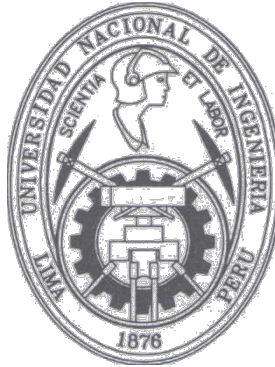


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil



DISEÑO DEL PUENTE BOLIVAR - HUARAZ

TESIS

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

QUIROZ CHÁVEZ, ROGELIO

-1980-

C O N T E N I D O

CAPITULO I

	PAG.
<u>INTRODUCCION</u>	
<u>1.00 MEMORIA DESCRIPTIVA</u>	9
1.01 Generalidades	9
1.02 Condiciones Locales	10
1.03 Selección del tipo de puente	11
1.04 Esviamiento	
<u>2.00 BASES DEL CALCULO</u>	
2.01 Dimensiones	14
2.02 Cotas	
2.03 Sobrecargas	14
2.04 Características de los materiales	14
2.05 Constantes elásticas	16
2.06 Peso específico de materiales	17
2.07 Conversiones	17

CAPITULO II

<u>DISEÑO DE LA SUPER ESTRUCTURA</u>	
<u>1.00 DIMENSIONAMIENTO</u>	19
<u>2.00 CALCULO DE BARANDAS, VEREDAS Y CORDINES</u>	19
2.01 Cálculo del cordón	19
2.02 Cálculo de pilastras	
2.03 Cálculo de veredas	23
2.04 Cálculo del sardinal exterior	25
2.05 Cálculo del sardinal interior	
<u>3.00 DISEÑO DEL TABLERO</u>	27

3.01	Conceptos previos	27
3.02	Cálculo del volado	27
3.03	Cálculo de la losa entre vigas	
3.04	Acoro de repartición	31
3.05	Acoro de temperatura	32
3.06	Distribución de armadura en el tablero ...	32
4.00	<u>CALCULO DE VIGAS</u>	
4.01	Conceptos previos	33
4.02	Cálculo de momento	39
4.03	Selección de perfiles	
4.04	Análisis de esfuerzos en el perfil	
	VS 120 x 250, para vigas interiores	50
4.05	Análisis de esfuerzos en el perfil	
	VS 120 x 250, para vigas exteriores	51
4.06	Solución adoptada	53
4.07	Momento resistente de secciones sin platea- banda en vigas interiores	53
4.08	Momento resistente de secciones sin platea- banda en vigas exteriores	55
4.09	Longitud de plateandas	56
4.10	Análisis de fuerzas cortantes	58
5.00	<u>CALCULO DE DIAFRAGMAS</u>	63
5.01	Análisis de momentos	63
5.02	Selección del perfil	64
5.03	Análisis de esfuerzos en el perfil VS 45x49...64	
5.04	Solución adoptada	
6.00	<u>ATIEZADORES</u>	65
6.01	Atiezadores intermedios	65

6.02 Atizadores longitudinales	68
6.03 Atizadores de apoyo	68
7.00 <u>CONEXIONES</u>	72
7.01 Clases de Conexiones	72
7.02 Especificaciones para conexiones soldadas..	78
7.03 Conexión perfil-losa	
7.04 Conexión perfil platebanda	92
7.05 Empalme de perfiles	95
7.06 Conexiones varias	97
8.00 <u>DISPOSITIVOS DE APOYO</u>	99
8.01 Tipos de apoyo	99
8.02 Dispositivos de apoyo a usar	103
8.03 Cálculo de apoyos	104
8.04 Solución adoptada	107
<u>CAPITULO III</u>	
<u>DISEÑO DE LA SUB-ESTRUCTURA</u>	
1.00 <u>ASPECTOS TEÓRICOS</u>	109
1.01 Estribo.	109
1.02 Partes de un estribo	109
1.03 Estabilidad del estribo	109
1.04 Fuerzas que actúan sobre el estribo	111
1.05 Principio del tercio medio	113
1.06 Condiciones de carga del estribo	113
1.07 Dimensionamiento	114
2.00 <u>CÁLCULO DEL ESTRIBO I PUENTE Y CON</u>	
<u>ROLLENO SOBRE CARGA</u>	117
2.01 Análisis de la sección A-A	117
2.02 Análisis de la sección B-B	118
2.03 Análisis de la sección C-C	119

2.04 <u>Análisis</u> de la sección D-D	121
3.00 <u>CALCULO DEL ESTRIPO CON PUENTE Y RELLENO</u>	
<u>SOBRECARGAS</u>	122
3.01 Análisis de la sección A-A	123
3.02 Análisis de la sección B-B	124
3.03 Análisis de la sección C-C	125
3.04 Análisis de la sección D-D	127
4.00 <u>CALCULO EN LAS ALAS DE ESTRIPOS SIN VEREDAS</u>	
4.01 Análisis de la sección A-A	129
4.02 Análisis de la sección B-B	131
4.03 Análisis de la sección C-C	132
4.04 Análisis de la sección D-D	134
5.00 <u>CALCULO EN LAS ALAS DE ESTRIPOS CON VEREDAS</u>	
<u>SOBRECARGADA</u>	136
5.01 Análisis de la sección A-A	136
5.02 Análisis de la sección B-B	137
5.03 Análisis de la sección C-C	139
5.04 Análisis de la sección D-D	140
6.00 <u>CALCULO DEL MURO DE ENCAUCEAMIENTO</u>	143
6.01 Análisis de la sección A-A	143
6.02 Análisis de la sección B-B	145
<u>CAPITULO IV</u>	
<u>ESPECIFICACIONES, METRADO Y PRESUPUESTO</u>	
Especificaciones Técnicas y de Construc	
ción	148
Metrado	165
Presupuesto	175
<u>BIBLIOGRAFIA</u>	178-
<u>ANEXO 1</u>	

<u>PLANOS</u>	09
Trazado de ejes	T-1
Plano topográfico	T-2
Perfil longitudinal	T-3
Estructuras	E-1
Detalles	

C A P I T U L O 1

I N T R O D U C C I O N

1.00 MEMORIA DESCRIPTIVA

NOMBRE DEL PROYECTO : "PUENTE BOLIVAR - HUARAZ"
UBICACION : Provincia : Huaraz
Departamento: Ancash

1.01 GENERALIDADES

La Avenida Bolívar de la Ciudad de Huaraz, que está destinada al tránsito pesado, actualmente se encuentra construida en el sector correspondiente al Barrio El Centenario hasta la calle Sebastián Aliste; también existe los planos de su continuación en el Barrio de Huarupampa a partir de la Avenida Raymondi. Cabe resaltar que entre la calle Sebastián Aliste en Centenario y la Avenida Raymondi en Huarupampa, es decir en las inmediaciones del Río Quilcay, denominado "Cono Aluviónico", donde está ubicado el puente, no existen planos; por lo que dicho emplome se a hecho teniendo en cuenta las modificaciones realizadas al construir, tanto la Avenida Raymondi como la Avenida Bolívar en su primera etapa.

En el proyecto original, la Avenida Bolívar tiene un ancho de 24.00., en el sector ya construido, solamente tiene 14.40 m. ya que las casas existentes han impedido darle el ancho debido. Como en el sector por construirse existe espacio suficiente, a partir del cruce con la Avenida Raymondi se le ha considerado 24.00 m., estableciendo una transición entre ésta y el puente en proyecto. Al diseñar el cruce de Avenidas se ha tenido en cuenta el ancho de las vías y veredas de la Avenida Raymondi, modificando al proyecto inicial, de acuerdo-

do a los nuevos ejes y respetando los radios del diseño anterior (Plano T-1).

Para el puente se ha tomado un ancho de 14.40., igual al de la Avenida Bolívar en su primera etapa y que según el Reglamento AASHO, corresponde a un puente de cuatro vías de tránsito. En el centro se ha colocado un sardinel de 0.60 m. de ancho para separar los sentidos del tráfico.

Determinando el eje de la Avenida Bolívar, se hizo el levantamiento topográfico de la zona mediante una poligonal cerrada. El plano a curvas de nivel cada metro y a escala 1:100, se muestra en el Plano T-2.

Siguiendo el eje de la Avenida y teniendo como puntos fijos R y S en Centenario y Huarupampa respectivamente; se procedió a nivelar para obtener el perfil de dicho eje que aparece en el Plano T-3.

Teniendo en cuenta la variación del terreno y para evitar cortes y rellenos innecesarios; se ha tomado como cota de rozante del puente: 2,977 m.s.n.m.

La rozante de la Avenida tanto a la izquierda como a la derecha del puente, tienen una pendiente uniforme .

1.02 CONDICIONES LOCALES

1.02.01 CARACTERÍSTICAS DEL RIO

El río Quilcay es de régimen turbulento, de pronunciada pendiente y cuyo caudal de máxima creciente se estima en $50 \text{ M}^3/\text{seg.}$, según un estudio realizado por ELECTRO-PERU.

1.02.02 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

El terreno es un depósito aluvional, con estratos -

intercalados arena, pobremente gr. duada, arena fina y grava; según los estudios realizados por el Laboratorio de Mecánica de Suelos del IIRMA UN-CENTRO, la capacidad portante oscila entre 2.5 y 3.0 Kg/cm²

1.02.03 NECESIDAD DE ENCAUSAMIENTO

El cono aluviónico ocupa un lugar céntrico de la Ciudad de Huerz, y actualmente se encuentra tugurizado con la proliferación de precarias viviendas provisionales que carecen de los más elementales servicios, por lo que urge dar solución al problema; una solución sería gradicar las viviendas y dejar esta zona como área verde o, para el recreo; otra solución sería urbanizar y de acuerdo a un detenido estudio de Mecánica de Suelos, especificar los requisitos mínimos para la construcción de viviendas. En ambos casos es necesario canalizar el Río tanto por factores estéticos como por seguridad. El encausamiento se realizará tomando como base el encausamiento que actualmente tiene el puente de Centenario. En el Plano T-1 se presenta esta solución, que da una luz de cálculo para el puente de 25 m.

1.03 ELECCION DEL TIPO DE PUENTE

Entre los muchos factores que afectan la elección del tipo de puente por utilizar en un sitio dado, están los siguientes:

- Luz de Cálculo

Condiciones de cimentación (Las condiciones de cimentación deficientes hacen desear las estructuras -

hiperestáticas).

Espacio libre requerido (este factor puede tener un gran efecto en el método de montaje o procedimiento constructivo utilizado y en consecuencia, en el tipo de estructura).

Cargas vivas por soportar

- Costo inicial
- Costos de operación y mantenimiento

Armonía del puente con los terrenos vecinos.

Para cada situación debemos analizar todos los tipos de puentes que pudieran ser económicos para la longitud del tramo considerado. El siguiente paso es estudiar los factores antes mencionados para determinar si alguna de las posibilidades es impráctica. De acuerdo a lo luz a cubrir, se podría hacer un solo tramo, ó dos tramos con apoyo intermedio.

Dadas las características del río y la diferencia de altura entre éste y la razeante del puente, vemos que no se justifica colocar apoyo intermedio y que resultaría antieconómico por lo que descartamos esta posibilidad.

Por otro lado, las características del terreno nos impide ir a soluciones hiperestáticas como "puente tipo portico", por lo que también descartamos esta posibilidad. Dentro de las soluciones isostáticas, los puentes losa son económicos para luces menores de diez metros.

Los puentes con vigas de concreto incrementan inmensamente su costo a partir de los veinte metros.

Dentro de los puentes con vigas metálicas, los de sección compuesta son los más económicos; porque -- trabaja en conjunto la viga metálica y el tablero de concreto. Por lo tanto se optamos esta solución:

1.04 ESVIAMIENTO

El eje del encausamiento del río, forma un ángulo de 75° con el eje del puente, originando un esviamiento de 15° . El reglamento de la ingeniería que se adoptó tomar en cuenta el efecto del esviamiento, cuando éste sobrepasa los 20° ; por lo tanto en el cálculo del puente, lo consideramos como puente recto.

2.00 BASES DEL CALCULO

2.01 DIMENSIONES

Luz de Cálculo	25.00 m
Longitud	25.60 m
Ancho	14.40 m
Ancho de vereda	1.50 m
Sardinel interior	0.60 m

2.02 COTAS

Cota de rozante	+ 2,997.80 N.S.M.
Cota de fondo de Rio	+ 2,972.50 N.S.M.
Cota del agua	+ 2,999.40 N.S.M.
Cota de cimentación	+ 2,977.50 N.S.M.

2.0 SOPRECARGAS

Determinadas por el Reglamento AASHC

Vehicular: HS 20 (Lámina #2 1)

- Pontón: 60 Ton/río² = 300 Kg/m².

2.04 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES2.04.01 CONCRETOA.- Concreta Ciclopica

Resistencia a la compresión $F'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

esfuerzo permisible a la compresión $f'_c = 0.4F'_c$

$f_c = 40$

- Esfuerzo permisible a la tracción $f_t = 0.002F'_c$

$f_t = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$

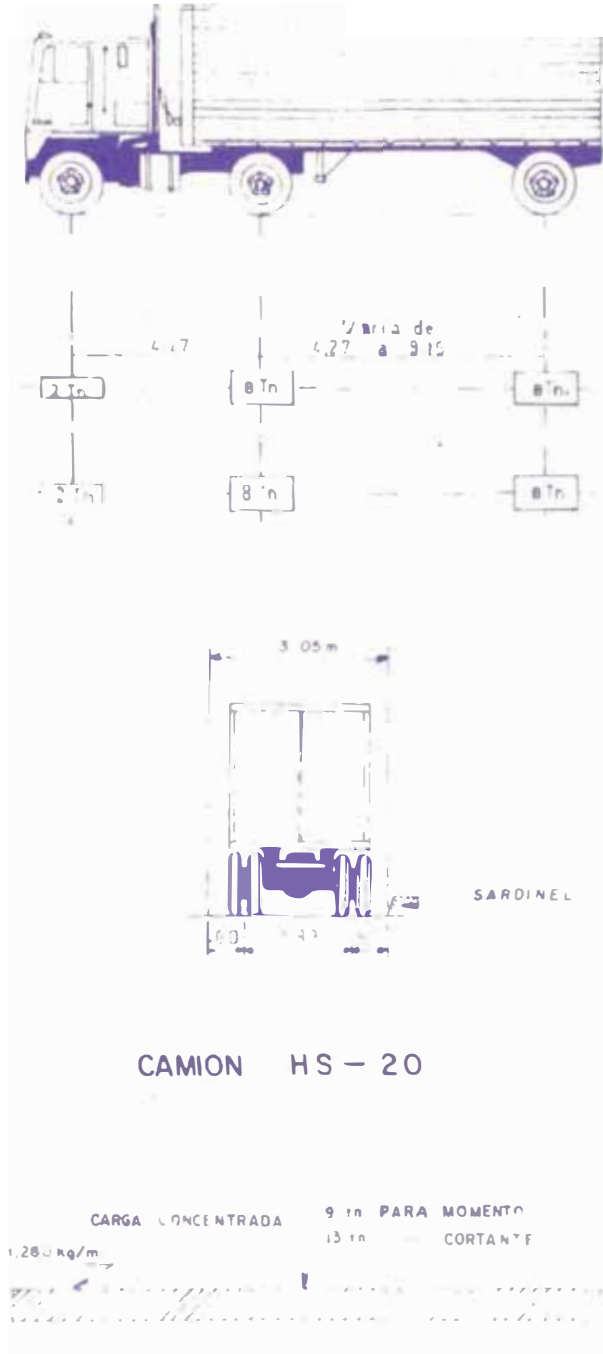
.- Concreto Armado

Resistencia a la compresión

$F'_c = 245 \text{ Kg/cm}^2$

* Esfuerzo permisible en compresión

SOBRECARGA AASHO



SOBRECARGA EQUIVALENTE HS - 20

$$f_c = 0.4 F'_c ; f_c = 9 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de elasticidad $E_c = 1500 F'_c$

$$E_c = 235,000 \text{ Kg/cm}^2$$

2.04.02 ACERO DE REFUERZO

- Resistencia mínima a la fluencia

$$F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisible en tracción

$$f_s = 0.5 F_y ; f_s = 2,100 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de elasticidad $E_s = 2100,000 \text{ Kg/cm}^2$

