorable para causar el momento máximo. (Fig. N° 02)

c. Carga Impacto: $I=0,30$

4. DISEÑO POR REFLEXION DEL DIAFRAGMA:

a. Momento por Carga Muerta:

$$M_D = 0,10 \times W \times \ell^2 \quad M_D = 0,10 \times 0,42 \times 1,65^2 = 0,114 \text{ Tn.m}$$

$$\text{Donde: } \ell = \text{luz libre} \quad \ell = 1,65 \text{ m}$$

b. Momento por Cargas Viva:

Según el gráfico N° 2 se tiene:

$$R(2,05) - 8(0,725) = 0$$

$$R = 2,83 \text{ Tn}$$

$$M_{s/c} = 2,83 \times 1,325 = 3,749 = 3,75 \text{ Tn-m}$$

c. Momento por Impacto:

$$I = 0,30$$

Por lo tanto:

$$M_I = 0,30 \times 3,75 = 1,125 \text{ Tn-m}$$

d. Cálculo del Acero:

$$M_u = 1,3[0,114 + 1,67(3,75 + 1,125)] = 10,73 \text{ Tn-m}$$

Se tiene

$$M_u = \phi A_s F_y \left[d - \frac{A_s F_y}{1,7 F'_c b} \right]$$

$$\text{Donde: } b = 25 \text{ cm, } h = 70 \text{ cm}$$

$$d = h - \left(r + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi_{\text{varilla}}}{2} \right)$$

$$d = 70 - \left(4 + 0,95 + \frac{1,59}{2} \right) = 64,255 \text{ cm}$$

$$10,73 \times 10^5 = 0,9 \times 4200 A_s \left[64,26 - \frac{A_s \times 4200}{1,7 \times 210 \times 25} \right]$$

$$10,73 \times 10^5 = 242883,9 A_s - 1778,82 A_s^2$$

$$A_s = 4,57 \text{ cm}^2 \text{ (considerando el menor valor)}$$

Comprobando con acero mínimo:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14bd}{F_y} = \frac{14 \times 25 \times 64,255}{4200} = 5,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomaremos: } A_s = 5,25 \text{ cm}^2$$

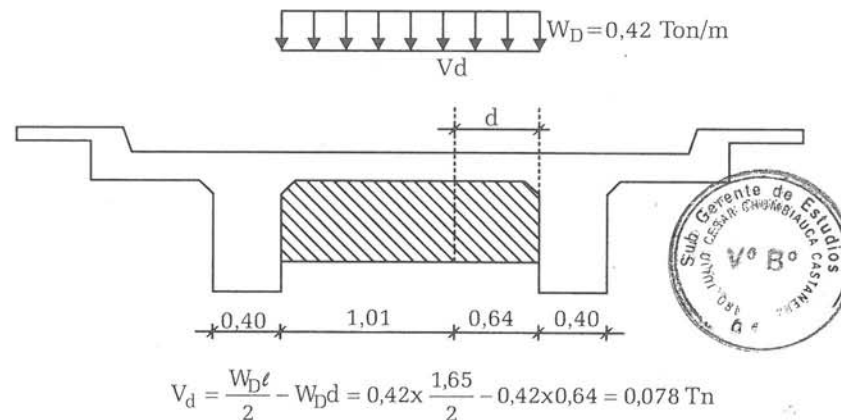
Consideremos acero de $\phi 5/8''$ ($A_s = 1,98 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{ varillas} = \frac{5,35}{1,98} = 2,70$$

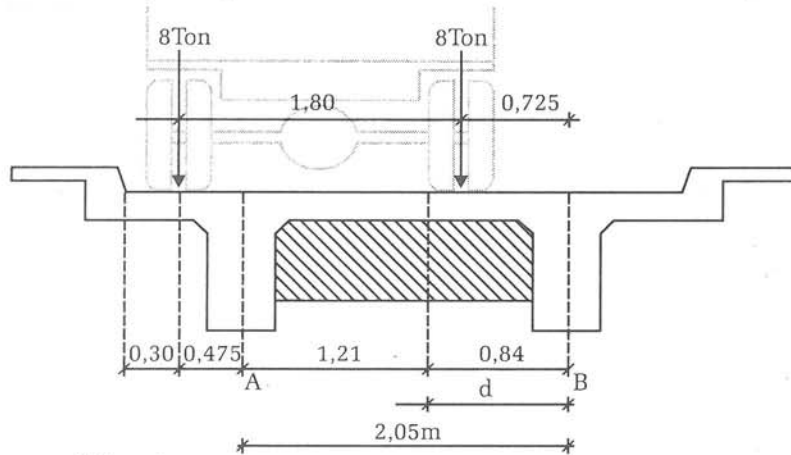
Entonces tomaremos 3 $\phi 5/8''$

5. DISEÑO POR CORTANTE DEL DIAFRAGMA:

a. Cortante por Carga Muerta:



$$V_d = \frac{W_D \ell}{2} - W_D d = 0,42 \times \frac{1,65}{2} - 0,42 \times 0,64 = 0,078 \text{ Tn}$$

b. Cortante por Carga viva:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$V_A(2,05) - 8(0,725) = 0$$

$$V_A = 2,83 \text{ Ton}$$

$$V_B = 5,17 \text{ Ton}$$

Igualando: $V_A = V_D = 2,83 \text{ ton}$ por ser V_A más crítico

c. Cortante por Impacto:

$$V_I = 0,30 \times 2,83 = 0,85 \text{ Ton}$$

d. Cálculo del Acero de los Estribos:**d.1 Cortante Ultimo por Rotura:**

$$V_{du} = 1,3[0,078 + 1,67(2,83 + 0,85)] = 8,09 \text{ Ton}$$

d.2 Esfuerzo Admisible del Concreto:

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{F'_c} x b_w x d$$

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 64 = 10\,445,38 \text{ kg} = 10,45 \text{ Ton}$$

d.3 Diseño de los estribos (A_v y S):

No se necesita estribos ya que el concreto absorbe el esfuerzo de corte.

$$\phi V_c > V_{du}$$

Cálculo del espaciamiento máximo entre estribos.

$$S_{\max 1} \leq \frac{d}{2} = \frac{64}{2} = 32 \text{ estribos}$$

$$S_{\max 2} \leq 60 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \text{ para } \phi 3/8'' \rightarrow S = \frac{A_v F_y}{3,5 b_w} = \frac{1,42 \times 4\,200}{3,5 \times 2,5}$$

$$S = 68,16 \text{ cm}$$

Tomaremos $\phi 3/8''$: 01 @ 0,05, Resto @ 0,31 a cada extremo.



Acero Lateral y Recubrimiento 08

1. El recubrimiento en la viga será de 2".
2. Como las vigas tienen más de 60 cm de alto se colocará acero en las caras laterales, previniendo las grietas.

Acero Lateral:

La cantidad de acero requerido será:

$$A_{sL} = 0,10 \times A_{sp} = 0,10 \times 65,91 = 6,591 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento entre barras:

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{se considerará al menor } S = 30 \text{ cm})$$

$$S \leq b_w = 40 \text{ cm}$$

La altura libre del navio es: $71,5 - 17,50 = 54,00 \text{ cm}$. Estimando (-10 cm) menos en la parte superior.

$$\therefore \text{Altura libre} = 54 - 10 \text{ cm} = 44 \text{ cm}$$

Cálculo del # de varillas a colocar en el nervio:

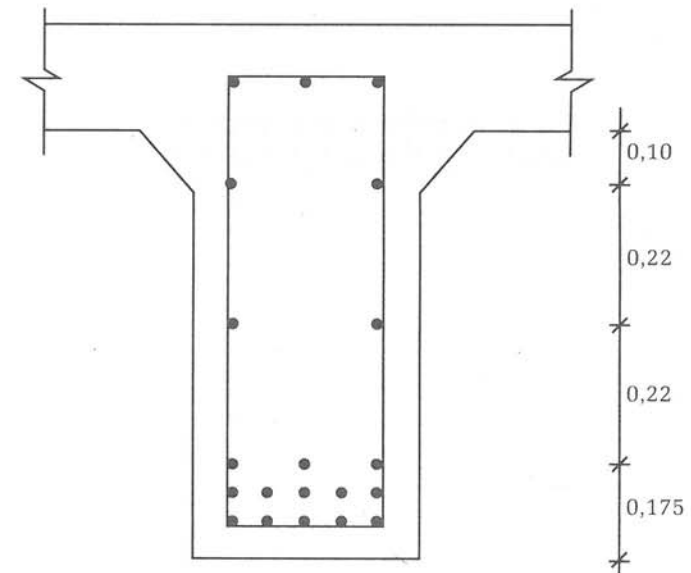
$$\# \text{ varillas} = \frac{44 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 1,47 \cong 2 \text{ fierros en c/lado}$$

Entonces el # de varillas en cada lado será de 2, por lo que tendremos en total: $2 \times 2 \text{ varillas} = 4 \text{ varillas}$.