2.04.03 PERFILES DE ACERO

- Tipo de acero : A 36

- Resistencia mínima a la fluencia $F_y = 36 \text{ Ksi.}$

$$F_y = 2,520 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo máxima admisible en flexión según el -

Reglamento AISC: $F_b = 16 \text{ Ksi.}$

$$F_b = 1,260 \text{ Kg/cm}^2$$

2.05 CONSTANTES LA TIGAL PARA CONCRETO

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}}$$

$$j = 1 - \frac{k}{2}$$

$$K = \frac{f_c \cdot j \cdot k}{2}$$

Para concreto $F'_c = 245 \text{ Kg/cm}^2$

$$n = 9$$

$$k = 0.296$$

$$j = 0.901$$

$$K = 13.060$$

2.06 PESO ESPECIFICO DE MATERIALES

Concreto ciclopaeo	:	2,400	Kg/m ³
Concreto armado	:	2,400	Kg/m ³
Acero	:	7,800	Kg/m ³
Asfalto	:	2,000	Kg/m ³
Terro	:	1,600	Kg/m ³

2.07 CONVERSIONES

1 Tn.	=	2.2	Kip
1 Kip	=	1000 Lbs	= 0.454 Kg.
1 Psf.	=	5	Kg/cm ²
1 Ksi	=	1000	psi
1 Kg/cm ²	=	14.7	psi = 0.0147 Ksi.
1 Kip/pulg ²	=	70	Kg/cm ²
1 Kip/pie ²	=	1.5	Tn/m ² .

CAPITULO II

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

1.00 DISEÑO DIMENSIONAMIENTO

La separación más conveniente entre vigas, varía entre dos y tres mts., el espesor mínimo del tablero según el Reglamento es de 15 cm. y para espesores mayores de 20 cm. incrementa innecesariamente el peso de la estructura. Por lo tanto; teniendo en cuenta estas consideraciones y tratando de equilibrar el momento interior con el momento que produce el volado en vigas exteriores; luego de varios tanteos se ha llegado a las siguientes dimensiones (Lámina N° 2).

- Separación entre vigas : 2.70 m.
- Espesor del tablero : 0.20 m.

En el diseño de berandas, la geometría la define el proyectista, por lo cual se han tomado las medidas que se muestran en la Lámina N° 2 y serán verificadas en el momento de calcular éstas. Se ha respetado el Reglamento A.C.H.C., en cuanto a altura de barandillas, desplomes, altura de balcones, etc. El dimensionamiento de vigas, por ser perfiles de acero, se hará de acuerdo a las solicitaciones, en el capítulo respectivo.

2.00 CALCULO DE CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES

2.01 CALCULO DEL CORDON

2.01.01. POR CARGA VERTICAL

A.- Cargas

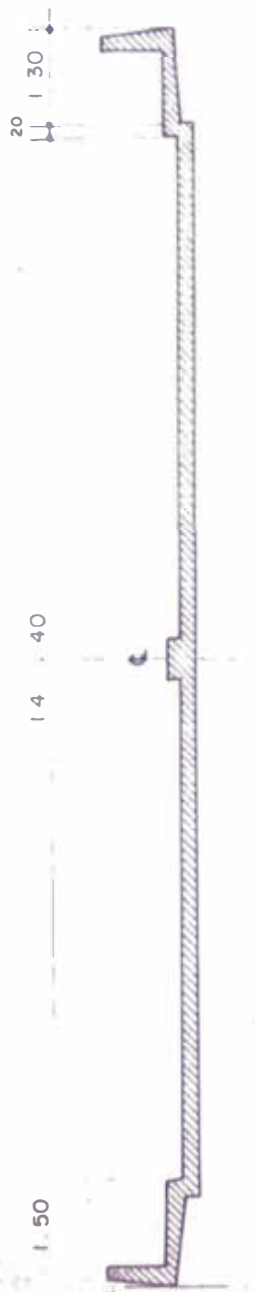
$$\text{Peso propio} : (.17)(.17)(1.0)(2,400) = 52$$

$$\text{- Sobrecarga} : \quad \quad \quad = 150$$

$$w = 202 \text{ kg.}$$

B.- Momento

Para vigas o losas continuas:



8 VIGAS



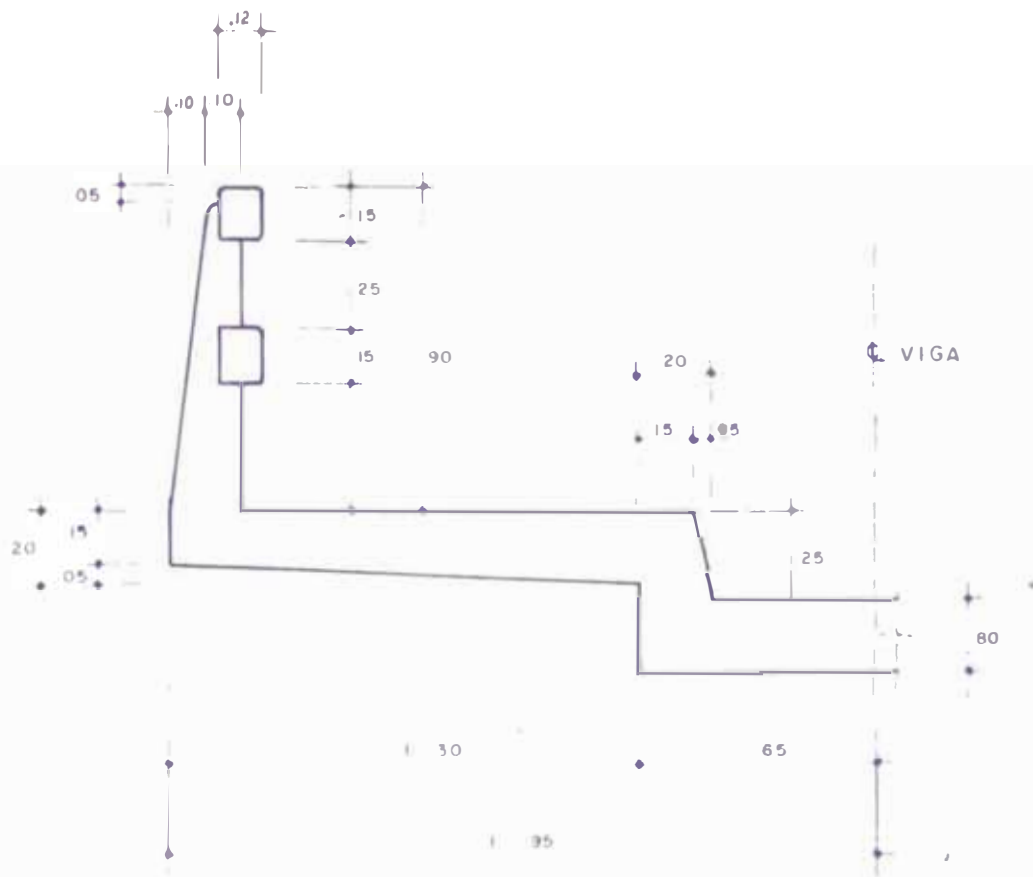
7 VIGAS



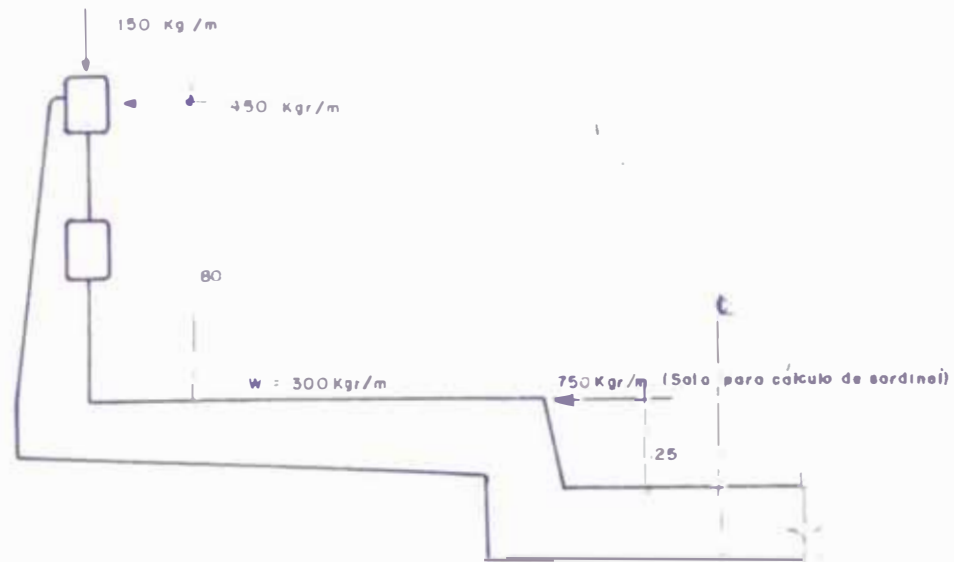
6 VIGAS



SOLUCION



DIMENSIONAMIENTO



SOBRECARGAS

$$n = \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$n = \frac{(202)(2.2)^2}{10} = 9 \text{ Kg.m}$$

C.- Parolte necesaria

$$d = \frac{E}{k \cdot b} \dots\dots\dots (2)$$

$$d = \frac{(98)(100)}{(15.06)(12)} = 7.9 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

D.- Cálculo del Acero

$$As = \frac{f_i}{f_s \cdot j \cdot d} \dots\dots\dots (3)$$

$$As' = \frac{9.00}{(2,107)(.9014)(15)} = 0.35 \text{ cm}^2$$

2.01.02 POR CARGA HORIZONTAL

A.- Cobrecargas : 450 kg/m

$$B.- n = \frac{(450)(2.2)^2}{10} = 21 \text{ kg.m}$$

$$C.- d = \frac{(21)(100)}{(15.06)(1)} = 9.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$D.- As'' = \frac{21.00}{(2100)(.9014)(9.5)} = 1.21 \text{ cm}^2$$

2.01.03 ACERO DE REFUERZO

Como ambas sollicitaciones, pueden actuar simultanea
mente:

$$As = As' + As'' = .35 + 1.21 = 1.56 \text{ cm}^2 = 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' \text{ en}$$

cada lado

Usar : 4 ϕ 1/2'' : estribos ϕ 1/4'', 1 a .05, 3 a .10,
resto a .20; a partir de cada apoyo

2.02 CALCULO DE PILASTRAS

Son elementos sujetos a flexo-compresión

2.02.01 FUERZA AXIAL

Es debido a la carga vertical

$$\text{peso cordón : } (2)(52)(2.2) = 229$$

$$\text{peso pilastre: } \frac{(.20 + .10)}{2} (.15)(.75)(2400) = 50$$

$$P = 279 \text{ Kg}$$

2.02.02 MOMENTO

Es debido a la sobrecarga horizontal

$$\text{sobrecarga: } (450)(2.20) = 990 \text{ Kg.}$$

$$M = (990)(.40) = 792 \text{ Kg.m}$$

2.02.03 ACERO DE REFUERZO

$$I_o = \frac{b \cdot h^3}{12} \dots\dots\dots (4)$$

$$I_o = \frac{(15)(20)^3}{12} = 10000 \text{ cm}^4$$

$$Z = \frac{I_o}{Yz} \dots\dots\dots (5)$$

$$Z = \frac{10000}{10} = 1000 \text{ cm}^3$$

$$s^2 = \frac{M}{Z} + \frac{P}{A} \dots\dots\dots (6)$$

$$s^2 = \frac{79200}{1000} + \frac{279}{(15)(20)} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo actuante es menor que el admisible en el concreto = 90 Kg/cm² por lo tanto no necesita acero estructural. Colocaremos acero definido por la cuenta mínima de 1 %.

$$A_s = (0.01)(15)(20) = 3.0 \text{ cm}^2$$

Usar : 4 # 1/2"; entribos # 1/4"; 1 a .05; 2 a .10; resto a .20 a partir de la base.

2.03 CALCULO DE VEREDAS

2.03.01 MOMENTO POR PESO PROPIO

$$\begin{aligned} \text{Veredas} &: (.15)(1.0)(1.0)(2400)(1.3/2) = 306 \text{ Kg.m} \\ & (.05)(1.3/2)(1.0)(2400)(1.3/2) = 34 \text{ Kg.m} \\ \text{Baranda} &: (279/2.2)(1.2) = 152 \\ \text{App} &= 490 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

2.03.02 MOMENTO DE SOBRECARGA

$$\begin{aligned} \text{s/c Vereda} &: (300)(1.1) / 2 = 165 \\ \text{s/c Vert. cordón} &: (150)(1.0) = 150 \\ \text{s/c Hz. cordón} &: (450)(.30) = 135 \\ \text{Mc/c} &= 692 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

2.03.03 MOMENTO TOTAL

$$\begin{aligned} \text{Mt} &= 490 + 692 = 1182 \text{ Kg.m} \\ \text{Mt} &= 1182 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

2.03.04 PERALTE NECESARIO

De la ecuación (2), para un metro de ancho de veredas:

$$e = \frac{(1182)(100)}{(17.92)(100)} = 9.9 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

2.03.05 ACERO DE REFUERZO

Según (7):

$$A_s = \frac{M_t}{f_y \cdot j \cdot d} = \frac{1182}{(2100)(.9)(18)} = 3.2 \text{ cm}^2$$

3.- Acero de Temperatura

Acero que se coloca en la parte superior y en ambas direcciones, para absorber los efectos producidos por el cambio de temperatura. Establecido por la fórmula:

$$A_s \text{ temp.} = (0.001) b \cdot t \dots \dots \dots (7)$$

$$A_s \text{ temp.} = (0.001)(100)(20) = 2.0 \text{ cm}^2$$

2.03.06 DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

1.- En sentido transversal de las veredas:

$$A_s = A_{sp} + A_s \text{ temp.} = 3.2 + 2.0 = 5.2 \text{ cm}^2$$

Usar : 1 \emptyset 5/8" cada .30 m.

B.- En el sentido longitudinal:

$$A_s = A_s \text{ temp} = 2.0 \text{ cm}^2$$

Usar= 1 \emptyset 5/8" cada .35 m

2.04 CALCULO DEL SARDINEL EXTERIOR

El sardinel, además de soportar el momento por peso propio y sobrecarga de la vereda, debe soportar una fuerza de impacto de 750 Kg./m. aplicada a una altura de 0.25 m por encima de la superficie de rodadura.

2.04.01 MOMENTO POR PESO PROPIO

De 2.03.01 tenemos:

$$M_{pp} = 490 \text{ Kg.m}$$

2.04.02 MOMENTO POR SOBRECARGA

$$\text{s/c vereda (de 2.03.02)} = 182$$

$$\text{s/c vert. cordón (de 2.03.02)} = 150$$

$$\text{s/c hz. cordón (450)(1.05)} = 475$$

$$\text{impacto llanta : (750)(.25)} = 188$$

$$\text{Ms/c} = 993 \text{ Kg.m}$$

2.04.03 MOMENTO TOTAL

$$M_t = 490 + 993 = 1483 \text{ Kg.m}$$

2.04.04 PERALTE NECESARIO

De (2) :

$$d = \sqrt{\frac{(1483)(100)}{(13.068)(100)}} = 10.7 \text{ 17 cm} \dots\dots\dots \text{ OK}$$

2.04.05 ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{148300}{(2100)(.9014)(17)} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Usar : \emptyset 1/2" cada .25 m

2.05 DISEÑO DEL SARDINEL INTERIOR

Este sardinel solamente soporta la sobrecarga de impacto, actuando como voladizo empotrado en la losa.

2.05.01 MOMENTO ACTUANTE:

$$M = (750)(.25) = 188 \text{ Kg.m}$$

2.05.02 DEVALTE NECESARIO

$$d = \frac{(1.8)(100)}{(13.065)(100)} = 5.78 \cdot 7.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.05.03 ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{18.00}{(2100)(.9014)(7.5)} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Usar : estribos ϕ 3/8", cada 30; más 1 ϕ 1/2", arriba a lo largo del sardinel.

3.00 DISCRO DEL TADLRO

3.01 CONCEPTOS PREVIOS

3.01.01 COEFICIENTE DE IMPACTO

Es un factor aumentativo que toma en cuenta el efecto dinámico de las cargas y según el Reglamento - - AA:HO, está dado por la siguiente fórmula:

$$i = \frac{15}{L + 38} \dots\dots\dots (8)$$

i = Porcentaje en que debe aumentarse las solicitaciones y cuyo máximo es 30%

L = Luz de cálculo del elemento en estudio en metros

3.01.02 ANCHO EFECTIVO

Determina una zona donde se asume que la losa absorve el esfuerzo aplicado. El Reglamento especifica que cuando la armadura principal es perpendicular al tráfico el ancho efectivo está dado por la siguiente fórmula:

$$E = 0.17 + 1.14 \dots\dots\dots (9)$$

E es la distancia del punto de aplicación de la carga al eje de la viga. La situación más desfavorable ocurre cuando la llanta está más cerca del cardinal y que según Reglamento es .30 h. al eje de la llanta (Lámina No 4).

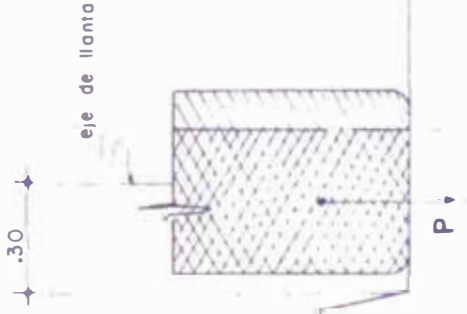
3.02 CALCULO DEL VOLADRO

3.02.01 MOMENTO POR PESO PROPIO

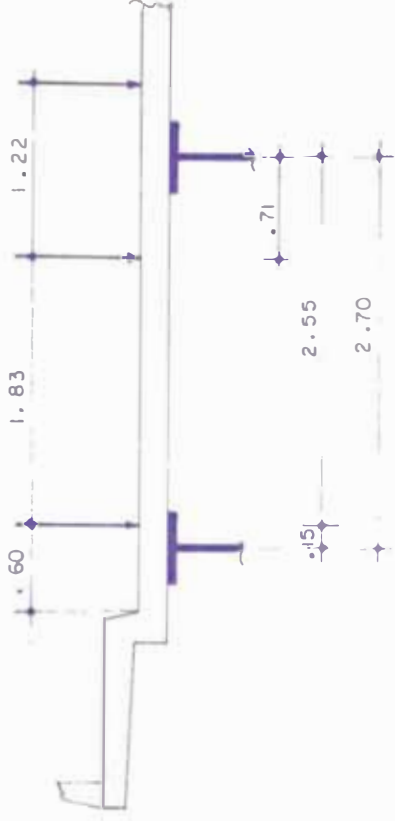
- Caranda : (279/2.2)(1.5) = 235
- Vereda : (463)(1.1) = 603
- (75)(1.04) = 74
- Cardinal: (.25)(.15)(2400)(.575)=52
- (.05)(.25)(2400)(.433) = 7

CARGA VEHICULAR

LADO DE TABLERO



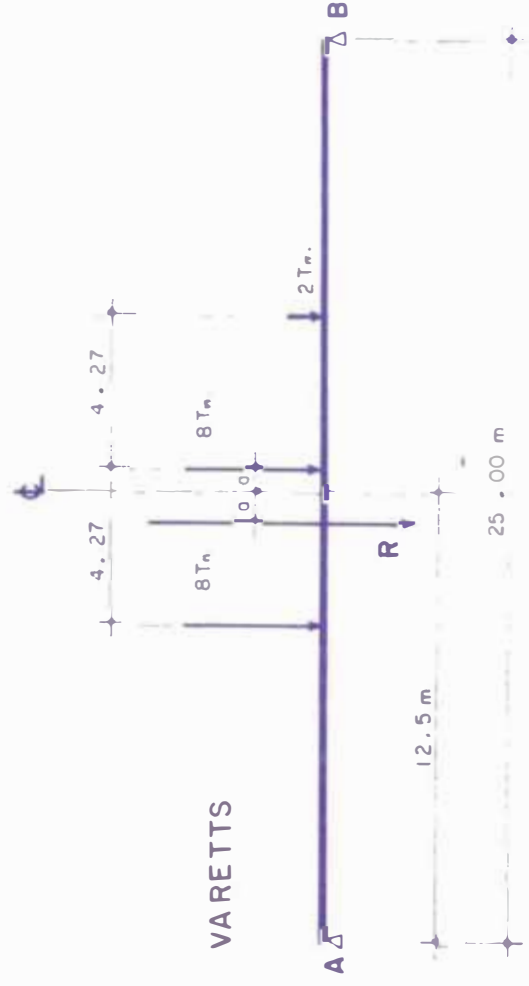
CONCENTRACION DE CARGAS



$$P = \frac{50}{40} (8,000) = 6,400 \text{ kgr}$$

eje de la viga

$x = 0.20$



ESQUEMA DE VARETTAS

$$\text{Losa} : (.20)(.65)(2400)(.325) = 101$$

$$\text{Asfalto} : (.05)(.45)(2000)(.225) = \underline{10}$$

$$M_{pp} = 1097 \text{ Kg.m}$$

3.02.02 MOMENTO POR SOBRECARGA

Solamente se considera sobrecarga peatonal no así la fuerza de impacto en sardinel, ni sobrecarga de barandas.

A.- Para la sobrecarga vehicular.-

El Reglamento especifica:

$$M_{s/c} = \frac{P.I.X}{E} \dots\dots\dots (10)$$

De la figura (a) Lámina Nº 4 tenemos:

$$P = \frac{50}{40} (8000) = 6400 \text{ Kg.}$$

$$X = 0.20 \text{ m.}$$

$$E = (0.8)(.20) + 1.14 = 1.30 \text{ m.}$$

Según la Ecuación (8) tenemos:

$$i = \frac{15}{2.7 + 30} = 0.37$$

Por lo tanto tomamos $i_{max.} = 0.30$

$$I = 1.3$$

Reemplazando estos valores en la Ecuación (10) tenemos:

$$M_{s/c} = \frac{(6400)(1.3)(.20)}{1.3} = 1280 \text{ Kg.m}$$

B.- Para Sobrecarga Peatonal

$$M_{s/c} = (300)(1.25)(1.15) = 431 \text{ Kg.m}$$

C.- Momento total por Sobrecarga

$$M_{s/c} = 1280 + 431 = 1711 \text{ Kg.m}$$

3.02.03 MOMENTO TOTAL

$$N = 1097 + 1711 = 2808 \text{ Kg.m}$$

3.02.04 PENALTE NECESARIO

$$r = \sqrt{\frac{(2400)(100)}{(13.06)(100)}} = 14.7 \text{ cm.} \quad 16.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.04.05 ACERO DE REFUERZO

Aplicando la fórmula (3) tenemos:

$$As = \frac{2808}{(2100)(.9014)(16.5)} = 9.0 \text{ cm}^2$$

3.03 CALCULO DE LA LOSA ENTRE VIGAS

3.03.01 MOMENTO POR PESO PROPIA

Peso losa	:	(.20)(1.0)(2400)	=	480	Kg
Peso asfalto	:	(.05)(1.0)(2000)	=	100	Kg

			W =	580	Kg

Aplicando la fórmula (1)

$$M_{pp} = \frac{(580)(2.7)^2}{10} = 425 \text{ Kg.m}$$

3.03.02 MOMENTO POR SOBRECARGA

3.- El Reglamento AASHTO da la siguiente fórmula para el cálculo del momento por sobrecarga cuando la traviesa principal es perpendicular a la dirección del tráfico.

$$M_s/c = \left(\frac{S + 0.6}{9.75} \right) P \dots\dots\dots (11)$$

Donde :

S = Carga sobre una rueda tracción de camion, -
para H²⁰ : P = 1,000 Kg.

S = Luz Libre, para losas monolíticas con las -
vigas sin cortapluma.

S = Distancia entre los bordes de las alas ad-
limitada de la anchura del ala, para losas -
apoyadas en vigas metálicas.

Para nuestro caso asumiremos que el ancho del ala del perfil es 25 cm. (todavía no conocemos el perfil), como la separación entre ejes de vigas es 2.70 tenemos:

$$S = 2.20 + .25 = 2.45 \text{ m.}$$

B.- En losas continuas sobre 3 ó más apoyos se aplicará la fórmula anterior con un coeficiente de 0.3 tanto para momentos positivos como negativos.

C.- Corrigiendo la fórmula (11) por Impacto y continuidad tenemos:

$$M \text{ s/c} = \frac{(2.45 + 0.6)(1.5)(0.3)(1000)}{9.75} = 2,603 \text{ Kg.m}$$

$$M \text{ s/c} = 2,603 \text{ Kg.m}$$

3.03.03 MOMENTO TOTAL

$$M = 425 + 2,603 = 3026 \text{ Kg.m}$$

3.03.04 PERALTE NECESARIO

$$d = \sqrt{\frac{(3026)(100)}{(13.065)(100)}} = 15.3 \text{ cm} \approx 16.5 \text{ cm} \dots\dots \text{ OK}$$

3.03.05 ACERO DE REFUERZO

$$A_s = \frac{3026}{(2100)(.9014)(16.5)} = 9.7 \text{ cm}^2$$

3.04 ACERO DE REPARTICION

Es un porcentaje del acero principal, que se coloca en sentido perpendicular a este, para observar los esfuerzos que se originan en dicho sentido.

Cuando la armadura principal es perpendicular al sentido del tráfico, el reglamento especifica que debe calcularse mediante la fórmula:

$$Asr = \frac{121}{\sqrt{5}} \dots \dots \dots (12)$$

S = Luz de cálculo en metros.

Asr = Acero de rep rtición, según reglamento máximo
67 %

$$Asr = \frac{121}{\sqrt{2.45}} = 77.5 \% > 67 \%$$

Por lo tanto:

$$Asr = 0.67 \times 9.7 = 6.5 \text{ cm}^2$$

3.05 ACEROS DE TEMPERATURA

Según la fórmula (7) :

$$As \text{ temp.} = (0.001)(100)(140) = 2.0 \text{ cm}^2$$

3.06 DISTRIBUCION DE LA ARMADURA EN EL TABLERO

3.06.01 ARMADURA SUPERIOR

A.- Sentido perpendicular al tráfico

$$As = Asp + As \text{ temp} = 9.7 + 2.0 = 11.7 \text{ cm}^2$$

Usar : 1 Ø 5/8" cada .15 m.

B.- Sentido paralelo al tráfico

$$As = As \text{ temp} = 2.0 \text{ cm}^2$$

Usar: 1 Ø 5/8" cada .30 m.

3.06.02 ARMADURA INFERIOR

A.- Sentido perpendicular al tráfico

$$As = Asp + temp = 9.7 + 2.0 = 11.7 \text{ cm}^2$$

Usar: 1 Ø 5/8" cada .15m.

B.- Sentido paralelo al tráfico

As = Asr ó As temp. (el que sea mayor)

$$As = Asr = 6.5 \text{ cm}^2$$

Usar : 1 Ø 5/8" cada .30 m.

(ver plano H2 C-1)

4.00 CALCULO DE VIGAS

4.01 CONCEPTOS PREVIOS

4.01.01 LUZ DE CALCULO

En vigas metálicas, generalmente se toma como luz de cálculo, la distancia entre ejes de apoyo.

Consideramos apoyos de 0.60 m., tendremos una luz de cálculo de 25.00 m.

Se considera, además una separación de diafragmas de 5.00 m. entre ejes.

4.01.02 TEOREMA DE VARETTIS

" El momento máximo para más de una carga, en una viga simplemente apoyada, se produce en una posición tal que el centro de luz equidista de la resultante y la carga más próxima".

Tomando momentos con respecto al punto A. (Lámina No 4), la suma de momentos con respecto a éste punto, debe ser igual al momento de la resultante con respecto al mismo punto.

Por lo tanto:

$$6(12.5 - 4.27 + a) + 6(12.5 + a) + 2(12.5 + 4.27 + a) = 12(12.5 - a).$$

De donde :

$$a = 0.71 \text{ m.}$$

4.01.03 LINEAS DE INFLUENCIA

Son gráficos que nos indican la variación de los esfuerzos en una viga, cuando una carga unitaria se desplaza a lo largo de ella.

Colocando el tron de cargas en la posición más crítica de estos gráficos, obtenamos los esfuerzos suman-

do al producto de las cargas por su respectiva or--
denada.

A.- Líneas de Influencia de Momentos

De la Lámina Nº 5 Tomamos :

- Para $a < x$:

$$M_x = R_A \cdot x = \frac{(L-a)}{L} x \dots\dots\dots (13a)$$

- Para $a > x$:

$$M_x = R_A \cdot x - (x-a) = \frac{x(L-a)}{L} - (x-a) \dots\dots\dots (13b)$$

$$\text{Donde : } R_A = \frac{(L-a)}{L}$$

Para : $a = 0$: $M = 0$

 : $a = L$: $M = 0$

$$M_{max} = \frac{x(L-x)}{L} \dots\dots\dots (13c)$$

De la ecuación (13c) con $L = 25$ m., obtenemos
los diagramas de la lámina Nº 5.