El área de cada fierro será:

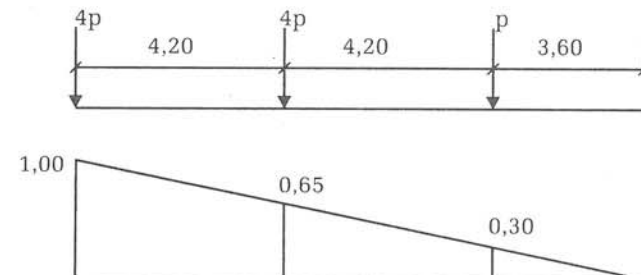
$$A_s = \frac{A_{sL}}{\# \text{ varillas}} = \frac{6,591}{4} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Usaremos varillas de $\phi 5/8''$ ($A_s = 1,98 \text{ cm}^2$) @ 0,22 m



3. REACCION EN EL APOYO

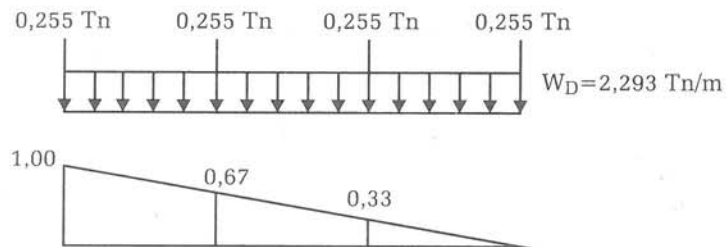
a. Por Carga Viva:



$$R_D = \frac{2,293 \times 12}{2} + 0,255(1 + 0,67 + 0,33) = 1427 \text{ Tn}$$



b. Por Carga Muerta



$$R_{s/c} = 4P + 4P(0,65) + 0,30P = 6,90P$$

$$R_{s/c} = 1,29 \times 6,90P = 8,90P = 8,90 \left(\frac{4,00}{2} \right) = 17,80 \text{ Tn}$$

c. Por Impacto:

$$R_I = 0,3 \times 17,80 = 5,34 \text{ Tn}$$

$$\text{Cortante Total } V_T = V_D + V_{S/C} + V_I$$

$$V_T = 37,41 \text{ Tn}$$

Diseño de la Lámina de Neopreno 09

Se tiene:

a) Por Carga Muerta : $V_D = 14,27 \text{ Tn} = 31,394 \text{ lb}$

b) Por Sobrecarga : $V_{s/c} = 17,80 \text{ Tn} = 39,160 \text{ lb}$

c) Por Impacto : $V_I = 5,34 \text{ Tn} = 11,748 \text{ lb}$

d) Cortante Total : $V_T = 37,41 \text{ Tn} = 82,302 \text{ lb}$

e) Dimensión del Neopreno:

- Longitud de Apoyo (ancho de viga): $L = 40 \text{ cm} = 15,75 \text{ pulg}$

- Espesor del Apoyo : $e = 0,012 \times L_p$

Donde:

e = espesor en pulgadas

L_p = longitud de puente (pies)

$$e = 0,012 \times 39,37 = 0,472 = 0,5 \text{ pulg.}$$

Asumiremos: $e = 1" = 2,5 \text{ cm}$

- Ancho del Apoyo (pulg):

$$A_1 = \frac{(\text{c. muerta} + \text{c. vivas})}{800 \times (\text{longitud del Apoyo } (b_w), \text{ pulg})}$$

$$A_1 = \frac{82\,302}{800 \times 15,75} = 6,53 \text{ pulg} = 16,59 \text{ cm}$$

$$A_2 = 5(\text{espesor del apoyo, pulg})$$

$$A_2 = 5 \times 0,5 = 2,5 \text{ pulg}$$



$A_3 =$ Por criterio asumiremos 30 cm = 11,81 pulg.

Se adopta el resultado mayor : $A = 30$ cm = 11,81 pulg

f. Dureza del Apoyo:

1. Esfuerzo Unitario:

$$\text{Esfuerzo Unit. a Comp. lb/pulg}^2 = \frac{(\text{c. muerta} + \text{c. vivas}) \text{ en lb}}{(\text{Long. apoyo} \times \text{ancho apoyo, pulg})}$$

$$\text{Esfuerzo Unit. Comp.} = \frac{82\,302 \text{ lb}}{15,75 \times 11,81 \text{ pulg}^2} = 442,47 \text{ lb/pulg}^2$$

2. Factor de Forma:

$$\text{Factor de Forma} = \frac{(\text{Long. Apoyo} \times \text{ancho, pulg})}{2(\text{Long. Apoyo} + \text{ancho, pulg})(\text{Espesor Apoyo, pulg})}$$

$$\text{Factor de Forma} = \frac{15,75 \times 11,81}{2(15,75 + 11,81) \times 1} = 3,37 = 3,5$$

g. Según ábaco (A) y con el Esfuerzo Unit. a Comp. y Factor de Forma Obtenemos:

Deformación : 8% < 15% Oki

Para dureza : 50

Verificación de Deslizamiento:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Desplazamiento de la} \\ \text{viga que puede absorber} \\ \text{el apoyo sin deslizarse} \end{array} \right] = \left[\frac{(\text{C. Muerta, lb})(\text{Espesor apoyo, pulg})}{(5)(\text{Long. Apoyo} \times \text{ancho, pulg})} \right] \times$$

$$\times \left[\begin{array}{l} 1,9 \text{ si temp. min. es } 20^\circ \text{ F} \\ 1,8 \text{ si temp. min. es } 0^\circ \text{ F} \\ 1,5 \text{ si temp. min. es } -20^\circ \text{ F} \end{array} \right] \div \left[\begin{array}{l} 110 \text{ si dureza es } 50 \\ 160 \text{ si dureza es } 60 \\ 215 \text{ si dureza es } 70 \end{array} \right]$$

$$D_v = \frac{V_D \times 1,9}{5 \times \text{Long. Apoyo} \times 110}$$

$$D_v = \frac{31\,394 \times 1 \times 1,9}{5 \times 15,75 \times 11,81 \times 110} = 0,583 \text{ pulg}$$

NOTA:

- Se tomará 1,9 porque la temperatura mínima por esta zona es aproximadamente 5°C, y su equivalente es 41°F.
- Se tomará 110 porque se tiene una dureza de 50.

- Desplazamiento de la viga que ocurrirá, en pulg:

$$D_L = (0,00006)(\text{variación de temp, } ^\circ\text{F})(\text{longitud de la viga, Ft})$$

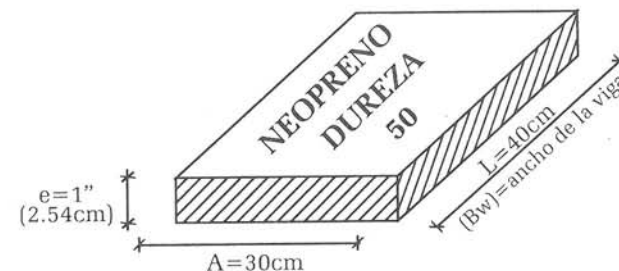
$$D_L = 0,00006 \times 36 \times 39,37 = 0,09 \text{ pulg.}$$

NOTA:

Generalmente la temperatura varía de 5°C a 25°C entonces la variación es de 36°F.

$$\therefore D_L < D_v \text{ OK}$$

- Las dimensiones del Neopreno serán:



Diseño del Apoyo Fijo 10

El apoyo fijo se diferencia del apoyo móvil, en donde la viga se ancla al estribo mediante varillas de acero colocados en hileras, paralela al cuerpo del estribo. Estas varillas son suficientes para anclar el puente impidiendo movimientos horizontales de la misma y sin transmitir momentos. El apoyo fijo se diseñará para resistir las fuerzas horizontales.