B.- Líneas de Influencia de Fuerzas Cortantes

De la Lámina Nº 6.1 tomamos:

Para $a < x$:

$$V_x = R_A = \frac{(L-a)}{L} \dots\dots\dots (14a)$$

Para $a > x$:

$$V_x = R_A - 1 = \frac{(L-a)}{L} - 1 = -\frac{a}{L} \dots\dots\dots (14b)$$

El corte máximo ocurre para $a = x$, por lo tanto:

$$\text{de (14a) } V_x = (L-x) \dots\dots\dots (14c)$$

$$\text{de (14b) } V_x = -\frac{x}{L} \dots\dots\dots (14d)$$

De (14c), para $x = 0$: $V = 1$

 para $x = L$: $V = 0$

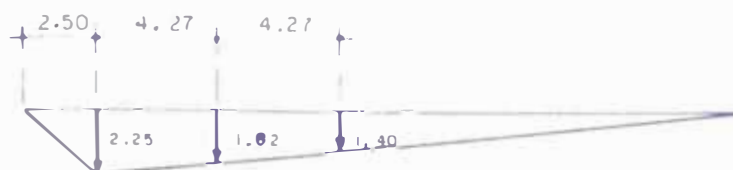
De (14d), para $x = 0$: $V = 0$



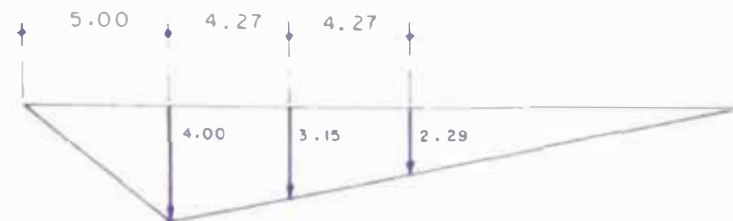
P = 1



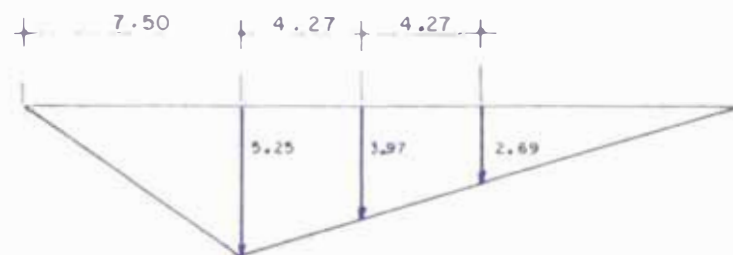
Sec = 0.1L
X = 2.50



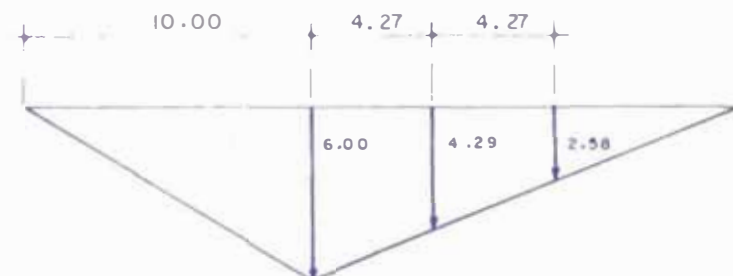
Sec = 0.2L
X = 5.00



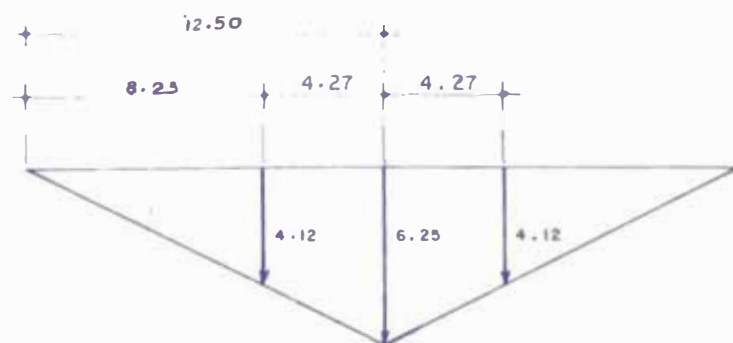
Sec = 0.3L
X = 7.50



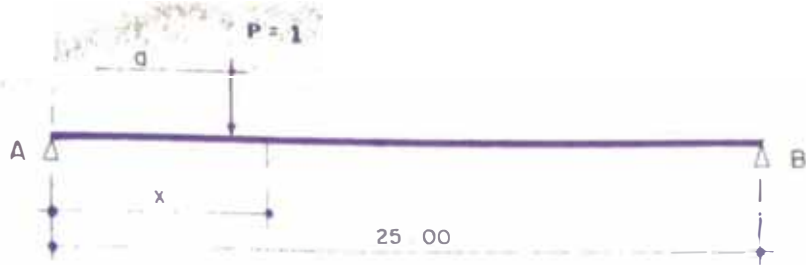
Sec = 0.4L
X = 10.00



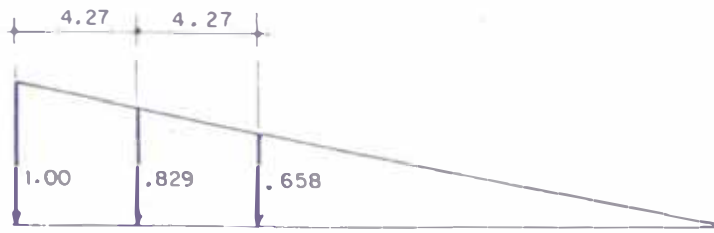
Sec = 0.5L
X = 12.50



LINEA DE INFLUENCIA DE MOMENTOS

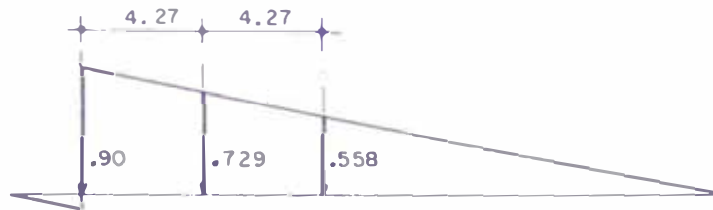


Sec = 0
X = 0



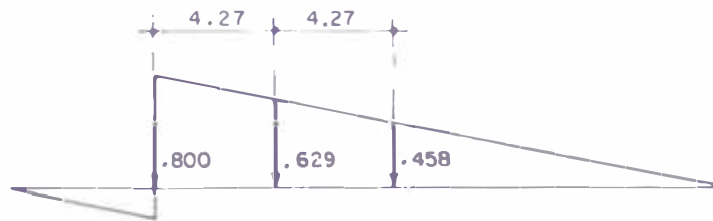
$$\sum P_i \cdot Y_i = 15.948$$

Sec = 0.1L
X = 2.5



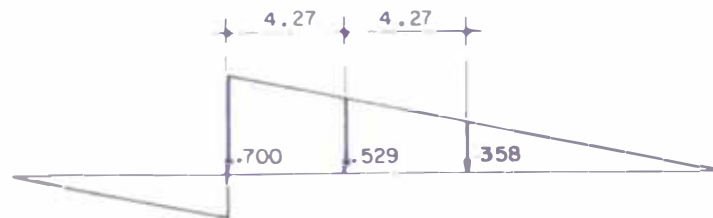
$$\sum P_i \cdot Y_i = 14.15$$

Sec = 0.2L
X = 5.00



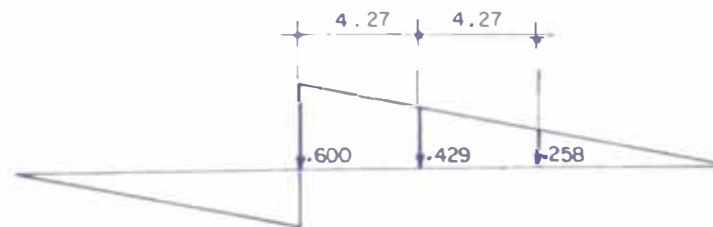
$$\sum P_i \cdot Y_i = 12.35$$

Sec = 0.3L
X = 7.50



$$\sum P_i \cdot Y_i = 10.55$$

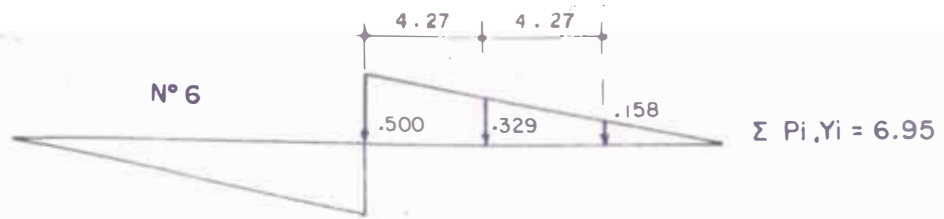
Sec = 0.4L
X = 10.00



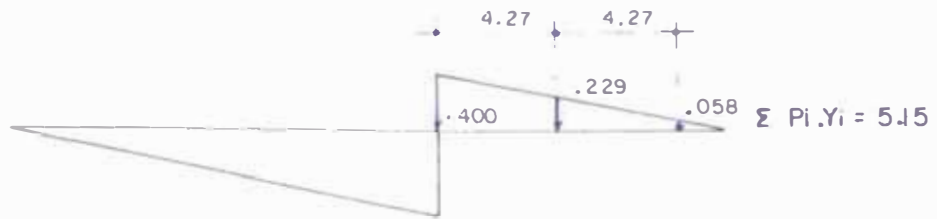
$$\sum P_i \cdot Y_i = 8.75$$

LINEAS DE INFLUENCIA DE FUERZA CORTANTE

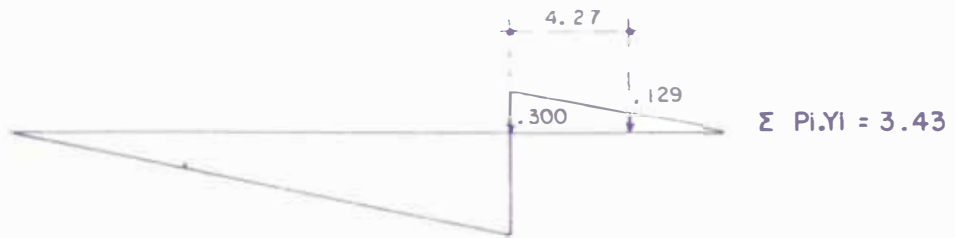
Sec = 0.5L
X = 12.50



Sec = 0.6L
X = 15.00



Sec = 0.7L
X = 17.50



Sec = 0.8L
X = 20.00



Sec = 0.9L
X = 22.50



Sec = L
X = 25.0



' LINEAS DE INFLUENCIA DE FUERZA CORTANTE

para $x = L:V = -1$

De las ecuaciones (14), con $L = 25m$. obtenemos -
los diagramas de las láminas N° 6.1, 6.2.

C.- Líneas de Influencia de Reacciones

Es el caso particular de las líneas de influen -
cia de los esfuerzos cortantes, correspondientes
a los apoyos; es decir:

$$\text{Para } x = 0 : R_A = 1$$

$$\text{Para } x = L : R_B = -1$$

4.01.04 FACTOR DE CONCENTRACION DE CARGAS (Fcc)

Este factor toma en cuenta la superposición de car -
gas y según el Reglamento AASHO, para puentes con -
vigas metálicas y tablero de concreto, son :

A.- Para vigas interiores de dos ó más vías

$$Fcc = \frac{S}{1.75} = \frac{2.45}{1.75} = 1.40$$

$$Fcc = 1.40$$

(S máximo = 4.20 m.)

B.- Para vigas exteriores

La sobrecarga observada por la viga es igual a -
la reacción de las ruedas de los camiones, su -
poniendo que el tablero trabaja como una losa -
simple apoyada en las vigas metálicas.

Para hallar la máxima reacción, el eje de la -
rueda, se acerca al cardinal hasta una distancia
de 0.60 m. (Lámina N° 4).

Por lo tanto:

$$Fcc = \frac{2.55}{2.70} + \frac{0.72}{2.70} = 1.21$$

$$Fcc = 1.21$$

4.01.05 COEFICIENTE DE IMPACTO (I)

De la ecuación (a)

$$i = \frac{15}{25 + 30} = 0.24$$

$$I = 1.24$$

4.01.06 COEFICIENTE DE REDUCCION DE CARGAS (Cr)

El Reglamento especifica que: para puentes de tres -
vías, al analizar los esfuerzos en vigas, estos pue-
den disminuirse en un 10% y que para puentes de cua-
tro o más vías, la reducción pueda llegar al 25%.

Como tenemos un puente de cuatro vías:

$$Cr = 0.75.$$

4.02 CALCULO DE MOMENTOS

Se analizarán por separado los momentos debidos al peso
propio, carga muerta y sobrecarga; estos ultimos corre-
gidos por impacto, concentración y reducción de cargas.

4.02.01 MOMENTOS POR PESO PROPIO

A.- En vigas interiores

$$\text{Peso losa: } (.20)(2.7)(2,400) = 1,296 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso diafragmas: } (200)(2.7)/5 = 108$$

$$\text{Peso del perfil (estimado):} = 300$$

$$W = 1,704 \text{ Kg}$$

$$M_x = \frac{W \cdot L}{2} (L-x) \dots \dots \dots (15)$$

$$M_{\text{max}} = \frac{W}{8} (L)^2 \dots \dots \dots (16)$$

$$M_{\text{max}} = \frac{(1.7)(25)^2}{8} = 131.81 \text{ Tn.m}$$

B.- En vigas exteriores

$$\text{Peso losa: } (.20)(2.0)(2,400) = 960$$

Peso sardinel : $\frac{(.15 + .20)(.25)(2400)}{2} = 105$

Peso vereda : 546

Peso diafragma: $(200)(1.35)/5 = 54$

Peso del perfil: = 300

W = 1965 kg.

De la ecuación (22)

$M_{max} = \frac{(1.97)(25)^2}{8} = 153.9 \text{ Tn.m}$

6.- Momento por cada décimo de Luz.- de la ecuación

(15), con :

$M = 1.70 \text{ Tn}$ en vigas interiores y

$M = 1.97 \text{ Tn}$ en vigas exteriores, obtenemos los

momentos de la tabla No 1

TABLA No 1

MOMENTO POR CADA DÉCIMO

S.C.C.	L (m)	Mpp (Tn.m)	
		VI	V
0	0.0	0.0	0.0
0.1L	2.5	47.51	55.41
0.2L	5.0	95.00	98.50
0.3L	7.5	111.56	129.28
0.4L	10.0	127.50	147.75
0.5L	12.5	132.91	153.91
0.6L	15.0	127.50	147.75
0.7L	17.5	111.56	129.28
0.8L	20.0	95.00	98.50
0.9L	22.5	47.51	55.41
L	25.0	0.0	0.0

4.02.02 MOMENTOS POR CARGA MUERTA

Se denomina carga muerta, al peso de los elementos no resistentes, como el asfalto.

Las brandas por construirse después que la losa ha fraguado, también lo consideramos como carga muerta y su peso lo dividimos entre el número total de vigas lo mismo hacemos con el sardinel interior.

A.- En vigas interiores

$$\text{Peso asfalto : } (.05)(2.7)(2,000) = 270$$

$$\text{Peso sardinel int. } (.55)(.25)(2400) = 55$$

$$\text{Peso brandas : } \frac{(2)(279)}{(2.2)(6)} = \underline{42}$$

$$W = 367 \text{ Kg.}$$

De la Ecuación (22) :

$$M_{\text{max}} = \frac{(.37)(25)^2}{3} = 26.90 \text{ Tn.m}$$

B.- En vigas exteriores

$$\text{Peso de asfalto : } (.05)(1.8)(2,000) = 180$$

$$\text{Peso sardinel interior : } = 55$$

$$\text{Peso brandas : } = \underline{42}$$

$$W = 277 \text{ Kg.}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{(.28)(25)^2}{4} = 21.36 \text{ Tn.m}$$

C.- Momento para cada décimo de Luz.- De la ecuación

(15) con :

$$w = .37 \text{ Tn en vigas interiores y}$$

$$w = .28 \text{ Tn en vigas exteriores, obtenemos los momentos}$$

de la tabla Nº 2.

4.02.03 MOMENTOS POR SOBRECARGA

Por tratarse de cargas móviles, hallemos los momentos

TABLA No. 2
POTENCIAL POR CARGA MUEBTA

SEC.	X (m)	MPP (Tn.m)	
		VI	VE
0	0.0	0.0	0.0
0.1L	2.5	10.41	7.89
0.2L	5.0	18.50	14.00
0.3L	7.5	24.25	18.30
0.4L	10.0	27.75	21.00
0.5L	12.5	28.91	21.38
0.6L	15.0	27.75	21.00
0.7L	17.5	24.25	18.30
0.8L	20.0	18.50	14.00
0.9L	22.5	10.41	7.89
L	25.0	0.0	0.0

Para cada décimo de Luz, haciendo uso de las líneas de influencia y para hallar el máximo momento, empleamos el teorema de VAROTTE.

3.- Momento Máximo

Según 4.01.02, el momento máximo se produce en una sección a 13.21 m. del punto "A" y es igual a:

$$M_{max} = 13.21 R_A - (1)(2.85) \dots \dots \dots (17)$$

Tomando momentos con respecto a "B", tenemos -

$$25 R_A - (1)(13.21) = 0$$

$$R_A = 9.51 \text{ Tn.}$$

reemplazando en la ecuación (17) tenemos:

$$M_{\max} = (15.21)(9.51) - (0)(2.25) = 102.83 \text{ Tn.m}$$

$$M_{\max} = 102.83 \text{ Tn.m}$$

Corrigiendo por impacto, concentración y reducción de cargas tenemos:

a.- En vigas interiores

$$M_{s/c} = (1.24)(1.40)(.75)(M_{\max}) = 1.30 M_{\max}$$

$$M_{s/c} = 141.91 \text{ Tn.m}$$

b.- En vigas exteriores

$$M_{s/c} = (1.24)(1.21)(.75)(M_{\max}) = 1.15 M_{\max}$$

$$M_{s/c} = 116.2 \text{ Tn.m}$$

B.- Momentos para cada décimo de Luz.- De las líneas de influencia de las láminas Nº 6 y utilizando el factor de corrección de la sección anterior tenemos:

a.- Para vigas interiores

$$M_{s/c} = 1.30 \left(\sum P_i \cdot Y_i \right)$$

b.- Para vigas exteriores

$$M_{s/c} = 1.15 \left(\sum P_i \cdot Y_i \right)$$

Colocando al tren de cargas en la posición que produce el máximo esfuerzo, obtenamos los momentos de la tabla Nº 3

4.02.04 MOMENTOS DE DISEÑO

Se toman para cada caso, los valores máximos:

$$M_D = M_{pp} + M_{cm} + M_{s/c}$$

A.- En vigas interiores.-

$$M_D = 132.81 + 28.91 + 141.91 = 303.53 \text{ Tn.m}$$

B.- En vigas exteriores

$$M_D = 153.91 + 21.88 + 116.20 = 291.99 \text{ Tn.m}$$

TABLA Nº 5

MOMENTOS TOTALES EN VIGAS EXTERIORES

SECC.	X	Mpp	Mcm	Ms/c	M Total
0	0	0	0	0	0
.1L	2.5	55.41	7.88	39.96	103.25
.2	5.0	94.50	14.00	69.81	178.31
.3L	7.5	129.26	17.30	89.43	237.09
.4L	10.0	147.75	21.00	98.85	267.60
	12.5	153.91	21.88	103.06	278.85
.6L	15.0	147.75	21.00	98.85	267.60
.7L	17.5	129.26	17.26	89.43	237.09
.8L	20.0	94.50	14.00	69.81	178.31
.9L	22.5	55.41	7.88	39.96	103.25
L	0	0	0	0	0

4.03 SELECCION DE PERFILES

Usaremos perfiles soldados Peruanos que actualmente fabrica SIPER PERU, para ahorrar el costo de la importación.

4.03.01 PENALTE MÍNIMO DEL PERFIL

Se recomienda que la altura del perfil sea la mayor de las siguientes dimensiones:

$$h = \frac{L}{30} = 0.33 \text{ m.}$$

$$h' = \frac{L}{25} = 1.00 \text{ m. (incluya espesor del tablero)}$$

Podemos emplear perfiles de 0.90 m. O de 1.20 m. como no tenemos restricción en el penalte; usaremos perfiles de 1.20 m. para disminuir las deflexiones.

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS INTERIORES

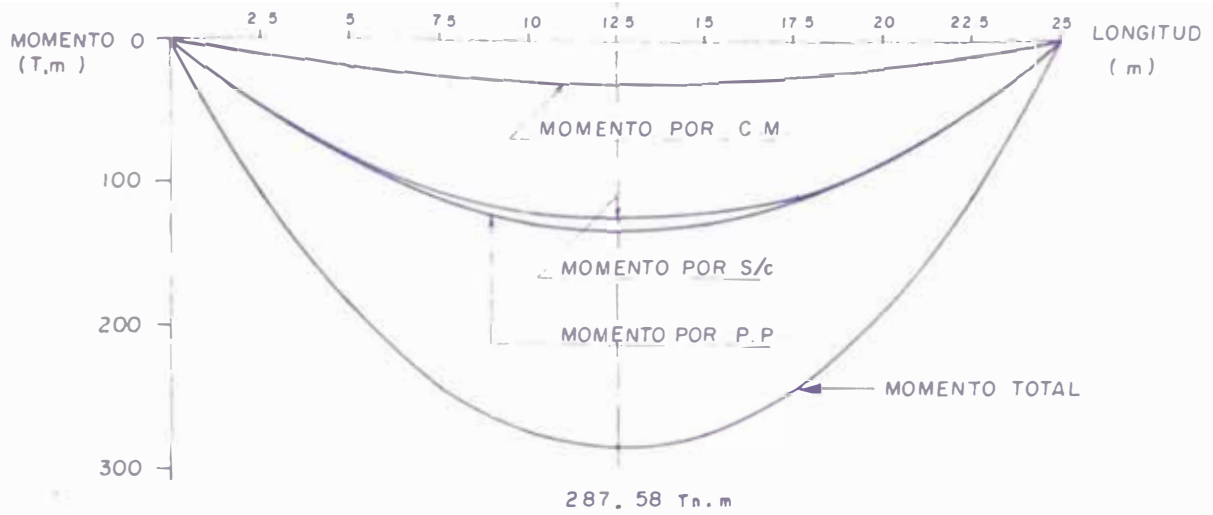
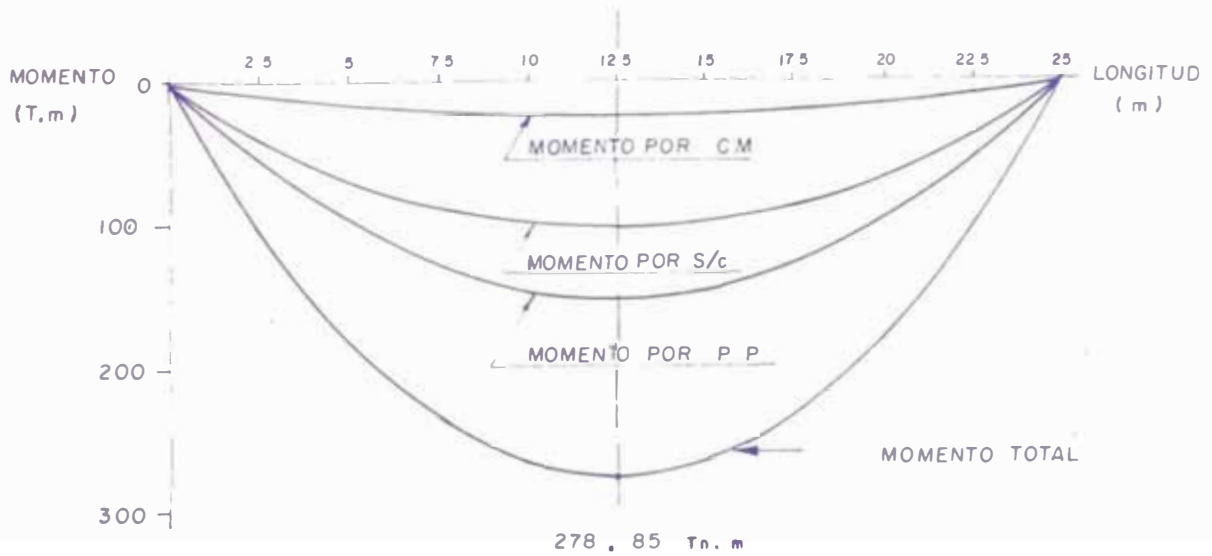


DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS EXTERIORES



4.03.02 MODULO DE SECCION

El módulo de sección del perfil está dado por:

$$S = \frac{I}{F_b} \dots\dots\dots (10a)$$

$$S = \frac{I}{Y} \dots\dots\dots (10b)$$

Reemplazando el máximo momento por peso propio en la ecuación (10a) tenemos:

$$S = \frac{15391000}{1260} = 12,215 \text{ cm}^3.$$

4.03.03 PLATABANDA

Se recomienda el uso de Platabandas en la fibra inferior, para equilibrar los esfuerzos de la fibra superior, que trabaja conjuntamente con la losa de concreto. Se recomienda que el ancho de las Platabandas sea mayor que el del perfil para evitar la soldadura "Sobre cabeza".

4.03.04 ANCHO COLADORANTE DE LOSA

Se tomará lo menor de las tres dimensiones siguientes

- 1/4 luz cálculo de la viga = 6.25 m.
- 15 veces espesor del tablero = 2.40 m.
- separación entre ejes de vigas = 2.70 m.

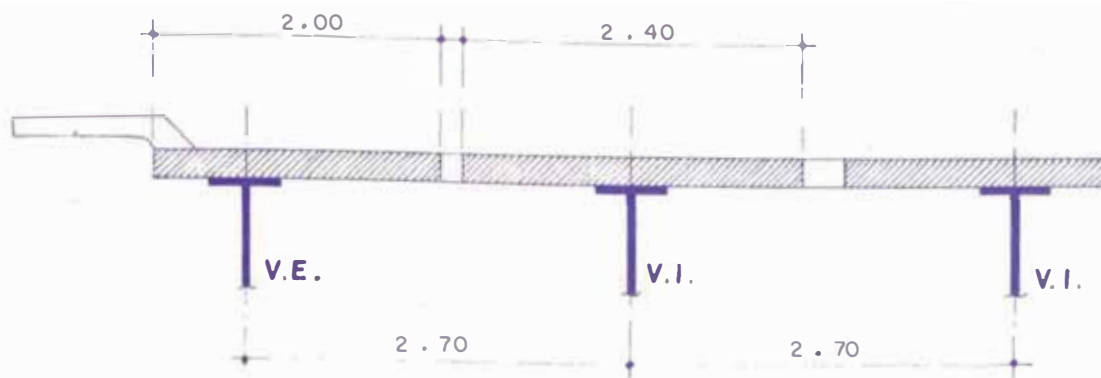
Por lo tanto para vigas interiores tomamos :

$$S = 2.40 \text{ m.}$$

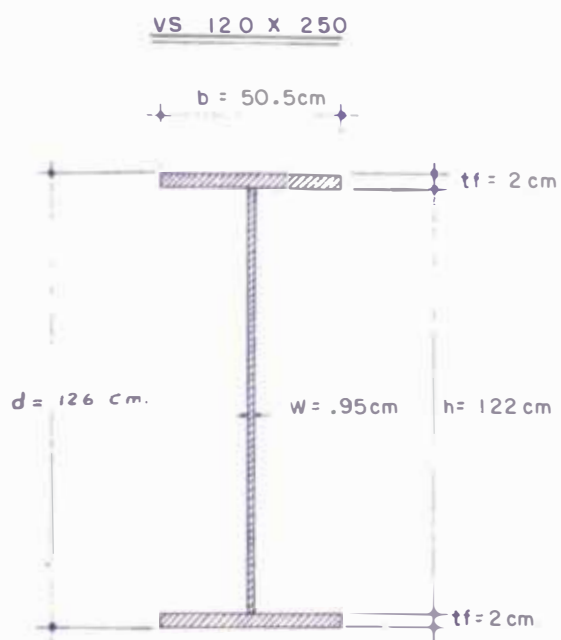
Para vigas exteriores considerando que la distancia al extremo es menor que la mitad de la distancia entre ejes de vigas, tomaremos como ancho colaborante la suma de estas dos longitudes; (ver Límite de 10.2.1).

$$b = .65 + 1.35 = 2.00 \text{ m.} < 2.40 \text{ m.}$$

ANCHO COLABORANTE DE LOSA



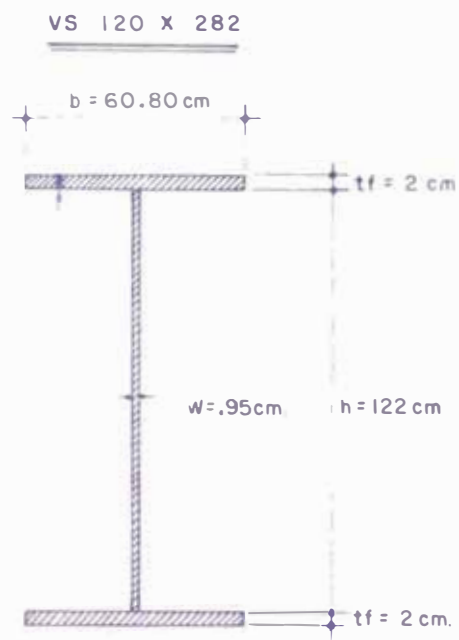
PERFILES SOLDADOS PERUANOS



$$I = 920\,309.9\text{ cm}^4$$

$$S = 14608.1\text{ cm}^3$$

$$A = 317.9\text{ cm}^2$$



$$I = 107\,86960\text{ cm}^4$$

$$S = 17122.2\text{ cm}^3$$

$$A = 317.9\text{ cm}^2$$

4.03.05 AREA EQUIVALENTE DE LOSA

El Area de concreto, para efectos del cálculo, se transformará en un área equivalente de acero; dividiéndola entre la relación modular "n"; en nuestro caso n = 9; por lo tanto:

Para vigas interiores

$$A = \frac{(240)(20)}{9} = 533.3 \text{ cm}^2$$

Para vigas exteriores

$$A = \frac{(200)(20)}{9} = 444.4 \text{ cm}^2$$

4.03.06 PERFILES APLICAR

El perfil solo, debe soportar el peso propio de la super-estructura y actuando como sección compuesta, soportar el momento total; por esta razón al calcular el módulo de sección, se toma solamente el momento por peso propio.