1. FUERZAS DE FRENADO:

Se considera como fuerzas de Frenado en puentes el 5% del peso de la s/c:

$$F_f = 5\%(P+4P+4P) = 0,45P$$

Donde:

$$P = \frac{4,00}{2} = 2,0 \text{ Tn (la rueda mas pesada del camión)}$$

$$F_f = 0,45 \times 2,0 = 0,90 \text{ Tn} \times \frac{1000 \text{ kg}}{1 \text{ Tn}} = 900 \text{ kg/mL}$$

2. FUERZAS DE FRICCIÓN:

Esta fuerza considera la fricción originada por los apoyos al rodar o deslizarse uno sobre otro. Esta fuerza es el 5% del peso de la superestructura:

$$F_{\text{fricción}} = 5\%[\text{N}^\circ \text{ diaf.} \times \text{peso diafragma} + W_{Dc} \text{ carga muerta} \times \text{luz puente}]$$

$$F_{\text{fricción}} = 5\%[4 \times 0,255 + (2,293 \times 12)] = 1,427 \text{ Tn}$$

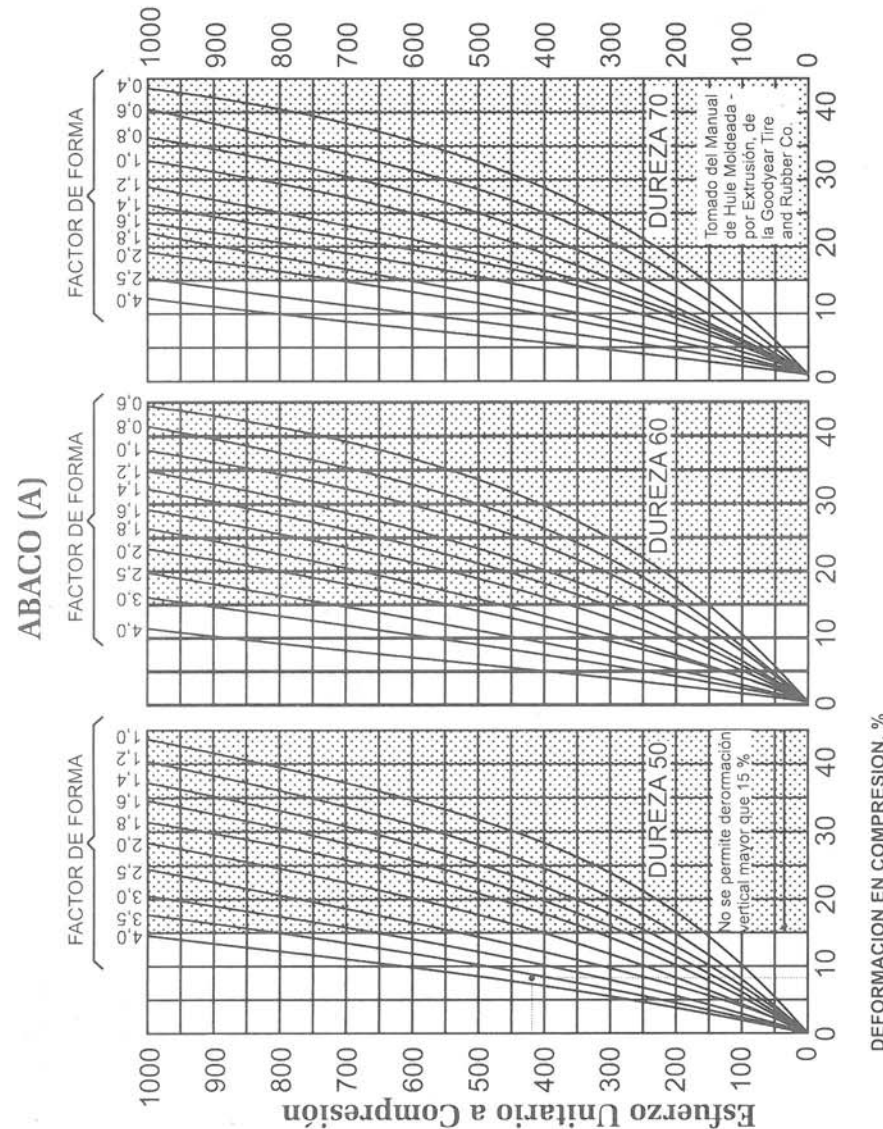
$$F_{\text{fricción}} = 1,427 \text{ Tn} \times \frac{1000}{1 \text{ Tn}} = 1,427 \text{ kg/m}$$

3. FUERZA TOTAL:

$$F_T = F_{\text{frenado}} + F_{\text{fricción}} = 900 + 1427 = 2324 \text{ kg/m}$$

4. CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE:

$$V = \frac{(F_s \times l \times \phi^5 / 8)}{J}$$



Donde:

* V = Fuerza Cortante (kg)

* Fs = Esfuerzo Cortante Admisible del Acero
 $F_s = 0,4F_y = 0,40 \times 4200 = 1680 \text{ kg/cm}^2$

* I = momento de inercia de la Sección Transversal de la varilla de $\phi 5/8"$

$$I = \frac{1}{64} \times (\phi 5/8)^4 = \frac{1}{64} \times (1,59 \text{ cm})^4 = 0,099 \text{ cm}^4$$

* J = momento estático de la sección de la varilla $\phi 5/8"$

$$J = \frac{2}{24} \times \phi 5/8" = \frac{2}{24} \times 1,59 \text{ cm} = 0,133 \text{ cm}$$

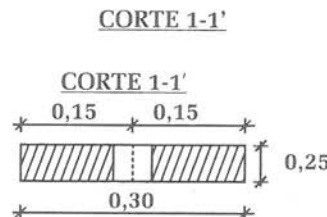
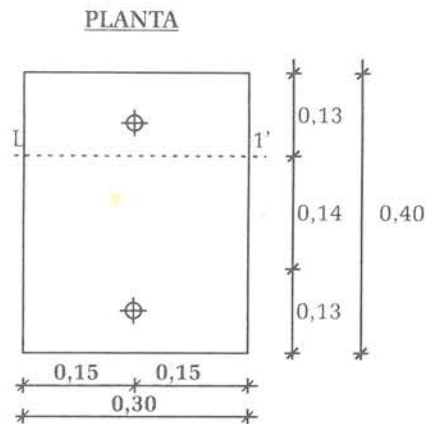
Reemplazando:

$$V = \frac{1680 \times 0,099 \times 1,59}{0,133} = 1988,337 \text{ kg}$$

5. CALCULO DEL PASADOR

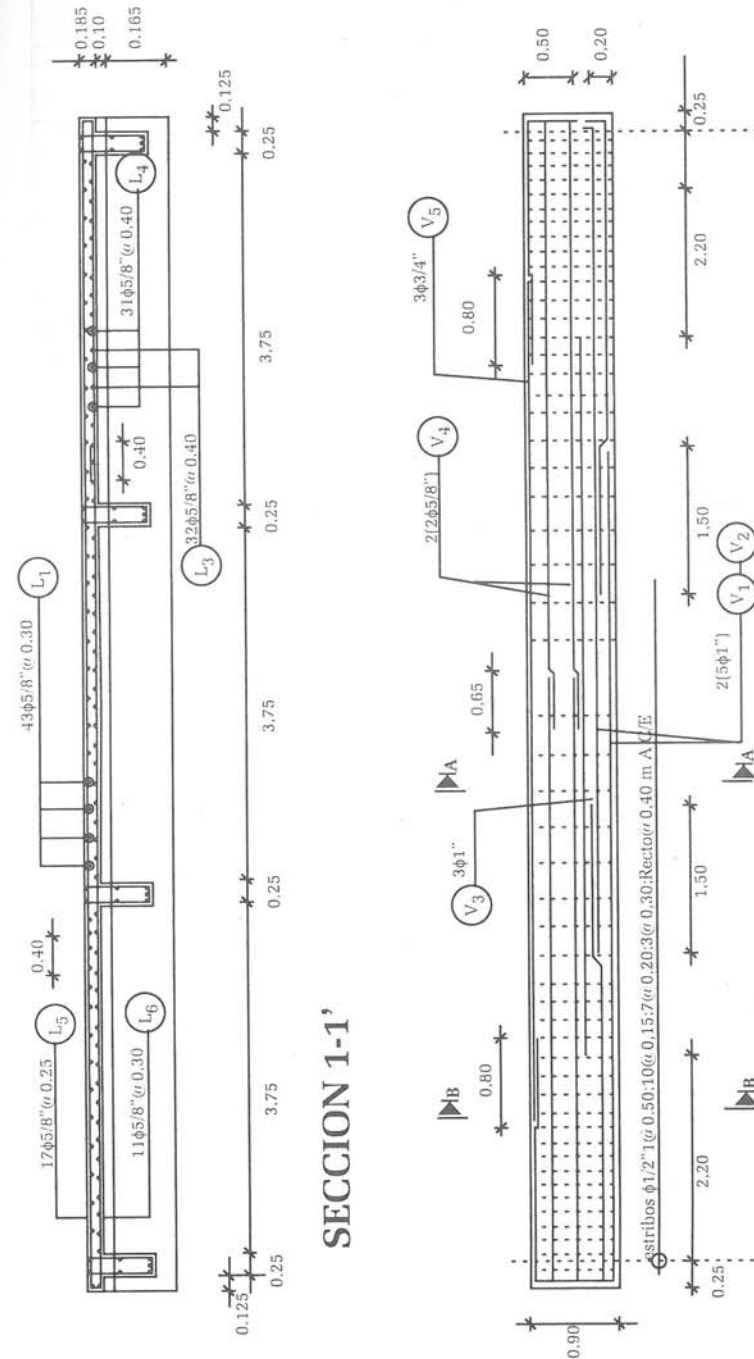
$$N^\circ = \frac{F_{\text{total}}}{V} = \frac{2324 \text{ kg}}{1988,337 \text{ kg}} = 1,17 \text{ varillas de } \phi 5/8" \text{ por viga}$$