Luego se analizará si los esfuerzos actuantes no sobrepasan los admisibles; teniendo como base el módulo de sección, de la tabla de perfiles peruanos seleccionamos los perfiles: VS 120 x 250 y VS 120 x 2,2, cuyas características se dan a continuación:

VS 120 x 250

$$\begin{aligned} I &= 920\,099.9 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 1460.1 \text{ cm}^3 \\ S_y &= 317.9 \text{ cm}^3 \\ d &= 126.0 \text{ cm} \\ w &= 0.95 \text{ cm} \\ b &= 50.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

VS 120 x 2.2

$$\begin{aligned} I &= 107\,696.0 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 17122.2 \text{ cm}^3 \\ S_y &= 319.1 \text{ cm}^3 \\ d &= 126.0 \text{ cm} \\ w &= 0.95 \text{ cm} \\ b &= 60. \text{ cm} \end{aligned}$$

$h = 122.0 \text{ cm}$

$h = 122.0 \text{ cm}$

$t_f = 2.0 \text{ cm}$

$t_f = 2.0 \text{ cm}$

4.04 ANÁLISIS DE ESFUERZOS EN EL PERFIL VS 120 x 250 PARA VIGAS INTERIORES

4.04.01 MOMENTO DE INERCIA DEL PERFIL CON PLATABANDA DE 22' x 3/4"

SEC.	A	Y	AY	AY ²	I _g
Perf.	317.9	64.9	20631.7	1338997.9	92309.9
Plat.	106.2	1.0	106.2	10.6	-----
Σ	424.1	65.9	20737.9	1339009.5	920309.9

$Y_t = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} \dots\dots\dots (19)$

$Y_t = \frac{20737.9}{424.1} = 48.9 \text{ cm}$

$Y_b = H - Y_t \dots\dots\dots (20)$

$Y_b = 127.9 - 48.9 = 79 \text{ cm}$

$I = I_g + \Sigma Ay^2 - A (Y_t)^2 \dots\dots\dots (21)$

$I = 920309.9 + 1339008.5 - (424.1)(48.9)^2$

$I = 1245206.2 \text{ cm}^4$

4.04.02 MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION COMPUESTA

SEC.	A	Y	AY	AY ²	I _g
Perf. + Plat	424.1	48.9	20738.5	1014112.2	1245206.2
Losa	533.3	173.9	73542.1	10141451.4	17777.8
Σ	957.4	186.8	94280.6	11155563.6	1262984.0

De las ecuaciones (19)(20) y (21) tenemos:

$Y_t = 98.5 \text{ cm.}$

$Y_b = 29.4 \text{ cm.}$

$I_o = 3129613 \text{ cm}^4$

4.04.03 ESFUERZOS DE FLEXION EN LA VIGA

A.- En el patin superior

$$f_{pp} = \frac{(1.241000)(79)}{1245206} = 42.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cm} = \frac{(2.91000)(29.4)}{3129613} = 27.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{s/c} = \frac{(14191000)(29.4)}{31296113} = 133.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 1003.1 \text{ Kg/cm}^2$$

B.- En el patín inferior

$$f_{pp} = \frac{(1.241000)(46.9)}{1245206} = 521.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cm} = \frac{(2.91000)(9.5)}{3129613} = 91.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{s/c} = \frac{(14191000)(98.5)}{312961} = 446.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 1059.2 \text{ Kg/cm}^2$$

C.- En la losa de concreto

$$f_{s/c + cm} = \frac{(1702000)(49.4)}{(9)(3129613)} = 30 \text{ Kg/cm}^2$$

D.- Los esfuerzos actuantes tanto en el perfil como en la losa de concreto, son inferiores a los esfuerzos permisibles señalados en la sección 5.04 del capítulo I; por lo tanto usaremos el perfil VS 120 x 250 con platabanda de 22" x 3/4" para vigas interiores.

4.05 ANÁLISIS DE ESFUERZO - EL PERFIL VS 120 x 250 PARA VIGAS EXTERIORES.

4.05.01 MOMENTO DE INERCIA DEL PERFIL CON PLATABANDA DE 22" x 3/4"

de 4.04.01 tenemos :

$$Y_t = 4.9 \text{ cm}$$

$$Y_b = 79 \text{ cm}$$

$$I = 1245206.2 \text{ cm}^4$$

4.05.02 MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION COMPUESTA

SEC.	A	Y	AY	AY ²	Ig
Pf1+Plt	424.1	4.9	2073.5	1014112.2	1245206.2
Losa	444.4	107.9	61282.8	8450392.6	14014.3
Σ	868.5	112.8	12021.3	9465004.8	1260021.0

$$Y_t = 94.4 \text{ cm.}$$

$$Y_b = 53.5 \text{ cm}$$

$$I = 2985509.7 \text{ cm}^4$$

4.05.03 ESFUERZOS DE FLEXION EN LA VIGA

A.- En el patin superior

$$f_{pp} = \frac{(15391000)(79)}{1245206.2} = 976.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cm} = \frac{(2100000)(53.5)}{2985509.7} = 24.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{s/c} = \frac{(11620000)(33.5)}{2985509.7} = 130.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 1131.5 \text{ Kg/cm}^2$$

B.- En el patin inferior

$$f_{pi} = \frac{(15391000)(4.9)}{1245206.2} = 604.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cm} = \frac{(2100000)(94.4)}{2985509.7} = 69.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{s/c} = \frac{(11620000)(94.4)}{2985509.7} = 367.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 1041.0 \text{ Kg/cm}^2$$

C.- En la losa de concreto

$$f_{s/c + cm.} = \frac{(13000000)(53.5)}{(9)(2985509.7)} = 27.5 \text{ Kg/cm}^2$$

D.- Como los esfuerzos actuantes son menores que los

permisibles; también usaremos el perfil VS 120 x 250 con platabanda de 22" x 3/4" para vigas exteriores.

4.06 SOLUCION ADOPTADA

Usaremos perfiles VS 120 x 250 con platabanda de 22" x 3/4" tanto en vigas interiores como exteriores.

ya no analizamos el perfil VS 120 x 282 porque el perfil seleccionado es más liviano y cumple a cabalidad con las solicitaciones. (Lámina No 9).

4.07 MOMENTO RESISTENTE DE SECCIONES SIN PLATABANDA EN VIGAS INTERIORES.-

4.07.01 MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION COMPUESTA

IC.	A	Y	AY	AY ²	I _c
Perfil	17.9	63	20027.7	1261745.1	920309.9
Losa	503.7	136	72520.0	9863916.6	17777.8
Σ	521.6	199	92556.5	11125661.9	938087.7

$Y_t = 108.7 \text{ cm.}$

$Y_b = 17.3 \text{ cm.}$

$I_o = 2001507.7 \text{ cm}^4$

4.07.02 MODULO RESISTENTE

A.- Viga metálica sola.- de 4.06.06

$S = 14600.1 \text{ cm}^3$

B.- Sección compuesta.- de (13b) y 4.06.01

$S_b = \frac{2001507.7}{17.3} = 115694.1 \text{ cm}^3$

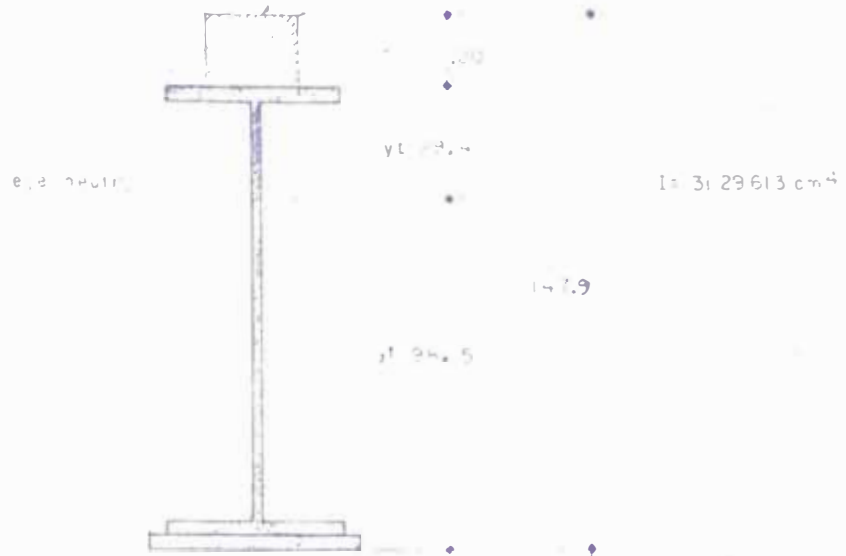
$S_t = \frac{2001507.7}{108.7} = 18413.1 \text{ cm}^3$

4.07.03 MOMENTO RESISTENTES

A.- Viga metálica sola

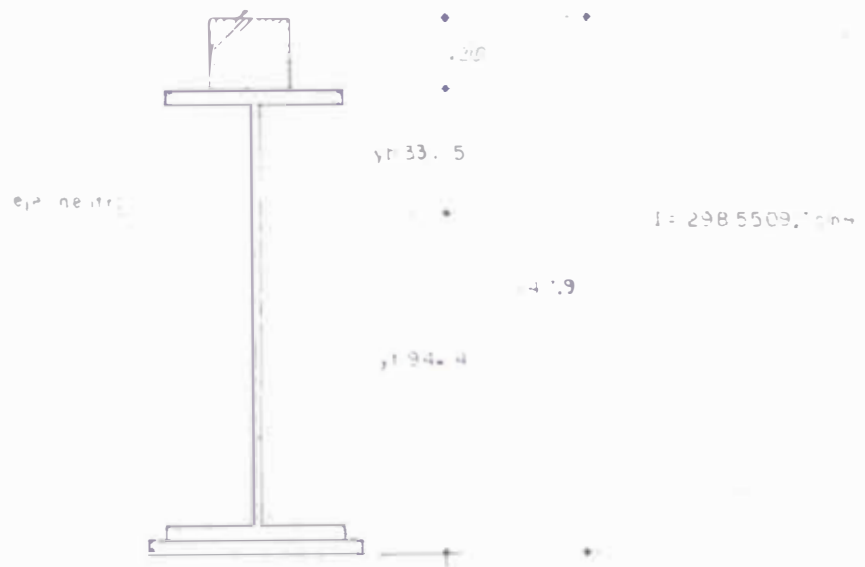
$M_R = (14600)(1260) = 184.1 \text{ Tn.m}$

A = 533.5 cm²



VIGAS INTERIORES

A = 444.75



VIGAS EXTERIORES

3.- Sección Compuesta

a.- Patín en compresión

$$MR = (115694.1)(1260) = 1457.7 \text{ Tn.m}$$

b.- Patín en tracción

$$MR = (1.413.1)(1260) = 252 \text{ Tn.m}$$

4.03 MOMENTO RESISTENTE DE SECCIONES SIN PLATABANDA EN VIGAS

EXTERIORES

4.03.01 MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION COMPUESTA

SEC.	A	Y	AY	AY ²	Ig
Perfil	317.9	69	20027.7	1261745.1	92309.9
Losas	444.4	138	60427.4	219522.4	14814.6
	762.3	199	160705.1	9481367.5	935124.7

$$Y_t = 105.6 \text{ cm.}$$

$$Y_b = 20.4 \text{ cm.}$$

$$I_o = 1915.10.3 \text{ cm}^4$$

4.03.02 MODULO RESISTENTE

A.- Vigas metálicas sola - de 0.03.06

$$S = 1460.1 \text{ cm}^3$$

B.- Sección compuesta - de (1 b) y 4.03.01

$$S_b = \frac{1915.10.3}{20.4} = 93912.3 \text{ cm}^3$$

$$S_t = \frac{1915.10.3}{105.7} = 17624.7 \text{ cm}^3$$

4.03.03 MOMENTOS RESISTENTES

A.- Viga metálica sola

$$MR = (1460.1)(1260) = 184.1 \text{ Tn.m}$$

B.- Sección compuesta

a.- Patín en compresión

$$MR = (93912.3)(1260) = 1183.3 \text{ Tn.m}$$

b.- Patín en tracción

$$MR = (17624.7)(1260) = 222.1 \text{ Tn.m}$$

CONCLUSION:

El momento resistente del perfil solo, es mayor que el máximo momento por peso propio, por lo tanto el perfil con sin platabanda puede resistir el peso del concreto fresco mientras este fragua. Considerando el momento resistente de la sección compuesta sin platabanda vemos que para solicitaciones de peso propio y sobrecarga, el perfil necesita platabanda a la derecha de la ordenada 222 en vigas interiores y a la derecha de la ordenada 222 en vigas exteriores.

4.09 LONGITUD DE PLATABANDAS

4.09.01 PUNTO TÉCNICO DE CORTA

De los diagramas de la Lámina 09 10, el punto de intersección del diagrama de momentos con los respectivos momentos resistentes obtenidos en las secciones 4.07 y 4.08 tenemos:

6.- En vigas interiores

$L_p = 11.00$ m.

7.- En vigas exteriores.

$L_p = 11.20$ m.

4.09.02 LONGITUD SEGUN REGLAMENTO.

El reglamento da la siguiente fórmula:

$$L_p = 2c + (L-2c) \sqrt{\frac{I_b}{I_b'}} \dots \dots \dots (21)$$

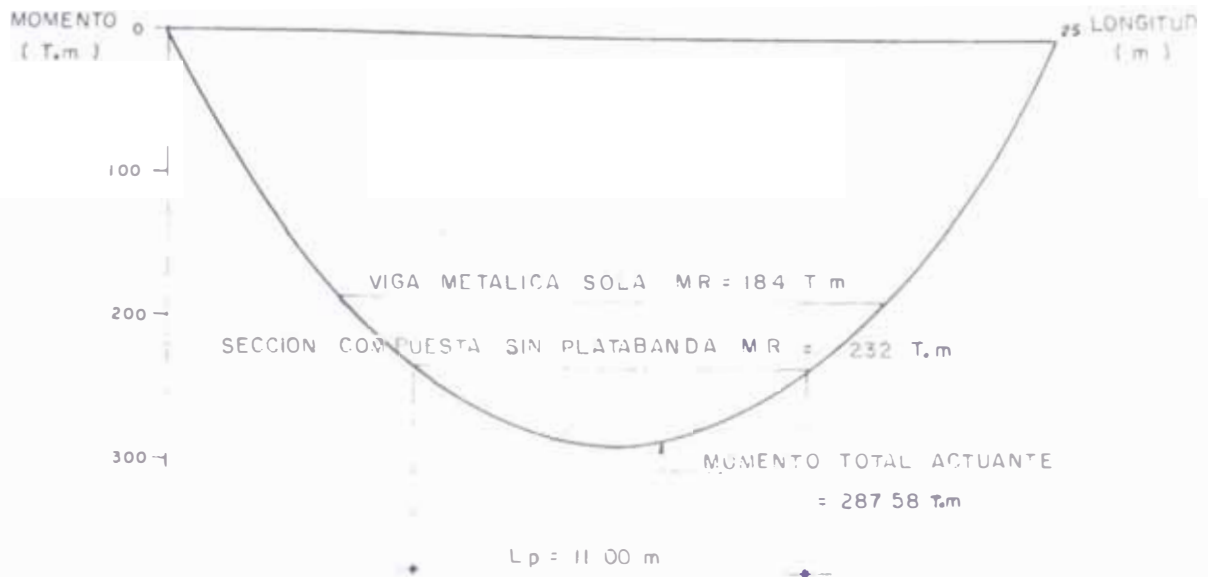
donde:

I_b = Módulo de sección de la fibra inferior sin platabanda. ($I_b = 14608.1 \text{ cm}^3$)

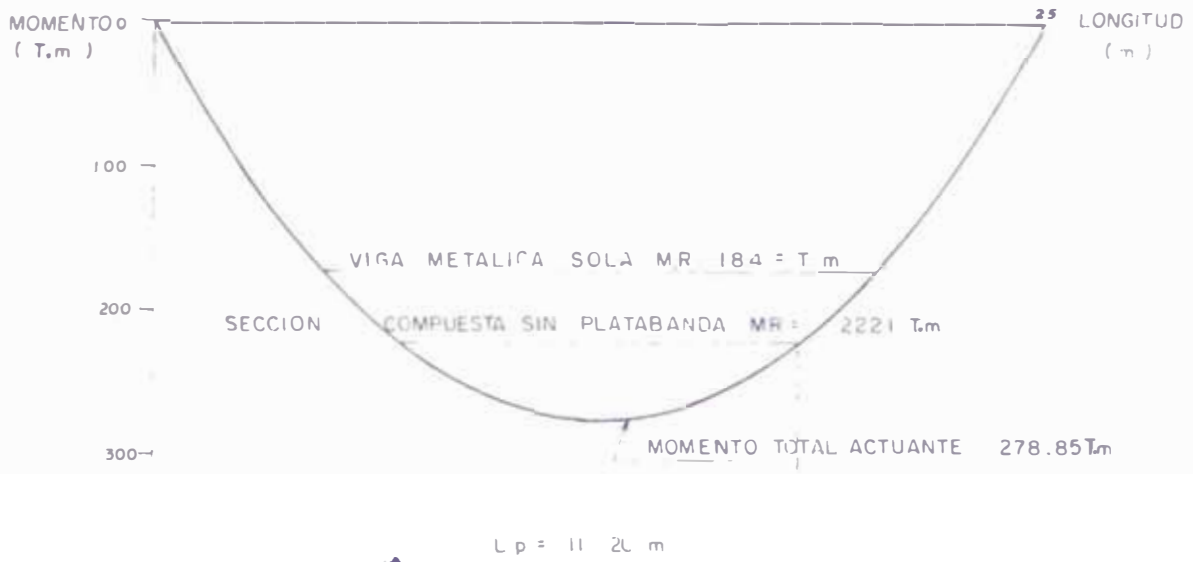
I_b' = Módulo de sección de la fibra inferior con platabanda, de (1.5) y 4.04.01 tenemos:

...

LONGITUD TEORICA DE PLATABANDAS



VIGAS INTERIORES



VIGAS EXTERIORES

$$S'b = \frac{1245206.2}{43.9} = 28364.6 \text{ cm}^3$$

L = Luz de cálculo de la viga (25m)

a = distancia del centro al punto de máximo momento (0.71 m.)

Por lo tanto:

$$L_p = 1.42 + (25 - 1.42) \sqrt{1 - \frac{1460.1}{28364.6}}$$

$$L_p = 16.22 \text{ m.}$$

4.09.03 LONGITUD ADOPTADA

De las longitudes obtenidas, tomamos la mayor. Generalmente se acostumbra aumentar un pie a cada lado por no usarse soldadura de vuelta en los extremos de platabandas.

$$L_p = 16.22 + (2)(.3045) = 17.45 \text{ m.}$$

$$L_p = 17.50 \text{ m.}$$

4.10 ANÁLISIS DE FUERZAS CORTANTES

4.10.01 FUERZA CORTANTE POR ELLO PROPIO Y CARGA FUERTA

$$V_x = RA - q \cdot x = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x = q \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

de 4.02.01 y 4.02.02 tenemos :

A.- Para vigas interiores

$$q = 1704 + 367 = 2,071 \text{ Kg.}$$

$$V_x = (2.07)(12.5 - x) \text{ Tm.}$$

B.- Para vigas exteriores

$$q = 1965 + 277 = 2,242 \text{ Kg.}$$

$$V_x = (2.24)(12.5 - x) \text{ Tm.}$$

C.- De las ecuaciones anteriores, las fuerzas cortantes para cada décimo de luz, se muestran en la

tabla Nº 6

TABLA Nº 6

FUERZA CORTANTE POR PESO PROPIO Y

SEC.	X	12.5 - X	VX por PP + CC (Tn)	
			VI	VE
0	0	12.5	25.00	25.00
0.1L	2.5	10.0	20.70	22.40
0.2L	5.0	7.5	16.50	18.10
0.3L	7.5	5.0	12.30	13.80
0.4L	10.0	2.5	8.10	9.60
0.5L	12.5	0	0	0
0.6L	15.0	-2.5	-5.10	-5.60
0.7L	17.5	-5.0	-10.20	-11.20
0.8L	20.0	-7.5	-15.30	-16.00
0.9L	22.5	-10.0	-20.40	-21.40
L	25.0	-12.5	-25.50	-27.00

4.10.02 FUERZA CORTANTE POR SOBRECARGA.

Teniendo en cuenta los factores de impacto, concentración y reducción de cargas en la posición que origina la máxima fuerza cortante en las líneas de influencia tenemos:

A.- En Vigas interiores

$$Vx = (1.24)(1.4)(.75)(\sum Pi.Yi) = 1.27 (\sum Pi.Yi)$$

B.- En vigas exteriores

$$Vx = (1.24)(1.21)(.75)(\sum Pi.Yi) = 1.13 (\sum Pi.Yi)$$

C.- Los valores de la fuerza cortante positiva para cada sección de luz aparecen en la tabla Nº 7 por analogía calculamos la fuerza cortante negativa.

TABLA N^o 7

FUERZA CORTANTE POR SOBRECARGA

SEC.	%	Y ₁ ^P	Y ₂ ^P	Y ₃ ^{P/4}	Σ F _i Y _i	V _s /c (%)	
						V ₁	V ₂
0	0	1.00	.629	.653	15.95	22.01	14.02
0.1L	2.5	.900	.729	.553	14.15	19.53	15.99
0.2L	5.0	.800	.629	.453	12.35	17.04	13.96
0.3L	7.5	.700	.529	.353	10.55	14.56	11.92
0.4L	10.0	.600	.429	.253	8.75	12.07	9.9
0.5L	12.5	.500	.329	.153	6.95	9.59	7.85
0.6L	15.0	.400	.229	.053	5.15	7.11	5.82
0.7L	17.5	.300	.129	0	3.35	4.73	3.86
0.8L	20.0	.200	.029	0	1.55	2.53	2.07
0.9L	22.5	.100	0	0	0.75	1.10	0.90
L	25.0	0	0	0	0	0	0

4.10.03 FUERZAS CORTANTES TOTALES

De las tablas N^o 5 y N^o 7 obtenemos las fuerzas cortantes totales que aparecen en las tablas N^o 8 y N^o 9.

TABLA NO. 8

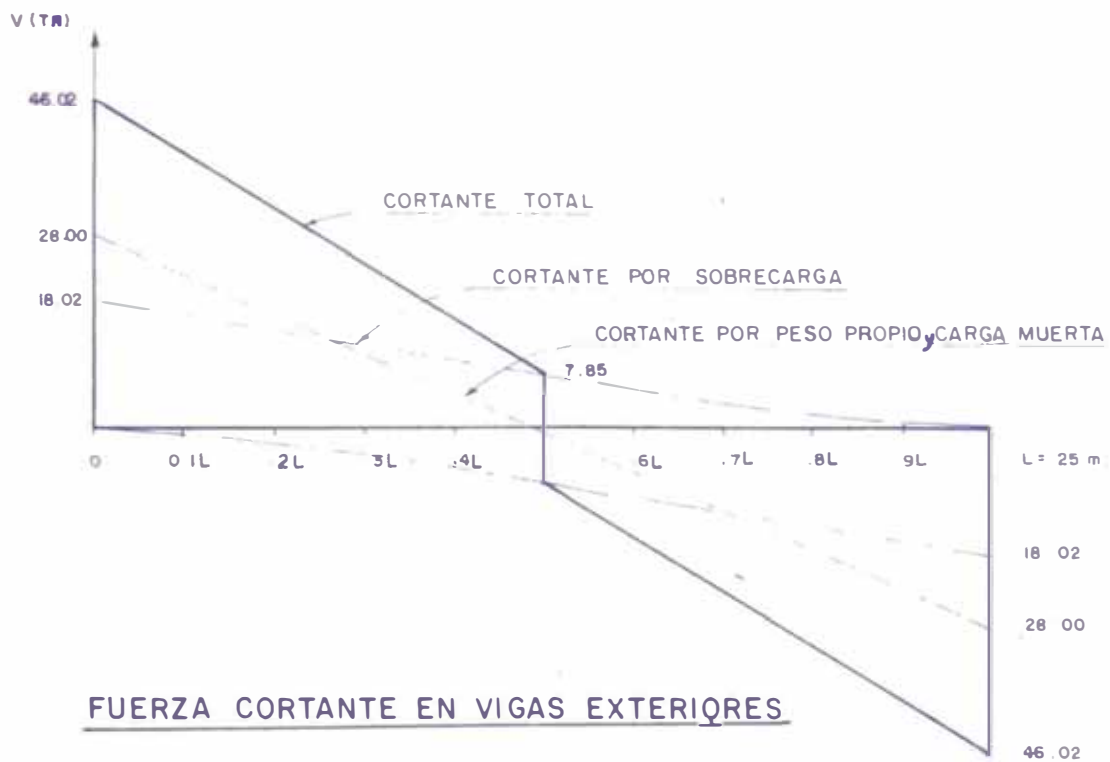
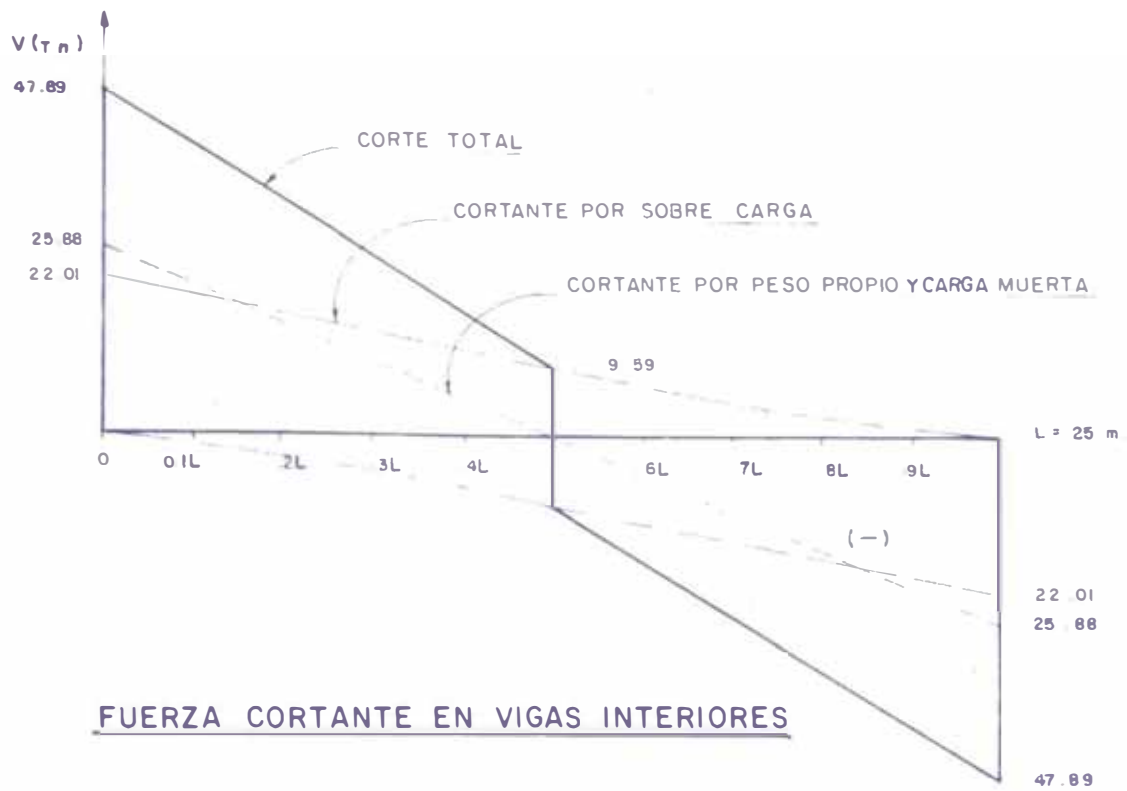
FUERZA CONSTANTE TOTAL EN VIGAS INTERIORES

SEC.	X	V ₁₁ + c ₁₁		s/c		V Total	
		+	-	+	-	+	-
0	0	25.00	0	22.01	0.	47.09	0
0.1L	2.5	20.70	0	19.53	1.10	40.23	1.10
0.2L	5.0	15.53	0	17.04	2.53	32.57	2.53
0.3L	7.5	10.35	0	14.56	4.73	24.91	4.73
0.4L	10.0	5.11	0	12.01	7.11	17.26	7.11
0.5L	12.5	0	0	9.59	9.59	9.59	9.59
0.6L	15.0	0	5.10	7.11	12.01	7.11	17.26
0.7L	17.5	0	10.35	4.73	14.56	4.73	24.91
0.8L	20.0	0	15.53	2.53	17.04	2.53	32.57
0.9L	22.5	0	20.70	1.1	19.53	1.10	40.23
L	25	0	25.00	0	22.01	0	47.09

TABLA NO. 9

FUERZA CONSTANTE TOTAL EN VIGAS EXTERIORES

SEC.	X	V ₁₁ + c ₁₁		V ₁₂ / c		V Total	
		+	-	+	-	+	-
0	0	22.00	0	17.02	0	46.02	0
0.1L	2.5	22.40	0	15.99	0.90	38.39	0.90
0.2L	5.0	16.00	0	13.96	2.07	30.76	2.07
0.3L	7.5	11.20	0	11.92	3.06	23.12	3.06
0.4L	10.0	5.60	0	9.39	5.02	14.49	5.02
0.5L	12.5	0	0	7.35	7.35	7.35	7.35
0.6L	15.0	0	5.60	5.62	9.39	5.62	15.49
0.7L	17.5	0	11.20	3.06	11.92	3.06	23.12
0.8L	20.0	0	16.00	2.07	13.96	2.07	30.76
0.9L	22.5	0	22.40	0.90	15.99	0.90	38.79
L	25.0	0	22.00	0	17.02	0	46.02



5.00 CALCULO DE DIAFRAGMA

Los diafragmas son elementos transversales cuya función es absorber los esfuerzos torcionantes de la viga, originados por las diversas posiciones que tome la sobrecarga en el tablero.