Consideramos : $2\phi 5/8"$



NEOPRENO	
Longitud	: 0.40 m
Ancho	: 0.30 m
Espesor	: 0.25 m
Dureza	: 50

DETALLE NEOPRENO

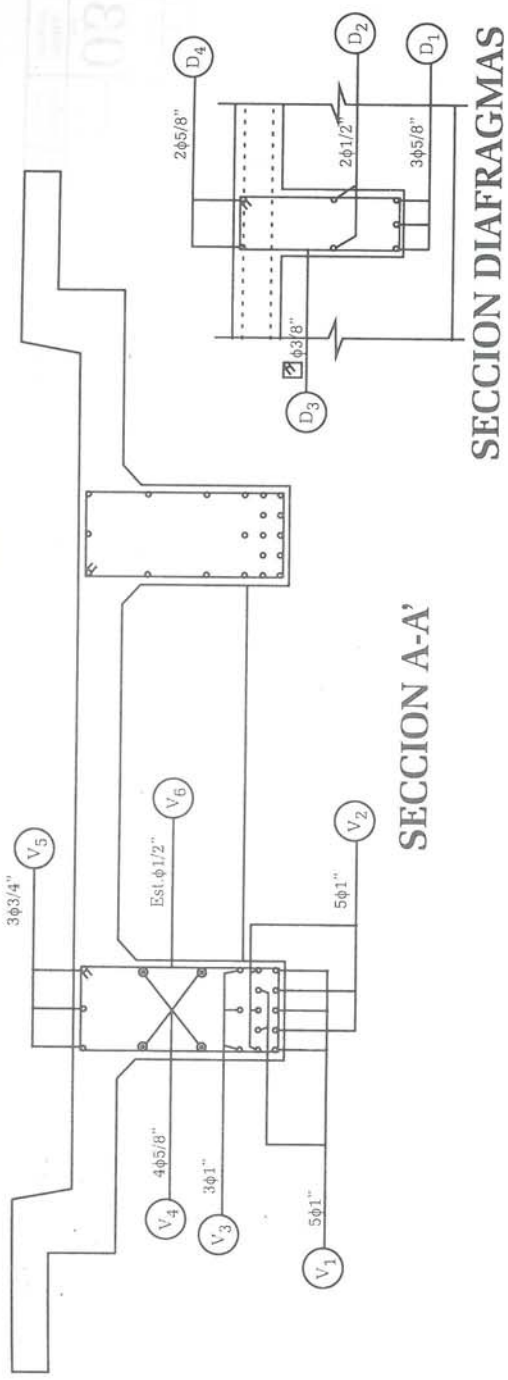


SECCION 1-1'

PROYECTO PUENTE LOSA - VIGA	
LAMINA:	03
PLANO:	SUPERESTRUCTURA - VIGA
CORTE A-A DE LOSA	
ETALLE DE ARMADURA	
Disenado por:	Elaborado por:
Ing. MANH.	Ing. CSV
ESCALA:	Influada
FECHA:	04-10-02

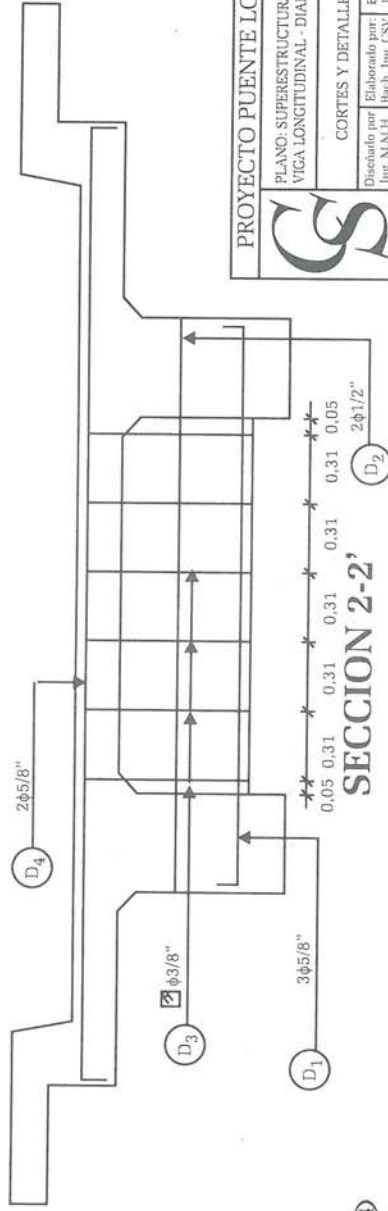
SECCION VIGA





SECCION A-A'

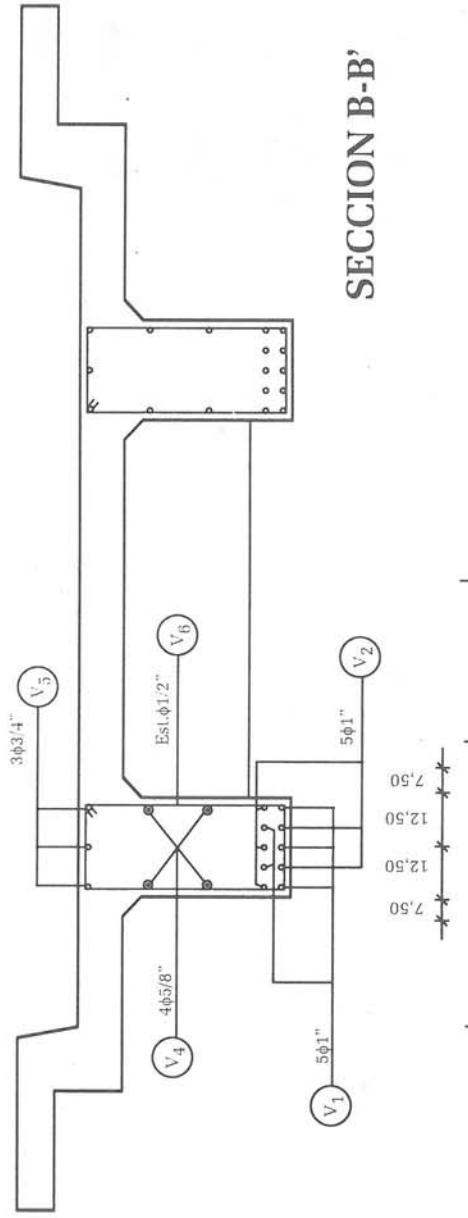
SECCION DIAFRAGMAS



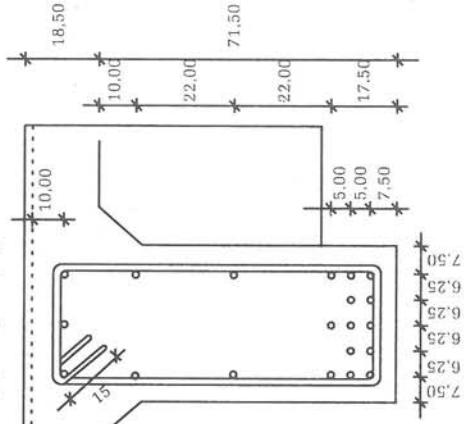
SECCION 2-2'

CS	PROYECTO PUENTE LOSA - VIGA	
	PLANO: SUPERESTRUCTURA VIGA LONGITUDINAL - DIAFRAGMA	LAMINA: 04
Disenado por: Ing. M.A.H.H.	Elaborado por: Ingen. Ing. CSV	FECHA: 04/04/02
	ESCALA: Infiltrada	
	CORTES Y DETALLES	

104



SECCION B-B'



DISTRIBUCION DE ACERO

CS	PROYECTO PUENTE LOSA - VIGA	
	PLANO: SUPERESTRUCTURA - VIGA	LAMINA: 05
Disenado por: Ing. M.A.H.H.	Elaborado por: Ingen. Ing. CSV	FECHA: 04/04/02
	ESCALA: Infiltrada	
	DETALLE DE ARMADURA	

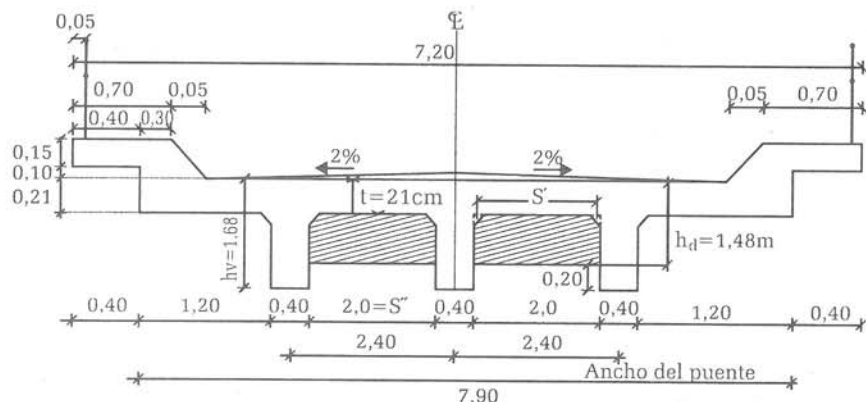


105

Cálculo y Diseño de un Puentes tipo Losa Viga con s/c Hs-25

11

Diseñar un puente de 2 vías con 3 vigas y diafragmas con ancho de calzado 7.20 m. Luz del puente 24m, s/c H5-25.



PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA

Se puede usar la tabla siguiente:

S(m)	1,8	2,10	2,40	2,70	3	4	4,5
t(cm)	16	16,5	18	19	20	22	25

El espaciamiento entre ejes de viga S=2.40, entonces el espesor de la Losa será t=18cm (según tabla).

1. Momento Tramo Interior

A. Momento por Peso Propio (MPP)

- P_{plosa}: $0,18 \times 1 \text{ m} \times 2,40 \text{ T/m}^3 = 0,432$

- Asfalto: $0,05 \times 1 \text{ m} \times 2 \text{ T/m}^3 = 0,100$
 $WD = 0,532 \text{ T/M}$

$MD = \frac{W_D \times S^2}{10}$, donde $S' = S'' - \frac{2 \times 0,10}{3} = 2 - \frac{0,20}{3} = 1,93 \text{ m}$

$\Rightarrow MD = \frac{0,532 \times 1,93^2}{10} = 0,198 \text{ T.m}$

b. Momento por s/c (para losas armadas perpendicularmente al sentido del trafico).

$ML = \frac{(S'+0,61)}{9,74} * P = \frac{(1,93 + 0,61)}{9,74} * 9,08_{tm} = 2,37 \text{ T.m}$

P - es la rueda más pesada del camión tipo (Hs-25-44)

Para tomar en cuenta la continuidad entre viga y losa determinaremos los momentos positivos y negativos afectando al valor calculado de los factores indicados.

- Momento Positivo

$+ M_L = 0,8 \times M_L = 0,8 \times 2,37 = 1,896 \text{ T.m}$

- Momento Negativo

$\bar{M}_L = 0,9 \times M_L = 0,9 \times 2,37 = 2,133 \text{ T.m}$

c. Momento por Impacto

$I = \frac{15,24}{5'+38} = \frac{15,24}{1,93 + 38} = 0,381 > 0,30$

Usar I = 0.30

d. Momento de Impacto Positivo

$+ \bar{M}_I = I \times M_L = 0,3 \times 1,896 = 0,568 \text{ T.m}$

e. Momento de Impacto Negativo

$\bar{M}_I = I \times \bar{M} = 0,30 \times 2,133 = 0,639 \text{ T.m}$

f. Determinación del Peralte

- Hallando los momentos por servicio:

$+ M_{total} = M_D + M_L + M_I = 0,198 + 1,896 + 0,568 = 2,662 \text{ T.m}$

$\bar{M}_{total} = M_D + \bar{M}_L + \bar{M}_I = 0,198 + 2,133 + 0,639 = 2,970 \text{ T.m}$



El Peralte mínimo es.

$$d = \sqrt{\frac{2 \times M_{tot}}{f_c \times k \times j \times b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{2 \times 2,662,10^5 \text{ kg.cm}}{84 \times 0,33 \times 0,889 \times 100}} = 14,69 \text{ cm} < 18 \text{ cm}$$

Asumiendo un recubrimiento superior de 5cm y el uso de fierros de 5/8" cuyo diámetro es: 1,59 cm.

$$l_{losa} = d + \text{recub} + \frac{\phi}{2} = 14,69 + 5 + \frac{1,59}{2} = 20,485 \text{ cm}$$

$$\text{Usar } l_{losa} = 21 \text{ cm}$$

Luego tendremos para el diseño:

Luego tendremos para el diseño:

$$d = 21 - 5 - \frac{1,59}{2} = 15,21 \text{ cm}$$

Carga muerta:

$$\text{- Peso Propio de Losa: } 0,21 \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ m}^3 = 0,504$$

$$\text{- Asfalto: } 0,05 \times 1 \text{ m} \times 2 \text{ T/m}^3 = 0,100$$

$$\text{WD} = 0,604 \text{ T/m}$$

Momentos:

$$M_D = \frac{W_D \times S^2}{10} = \frac{0,604 \times 1,93^2}{10} = 0,225 \text{ T.m}$$

Diseño por Rotura

Momento Último Positivo

$$M_u^+ = 1,3 \left[M_D + 1,67 \left(M_L^+ + M_I^+ \right) \right]$$

$$M_u^+ = 1,3 [0,225 + 1,67(1,896 + 0,568)] = 5,64 \text{ T.m}$$

Reemplazando:

$$M_u = 0,90 A_s f_y \left[d - \frac{A_s f_y}{1,7 f_c b} \right]$$

$$5,64 \times 10^5 = 0,9 A_s \times 4200 \left[15,21 - \frac{A_s \times 4200}{1,7 \times 210 \times 100} \right]$$

$$444,71 A_s^2 - 57493,8 A_s + 5,64 \times 10^5 = 0$$

Resolviendo se tendrá:

$$\left. \begin{array}{l} A_{s1} = 10,694 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 118,589 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Se considera el menor} \\ A_{s1} = 10,694 \text{ cm}^2 \end{array}$$

Verificando por Cuantía Mínima:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{y} b x d = \frac{14}{4200} \times 100 \times 15,21 = 5,07 \text{ cm}^2 < 10,694 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } A_{s_{dis}} = 10,694 \text{ cm}^2$$

Hallando el espaciamiento entre barras o para Acero de 5/8" ($A_s = 1,98 \text{ cm}^2$)

$$\frac{10,694}{1,98} \times 100 \text{ cm} = S_{5/8"}$$

$$S_{5/8"} = 18,52 \text{ cm}$$

Tomaremos $\phi 5/8" @ 0,18 \text{ m}$

Momento Ultimo Negativo:

$$M_u^- = 1,3 \left[M_D + 1,67 \left(M_L^- + M_I^- \right) \right]$$

$$M_u^- = 1,3 [0,225 + 1,67(2,133 + 0,639)] = 6,31 \text{ Tm}$$

Reemplazando:

$$M_u = 0,9 A_s f_y \left[d - \frac{A_s f_y}{1,7 f_c b} \right] = 6,31 \text{ Tm}$$

$$6,31 \times 10^5 = 0,9 A_s \times 4200 \left[15,21 - \frac{A_s \times 4200}{1,7 \times 210 \times 100} \right]$$

$$444,71 A_s^2 - 57493,8 A_s + 6,31 \times 10^5 = 0$$



Resolviendo se tendrá:

$$As_1 = 117,17 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 12,11 \text{ cm}^2$$

Se considera $As = 12,11 \text{ cm}^2 > As_{min}$ OK!

Hallando el espaciamiento entre barra de 5/8"

$$12,11 \text{ cm}^2 \text{ --- } 100 \text{ cm}$$

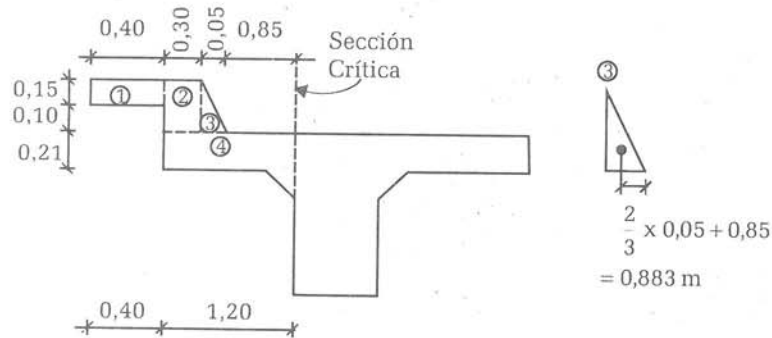
$$1,98 \text{ cm}^2 \text{ --- } S_{5/8"}$$

$$S_{5/8"} = 16,35 \text{ cm}$$

Tomaremos $\phi 5/8" @ 0,16 \text{ m}$

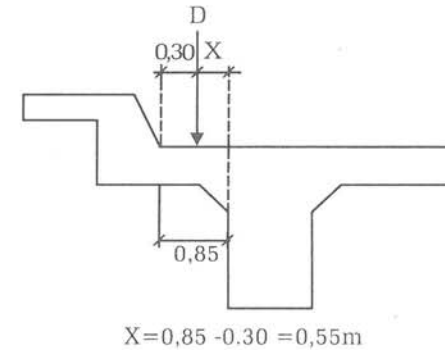
Diseño tramo en voladizo

a. Momento por Carga Muerta



Sección	Carga (tn)	Distancia (m)	Momento (T.m)
1	$0,4 \times 0,15 \times 1 \times 2,4 = 0,14$	1,40	0,196
2	$0,3 \times 0,25 \times 1 \times 2,4 = 0,18$	1,05	0,189
3	$\frac{0,05 \times 0,25}{2} \times 1 \times 2,4 = 0,015$	0,883	0,013
4	$0,21 \times 1,20 \times 1 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 0,605$	0,60	0,363
Asfalto	$0,85 \times 0,05 \times 1 \times 2 \text{ T/m}^3 = 0,085$	0,425	0,036
Baranda	0,10	1,55	0,155
TOTAL			0,961 T.m.

1 Metrado por Carga Viva (Sobrecarga)



a. Se determina el ancho efectivo (E)

$$E = 0,80x + 1,143 = 0,8 \times 0,55 \times 1,143 = 1,583 \text{ m}$$

b. El momento será:

$$M_L = \frac{P \times X}{E} = \frac{9,08 \times 0,55}{1,583} = 3,154 \text{ T.m}$$

c. Momento por Impacto

$$M_I = I \times M_L = 0,30 \times 3,154 = 0,946 \text{ T.m}$$

Diseño por Rotura

Momento último negativo en voladizo

$$M_u = 1,3 [M_D + 1,67 (M_L + M_I)]$$

$$M_u = 1,3 [0,961 + 1,67 (3,154 + 0,946)] = 10,15$$

Hallando el área del acero

$$M_u = \phi As f_y \left[d - \frac{As f_y}{1,7 f_c b} \right]$$

$$10,5 \times 10^5 = 0,9 \times As \times 4200 \left[15,21 - \frac{As \times 4200}{1,7 \times 210 \times 100} \right]$$

$$4444,71 As^2 - 57493,8 As + 10,15 \times 10^5 = 0$$

Resolviendo

$$As = 21 \text{ cm}^2$$



Hallando el espaciamiento entre barras de $\phi 5/8''$

$$S_{5/8} = 9,4 \text{ cm}$$

Usar $\phi 5/8'' @ 0,09$

2. Armadura de Reparación

- Se coloca perpendicularmente al refuerzo principal.
- Por ser el refuerzo principal perpendicular al tránsito se tendrá.

$$A_{sr} = \% Asp$$

Donde:

$$\% = \frac{121}{\sqrt{s'}} = \frac{121}{\sqrt{1,93}} = 87\% = 0,87\% > 0,67 \quad \text{usar } \% = 0,67$$

a) Acero Repartición Positivo:

$$A_{sr}^+ = 0,67 \times 10,694 = 7,164 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 21 = 2,1 \text{ cm}^2$$

Como $A_{st} < A_{sr}^+$ entonces usar

$$A_{sr}^+ = 7,164 \text{ cm}^2 \quad \text{Asumiendo } \phi 5/8''$$

$$S_{5/8} = \frac{1,98 \times 100}{7,164} = 27,64 \text{ cm}$$

Usar $\phi 5/8'' @ 0,27 \text{ m}$

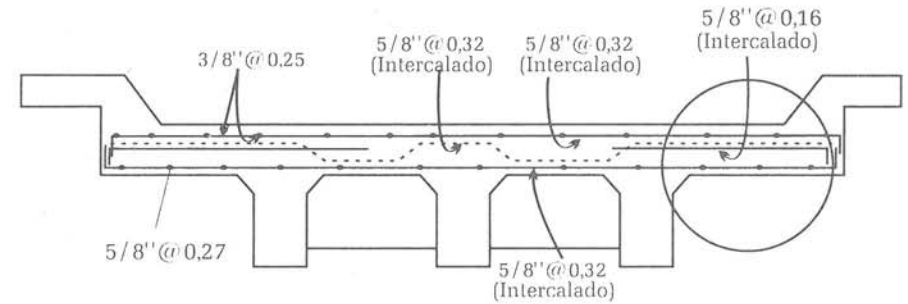
b) Armadura de temperatura

$$A_{st} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 21 = 2,1 \text{ cm}^2 < 2,64 \text{ cm}^2$$

Según la Norma AASHTO el área del acero por temperatura debe ser $\geq 2,64 \text{ cm}^2$ en cada dirección.

Asumiento $\phi 3/8'' (A_s = 0,71 \text{ cm}^2)$

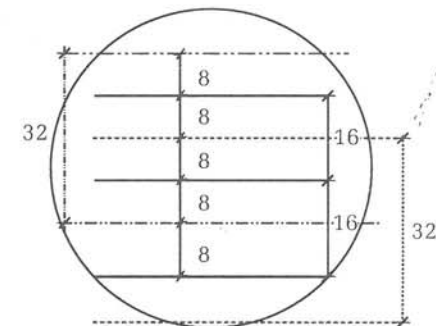
$$S_{3/8} = \frac{0,71 \times 100}{2,64} = 26,89 \text{ cm} \quad \text{usar } \phi 3/8'' @ 0,25 \text{ m}$$



Resumen de Acero

- Acero Negativo en volado : $5/8'' @ 0,09$ Usar $5/8'' @ 0,08$ → Intercalando $5/8'' @ 0,16$
- + Acero Positivo principal : $5/8'' @ 0,18$ ↗ Intercalando $5/8'' @ 0,32$ (Considerando el menor)
- Acero Negativo : $5/8'' @ 0,16$ ↖
- Acero repart : $5/8'' @ 0,27$
- Acero Temp : $3/18'' @ 0,25$

DETALLES E LA ZONA DEL VOLADO (Acero Negativo) (Acero Superior)



PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA LONGITUDINAL

1. Peralte de Viga:

L - Luz entre ejes de apoyo = 24m

Se tiene:

$h_1 = 0,07 \times \ell = 0,07 \times 24 = 1,68\text{m}$

$h_2 = \left(\frac{\ell + 9}{18}\right) \times 1,10$ ℓ - Luz del puente en pies

$\ell = 24\text{m} = 78,74$ pies

$h_2 = \left(\frac{78,74 + 9}{18}\right) \times 1,1 = 5,362\text{Pies} = 1,634\text{m}$

- Se tomará $h_v = 1,68\text{m}$

- Ancho viga $b_v = 0,40\text{m}$ (para 6 ϕ 1" por capa)

- Peralte Losa $t = 21\text{cm}$

• Número de diafragmas:

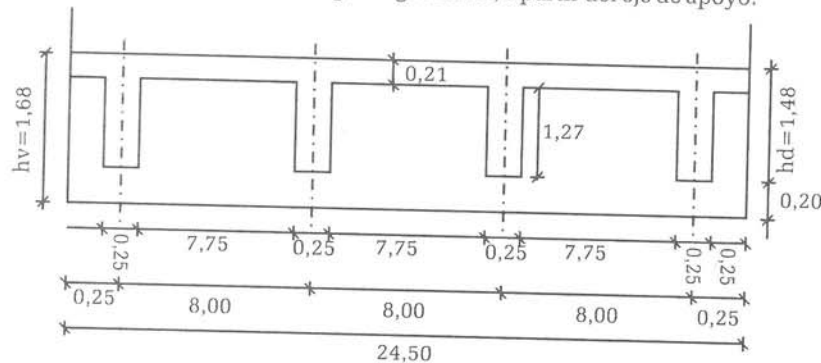
- Se colocarán diafragmas cada: $\frac{L}{3} = \frac{24}{3} = 8\text{m}$

- Número de diafragmas = $\frac{24}{8} + 1 = 4$ diafragmas espaciadas a 8m

Ancho viga diafragmada $b_d = 0,25$

Peralte de la viga diafragmada $h_d = h_v - 0,20 = 1,68 - 0,20 = 1,48\text{m}$

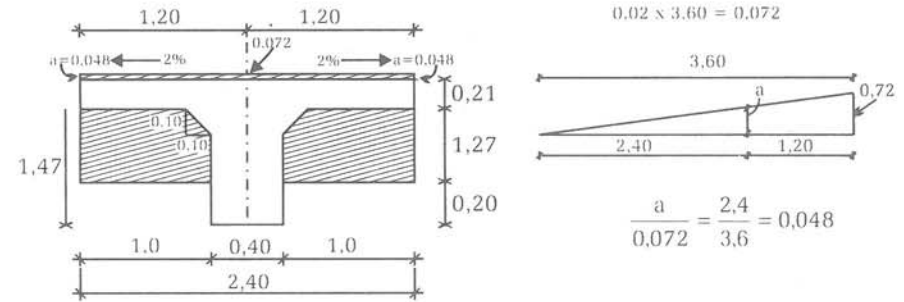
• Generalmente para puentes de 12m a 25m, se aumentará entre 25 a 30cm. Los extremos de la viga longitudinal, a partir del eje de apoyo.



Sección Longitudinal

Diseño de la Viga Longitudinal

• Metrado de cargas: (Viga Inferior)



a) Metrado de Cargas

$P_{pLosa} = 0,21 \times 2,40 \times 2,4\text{T/m}^3 + \left[\left(\frac{0,072 + 0,48}{2} \times 1,26 \right) \times 2,4 \right] \times 2 = 1,56\text{T/m}$

$P_{pviga} = 0,40 \times 1,47 \times 2,4\text{T/m}^3 + 0,10 \times 0,10 \times 2,40\text{T/m}^3 = 1,435\text{T/m}$

Asfalto = $0,05 \times 2,40 \times 2\text{T/m}^3 = 0,240\text{T/m}$

$\Sigma W_D = 3,24\text{T/m}$

• Metrado de cargas de viga exterior (ver ejemplo de Pag. 68)

• Se puede uniformizar la cantidad de acero con la viga mar crítica

Peso de la viga Diafragmada

$P_d = (1,27 \times (1 + 1) \times 0,25) \times 2,4\text{T/m}^3 = 1,524\text{Tn}$

b) Carga Viva

Peso de la rueda trasera $H_s - 25 = 9,08\text{Tn}$

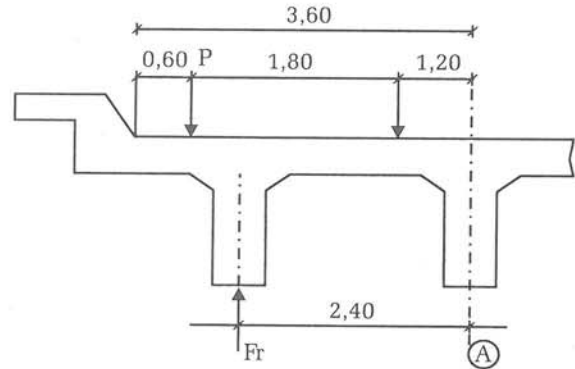
Coefficiente de Impacto:

$I = \frac{15,24}{L + 38} = \frac{15,24}{24 + 38} = 0,245 < 0,30$

Usar $I = 0,245$



Se determina el coeficiente de concentración de carga:



$$\Sigma M_A = 0$$

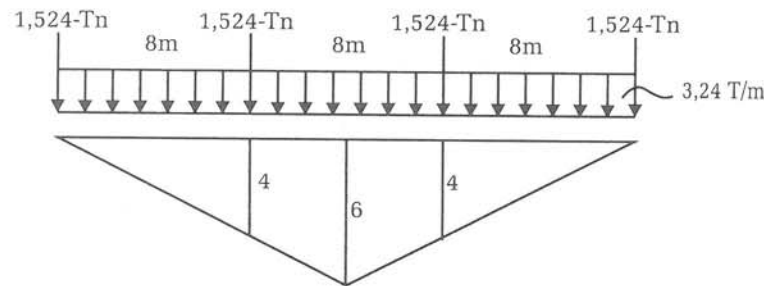
$$F_r \times 2,40 - P \times 3 - P \times 1,20 = 0$$

$$F_r = \frac{3P + 1,20P}{2,40} = 1,75P$$

Entonces el coeficiente de concentración $C_c = 1,75$

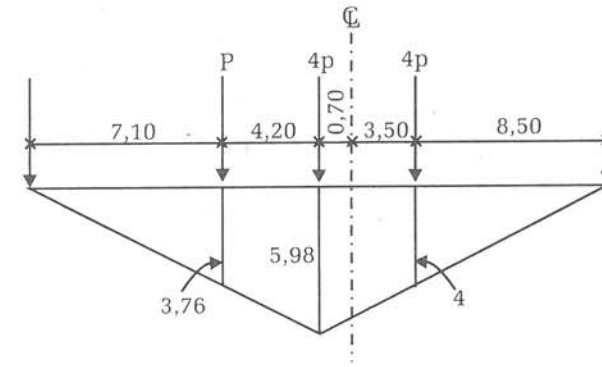
Momentos

Momento por Carga Muerta (M_D)



$$M_D = 1,524 \times 4 \times 2 + 3,24 \times \frac{24 \times 6}{2} = 245,47 T_{nm}$$

Momento por Sobrecarga (M_L)



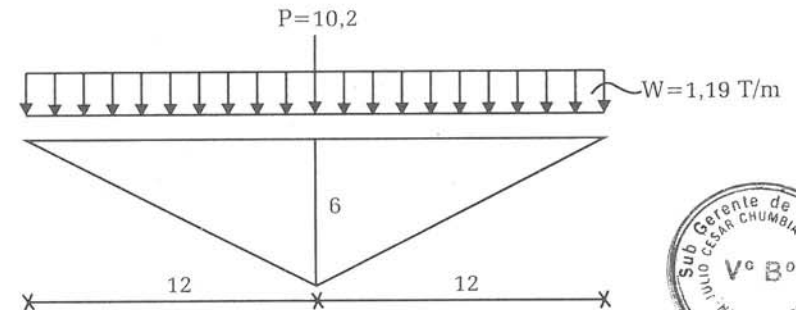
$$M_L = P \times 3,76 + 4P \times 5,98 + 4P \times 4 = 43,68P$$

$$M_{S/C(max)} = 43,68 \times \frac{P}{2} = 43,68 \times \frac{4,54}{2} = 99,153 T.m$$

Aplicando el coef. de concentración de cargas:

$$M_{S/C(final)} = M_{S/C(máx)} \times C_c = 99,153 \times 1,75 = 173,517 T.m$$

Determinar el momento por sobrecarga equivalente (Hs-25)



$$M_{eq} = 10,2 \times 6 + 1,19 \times \left(\frac{6 \times 24}{2} \right) = 146,88 T.m$$

(El valor del Momento Máximo por vía ocasionado por la S/c equivalente de la Norma americana).



Ancho de calzado = 7.20 m

Nº de Vías = $\frac{7,20}{3,05} = 2$ vías

Meq.final = $\frac{N^\circ \text{ Vías} \times \text{Meq}}{N^\circ \text{ Vigas}} = \frac{2 \times 146,88}{3} = 97,92 \text{ T.m}$

Comparando ambos momentos, escogemos el mayor:

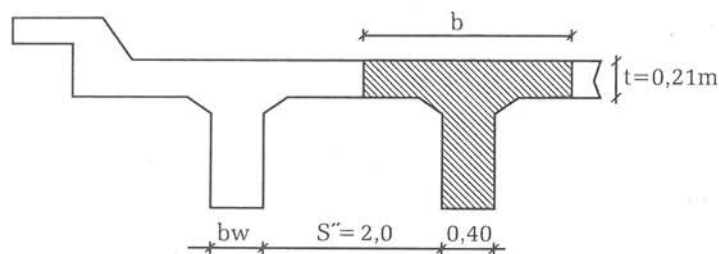
$M_{s/c} = 173,517 \text{ T.m}$

Momento por Impacto:

$I = 0,245$

$M_I = M_{s/c} \times I = 173,517 \times 0,245 = 42,51 \text{ T.m}$

Diseño de Viga (T) por flexión



El ancho efectivo se determina como el menor de:

$b \leq \frac{L}{4} = \frac{24}{4} = 6\text{m}$

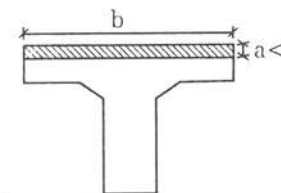
$b \leq 16t + bw = 16 \times 0,21 + 0,40 = 3,76\text{m}$

$b \leq s'' + bw = 2 + 0,40 = 2,40\text{m}$

Usar el menor $b = 2,40 = 240 \text{ cm}$

Determinación del Peralte por servicio

- Supongamos que el eje neutro se halla dentro del ala ($a < 0,21\text{m}$)
- Entonces el calculo se realiza como una viga rectangular de ancho $b = 2,40\text{m}$



$M_{servicio} = M_D + M_L + M_I$

$M_s = 245,47 + 173,517 + 42,51 = 461,5 \text{ Tn.m} = 461,5 \times 10^5 \text{ kg.cm}$

Cálculo de los esfuerzos permisibles de los materiales por el método de servicio.

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $f_c = 0,4 f'_c = 84 \text{ kg/cm}^2$

$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f_s = 0,4 f'_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$

$r = \frac{f'_s}{f'_c} = 20$

$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21 \times 10^5}{15000 \sqrt{210}} = 10$

$k = \frac{n}{n+r} = \frac{10}{10+20} = 0,33$

$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0,33}{3} = 0,889$

$d = \sqrt{\frac{2M_s}{f'_c \cdot k \cdot j \cdot b}} = \sqrt{\frac{2 \times 461,5 \times 10^5}{84 \times 0,33 \times 0,889 \times 240}} = 124,924 \text{ cm} < 168 \text{ cm OK!}$

Inicialmente en el diseño se ha asumido acero de $\phi 1''$, que estará distribuido en 5 capas, por lo tanto $d = h - 18$ (aproximadamente).

$d = 168 - 18 = 150 \text{ cm}$

Determinación de la cantidad de acero por el método de rotura:

$M_{u1} = 1,3[M_D + 1,67(M_L + M_I)]$ (1)

$M_{u1} = 1,3[245,47 + 1,67(173,517 + 42,51)] = 788,105 \text{ Tn.m}$

Se tiene:

$$M_u = \phi A_s F_y \left[d - \frac{A_s y}{1,7 c b} \right]$$

$$M_u = 0,90 A_s \times 4200 \left[150 - \frac{A_s \cdot 4200}{1,7 \times 210 \times 240} \right] \dots \dots \dots (2)$$

Igualando (1) = (2)

$$788,105 \times 10^5 = 567\,000 A_s - 185,29 A_s^2$$

Resolviendo ecuación de 2do grado y considerando (A_s) el menor:

$$A_s = 146 \text{ cm}^2$$

Considerando acero de $\phi 1"$ ($A_s = 5,07 \text{ cm}^2$)

$$\# \text{ varillas} = \frac{146}{5,07} = 29$$

Se tomará $30\phi 1"$ (por el proceso constructivo)

Entonces el área de acero real es:

$$A_s = 30 \times 5,07 = 152,1 \text{ cm}^2$$

Verificando cuantía

- Determinación de la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c' \rho_1}{f_y} \times \frac{0,003 E_s}{0,003 E_s + F_y} = \frac{0,85 \times 210 \times 0,85}{4\,200} \times \frac{0,003 \times 21 \times 10^5}{0,003 \times 21 \times 10^5 + 4\,200}$$

$$\rho_b = 0,021675$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,01626$$

La cuantía real de la viga:

$$\rho = \frac{A_s}{b x d} = \frac{152,10}{240 \times 150} = 0,0042 < \rho_{\max} \text{ OK!}$$

Para no verificar deflexiones:

$$f_{\max} = \frac{0,18 f_c'}{f_y} = \frac{0,18 \times 210}{4\,200} = 0,009 > \rho = 0,0042 \text{ OK!}$$

Verificando el eje neutro:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 x f_c' x b} = \frac{152,1 \times 4\,200}{0,85 \times 210 \times 240} = 14,9 \text{ cm} < t = 21 \text{ cm} \text{ OK!}$$

\(\therefore\) La posición de eje neutro se halla en el ala de la viga, por lo tanto es correcto el diseño de la viga como rectangular.

Verificación por fatiga en servicio

- Momento por servicio máximo:

$$M_{\text{tot}} = M_D + M_{s_k} + M_I = 461,05 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$F_{s\max} = \frac{M_{\text{tot}}}{A_s \times j \times d} = \frac{461,05 \times 10^5}{152,1 \times 0,889 \times 150} = 2275,36 \text{ kg/cm}^2$$

- Momento por servicio mínimo:

$$M_D = 245,47 \text{ Tm} = 245,47 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$F_{s\min} = \frac{M_D}{A_s \times j \times d} = \frac{245,47 \times 10^5}{152,1 \times 0,889 \times 150} = 1\,210,25 \text{ kg/cm}^2$$

- Rango de esfuerzo actuante:

$$\Delta f = F_{s\max} - F_{s\min} = 2275,36 - 1\,210,25 = 1\,065,11 \text{ kg/cm}^2$$

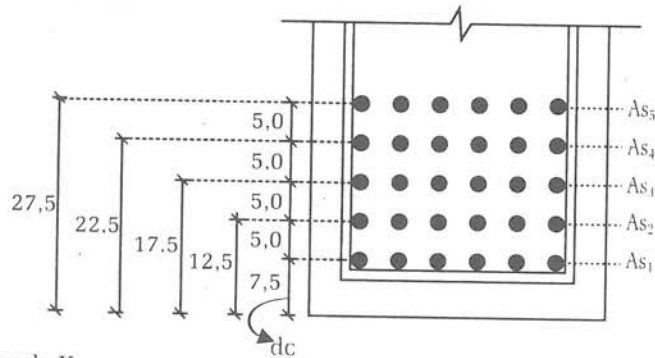
- Rango de esfuerzo admisible:

$$f_t = 1\,635,36 - 0,36 \times F_{s\min} = 1\,635,36 - 0,36 \times 1\,210,25 = 1\,199,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t > \Delta f \rightarrow 1\,199,67 > 1\,065,11 \text{ OK!}$$



Distribución de Acero (se tiene 30 φ 1")



Hallando X_L :

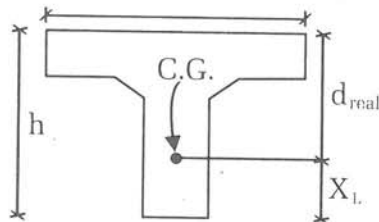
$$A_{stot} \times X_L = A_{s1} \times 7.5 + A_{s2} \times 12.5 + A_{s3} \times 17.5 + A_{s4} \times 22.5 + A_{s5} \times 27.5$$

$$152.1 \times X_L = 30.42 \times 7.5 + 30.42 \times 12.5 + 30.42 \times 17.5 + 30.42 \times 22.5 + 30.42 \times 27.5$$

$$152.1 \times X_L = 30.42(7.5 + 12.5 + 17.5 + 22.5 + 27.5)$$

$$X_L = 17.5 \text{ cm}$$

entonces $d_{real} = h - X_L = 168 - 17.5 = 150.5$



C.G. = Centro de gravedad del acero

Recalculando con el nuevo peralte, el área del acero:

$$M_u = \phi A_s f_y \left[d - \frac{A_s f_y}{1.7 f_c b} \right]$$

$$M_u = 0.9 \times A_s \times 4200 \left[150.5 - \frac{A_s \times 4200}{1.7 \times 210 \times 240} \right] \dots \dots \dots (1)$$

$$M_u = 788,105 \times 10^5 \text{ kg.cm} \dots \dots \dots (2)$$

Igualando (1) = (2) se tendrá:

$$788,105 \times 10^5 = 568,890 A_s - 185,29 A_s^2$$

$$A_s = 145,42 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ varillas} = \frac{145,42}{5,07} = 28,68 \approx 29 \text{ varillas OK! Se tomará 30 varillas}$$

$$A_{sr} = 30 \times 5,07 = 152,1 \text{ cm}^2$$

Por el proceso constructivo se tomará 30 φ 1" OK!

Verificación por agrietamiento:

- Para condiciones severas de exposición:

$$z = 23000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{2 \times X_L \times b \times w}{\# \text{ varillas}} = \frac{2 \times 17,5 \times 40}{30} = 46,67$$

$$f_{s \text{ max}}^{\text{admisible}} = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{7,5 \times 46,67}} = 3263,8 \text{ kg/cm}^2$$

Como el máximo esfuerzo actuante es:

$$f_{s \text{ max}}^{\text{admisible}} = \frac{M_{tot}}{A_s \times j \times d} = \frac{461,5 \times 10^5}{152,1 \times 0,889 \times 150,5} = 2267,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s \text{ max}}^{\text{admisible}} > f_{s \text{ max}}^{\text{act.}} \text{ OK!}$$



Bibliografía

1. Copias de clases del autor.
2. Manual del "AASHTO".
3. José Jack Eduardo Manuel Pedro, Puentes Análisis, Diseño y Construcción American Concrete Institute. Perú 2da Edición 1994.
4. Victor Sánchez Moya, Actualización en Ingeniería de Puentes y Carreteras, Manual, Huancayo - Perú 1998.
5. Ilsa Carrera de Escalante, Puentes y Redes Viales de Integración, Manual Huancayo Perú 1999.
6. Pablo, Apaza Herrera, Puentes: Introducción al Diseño de Puentes en Concreto. Edición 1996.

Se terminó de editar e imprimir el 05 de Setiembre del 2005

CELTRONIC DEL PERU S.A.C.

Av. Bolivia 148 Of. 2040 C.C. Centro Lima - Lima

Telefax: 332-4847

Setiembre, 2005 Lima - Perú