5.01 ANALISIS DE MOMENTOS

5.01.01 MOMENTOS POR PESO PROPIO

Asumiendo que el perfil para 200 Kg/m y considerando extremos perfectamente empotrados tenemos:

$$M = \frac{1}{12} wL^2 \dots\dots\dots (24)$$

$$M = \frac{(200)(2.70)^2}{12} = 121.5 \text{ Kgr.m}$$

5.01.02 MOMENTO POR SOBRECARGA

El momento torcionante actúa a lo largo de la viga, por lo tanto el área de influencia para un diafragma está dando por la separación de estos el momento por sobrecarga se considera como un porcentaje del momento negativo del tablero por su área de influencia por lo tanto:

$$M_{s/c} = (0.8)(M)(S') \dots\dots\dots (25)$$

donde :

0.8 = porcentaje que toma el diafragma.

M = Momento negativo en el tablero

S' = Separación entre diafragmas.

Reemplazando valores tenemos:

$$M_{s/c} = (0.8)(2603)(5.00) = 10,412 \text{ Kgr.m}$$

$$M_{s/c} = 10.41 \text{ Tn.m}$$

5.01.03 MOMENTO TOTAL

$$M_t = 0.12 + 10.41 = 10.53 \text{ Tn.m}$$

5.02 MODULO DE SECCION DEL PERFIL

De la Ecuación (18 a) tenemos:

$$S = \frac{1053000}{1260} = 835.7 \text{ cm}^3$$

5.03 SELECCION DE PERFIL

De la tabla de perfiles Peruanos seleccionamos el perfil

VS 40 x 47 cuyas características son:

VS 40 x 47

$$S = 850 \text{ cm}^3$$

$$I = 18272 \text{ cm}^4$$

$$A = 59.7 \text{ cm}^2$$

$$d = 43 \text{ cm}$$

$$w = 0.64 \text{ cm.}$$

$$h = 40.5 \text{ cm.}$$

$$t_f = 1.25 \text{ cm.}$$

$$b = 13.5 \text{ cm.}$$

5.04 ANALISIS DE ESFUERZOS EN EL PERFIL

$$P_b = f_t = \frac{(1053000)(21.5)}{18272} = 1,239 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo actuante es menor que el permisible de 1,260 Kgr/cm², usamos el perfil VS 40 x 47 para diafragmas.

6.00 ATIEZADORES

Son elementos para rigidizar el alma y son de tres clases, Intermedios, longitudinales, y de apoyo. Estos elementos pueden ir remachados o soldados al alma, generalmente su conexión con los patines es a presión debiendo las superficies en contacto estar lo más lisas posible.

6.01 ATIEZADORES INTERMEDIOS

Son análogos a los estribos de una viga de concreto armado y sirven para evitar el pandeo diagonal debido a la compresión. Se usan a un solo lado del alma, intercalados o por pares a ambos lados del alma. Se recomienda que un atiezador ligado a un solo lado del alma, deberá fijarse al patín de compresión; por lo general se proporciona cierta holgura entre los atiezadores y el patín en tensión.

El reglamento AASHO especifica que deberán usarse atiezadores transversales cuando el esfuerzo cortante

$$fv \gg \frac{(1664.95 tw)^2}{hw} \dots\dots\dots (26)$$

reemplazando datos tenemos :

$$fv = \frac{(1664.95 \times .95)^2}{122} = 168 \text{ Kg}$$

6.01.01. DIMENSIONAMIENTO

El reglamento AASHO, establece que:

$$t \gg 3/8" = 0.95 \text{ cm}$$

$$t \gg a/16$$

$$a \gg h/30 + 5.08 = 9.15 \text{ cm}$$

$$a \gg \frac{b}{4} = \frac{50.5}{4} = 12.62 \text{ cm}$$

Donde :

a = lado proyectante del atizador

h = altura del atizador

b = ancho del patín de la viga

t = espesor del atizador.

6.01.02 Espaciamiento

El espaciamiento "p" debe ser el menor de las siguientes dimensiones:

A.- El peralte del alma = 122 cm.

B.- El valor dado por la fórmula:

$$"p" = \frac{2860 \cdot t \cdot w}{\sqrt{f_v}} \dots\dots\dots (27)$$

$$f_v = \frac{V}{h \cdot w \cdot t} \dots\dots\dots (28)$$

Donde :

P = espaciamiento en cm.

V = fuerza cortante en Kg.

f_v = esfuerzo cortante unitario promedio en la sección total del alma (Kgr/cm²).

De las ecuaciones (27) y (28), y de las tablas Nº 8 y 9 para cada décimo de luz obtenemos los valores de la tabla Nº 10

C.- Los dos primeros atizadores de los extremos simplemente apoyados tendrán 0.5 veces el espaciamiento determinado.

TABLA Nº 10

SECCION	VIGAS INTERIORES		VIGAS EXTERIORES	
	FV	P	FV	P
0.0	27.2	140.6	297.1	1.60
0.1L	11.6	150.9	11.2	149.
0.2L	250.1	171.8	265.4	166.0
0.3L	100.5	197.9	199.5	192.6
0.4L	127.0	241.1	110.6	205
0.5L	65.4	206.0	67.7	200

6.01.03 MOMENTO DE INERCIA MINIMO

El momento de inercia de un atizador transversal con respecto al borde del atizador en contacto con el albaño será menor que:

$$I_{min} = (2.4(h/p)^2 - 1.) P. t_w^3 \dots \dots \dots (29)$$

el menor que 19.15 cm⁴.

6.01.04 SELECCION DE LOS ATIZADORES

A.- De la tabla 49 se van a tomar los esfuerzos constantes con los que sea el máximo permisible - según la ecuación (26); por lo tanto necesitaremos de atizadores transversales.

B.- El reglamento específico que para trabes rectas y para trabes soldadas, los atizadores serán placas soldados al alma.

C.- Según las condiciones de dimensionamiento probaremos una placa de 5" x 40" x 5/8", (12.7 x 102 x 95) y usaremos por razones de economía un espesor de

uniforme :

$p = 120$ cm; y en los extremos dos espacios de 0.55 cm.

D.- Chequeo del momento de inercia:

De la ecuación (29) el momento de inercia mínimo necesario será:

$$I_{\min} = (2.4(122)^2 - 1.03)(120)(.95)^3 = 66.9$$

$$I_{\min} = 66.9 \text{ cm}^4.$$

El momento de Inercia del atiezador es :

$$I = (0.95)(12.7)^3/12 + (0.95)(12.7)(12.7/2)^2 = 648.7$$

$$I = 648.7 \text{ cm}^4 > 66.9 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{OK}$$

E.- Por lo tanto usamos placas de $3'' \times 40 \times 3/8''$ en vigas interiores y exteriores.

6.02 ATIEZADORES LONGITUDINALES

Es necesario el uso de atiezadores longitudinales cuando el espesor del alma t_w es menor que $h/70$.

para nuestro caso.

$$t_w = 0.85 \text{ mayor que } \frac{122}{170} = 0.71 \text{ cm}$$

Por lo tanto su uso no es necesario.

6.03 ATIEZADORES DE APOYO

Son un tipo especial de columnas, que soporta a la carga conjuntamente con el alma y se utilizan donde existen cargas concentradas grandes o en los apoyos como su nombre lo indica. Estos atiezadores se usan por pares, uno a cada lado del alma.

6.03.01 ESPECIFICACIONES

A.- La carga dividida entre el área del atiezador más una parte del alma, no debe exceder el es-

fuerzo de compresión permisible en una columna de esas dimensiones.

B.- El área del alma que se considera como colaborante con el atizador, es 12 veces el espesor de éste.

C.- La longitud efectiva de la columna se toma como las 3/4 partes de la altura del atizador.

D.- Los atizadores, se extenderán hasta los bordes exteriores de las piezas del patín.

E.- Según el Reglamento AASHO, el atizador actuando como columna, debe soportar un esfuerzo máximo de $F_{max} = 1038 - 0.0256 (L/r)^2$(30)

F.- El espesor de los atizadores de placa, no será menor que 1/16 de su ancho y de preferencia no menor que el espesor del alma.

6.03.02 SELECCION DEL ATIZADOR

$$c = \frac{50.5 - 0.85}{2} = 24.8 \text{ cm} = 9.75''$$

$$t = \frac{24.8}{16} = 1.55 \text{ cm.} = 5/8''$$

Escogemos : PL de 9.75" x 48 x 5/8"

6.03.03 CHEQUEO DE ATIZADORES

$$A_w = 12 \times 0.95 = 11.4 \text{ cm}^2$$

$$A_o = 24.8 \times 1.58 = 39.2 \text{ cm}^2$$

$$A = A_w + 2 A_o = 69.8 \text{ cm}^2$$

$$I_o = \frac{(1.58)(24.8)^3}{12} = 2008.3 \text{ cm}^4$$

$$I = (2008.3) + (2)(39.2)(12.4)^2$$

$$I = 16861.7 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{I}{A} = \frac{16861.7}{89.8} = 187.0$$

$$r = 13.7 \text{ cm.}$$

$$L = (0.75)(122) = 91.5 \text{ cm.}$$

Aplicando la fórmula (30) tenemos:

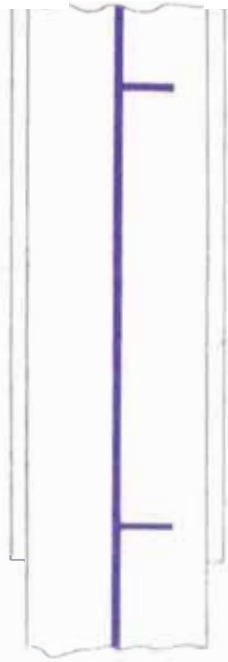
$$F_{\text{max}} = 1088 - 0.0258 (91.5/13.7)^2$$

$$F_{\text{max}} = 1068.8 \text{ Kg/cm}^2$$

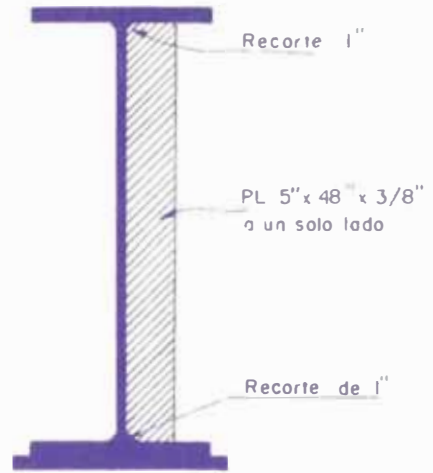
El esfuerzo resultante para la máxima reacción es:

$$F = \frac{47890}{89.8} = 533.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Como el esfuerzo resultante 533.3 Kg/cm^2 es menor que el máximo esfuerzo permisible $= 1036.8 \text{ Kg/cm}^2$, usamos 2 - PL d. 9.75 " x 48" x 5/8" para atizadores de apoyo en vigas interiores y exteriores.

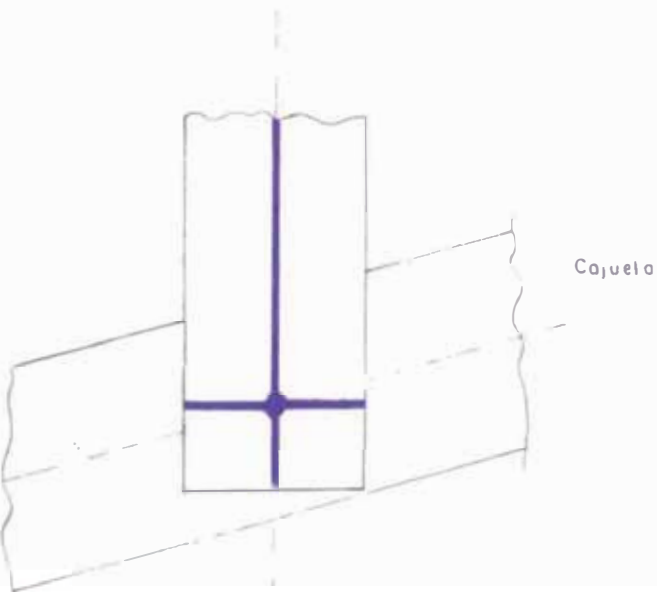


PLANTA



ELEVACION

ATIESADORES INTERMEDIOS



PLANTA



ELEVACION

ATIESADORES DE APOYO

7.00 CONEXIONES

7.01 CLASES DE CONEXIONES

Puede ser de tres clases: Remachadas, atornilladas y soldadas.

7.01.01 CONEXIONES REMACHADAS

Son las más antiguas, pero en la actualidad están cayendo en desuso, por presentar ciertos inconvenientes, entre los que podemos mencionar.

A.- Tienen diferentes valores de resistencia, según se use para su colocación, prensa de remachar o martillo neumático, hecho que no se traduce en las especificaciones de esfuerzos permisibles.

B.- Los remaches que generalmente se colocan al rojo cerezo, al enfriarse, se contraen en longitud y diámetro, llegando a ser un tanto menores que los agujeros que se supone deben llenar.

C.- En taller se pueden colocar remaches en frío utilizando altas presiones estos remaches llenan mejor los agujeros, son más resistentes, eliminan el costo de calentamiento; pero hay una reducción en la fuerza de agarre, ya que no se contraen ni desarrollan fricción después de colocados.

D.- En caso que se requieran superficies lisas hay que utilizar remaches con cabeza embutidos, esto encarece al costo, aparte que no se desarrolla su resistencia total y debe contarse como el 50% en diseño.

E.- Los remaches requieren una Inspección rigurosa,-

un inspector por cada 2 a 3 cuadrillas de remachadores, y que debe cuidarse que los remaches estén apretados, tengan las cabezas con dimensiones completas, y no estén quemados; que los agujeros para remaches no tengan rebabas, de lo contrario durante el recalado se puede formar un reborde que impida que los caras de los elementos al unir pueden asegurarse por completo un con otro. Como el trabajo de remover remaches es pesado, los remachadores cuando encuentran un remache flojo lo recalcan en frío, para que por la prueba del martillo y el inspector no revele el flojamiento.

F.- Las tensiones en los remaches no son suficientemente altas para mantenerlos en su lugar durante la aplicación de cargas vibratorias y de impacto, al quedar flojos vibran y eventualmente se van reemplazando.

G.- Los miembros que van a remacharse, requieren alinearse mediante tornillos de campo o montaje lo que origina mayor trabajo y costo.

H.- Los esfuerzos teóricos de cálculo divergen de los reales, por diferentes factores como fricción entre los miembros, flexión de los remaches, concentración de esfuerzos al rededor del agujero, deformación de los miembros conectados, etc.

I.- Los miembros en tensión deben ser calculados con el factor neto (descontando el área de los

agujeros), lo que da mayores dimensiones en los perfiles a usar.

7.01.02 CONEXIONES ATORNILLADAS

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso muy rápido y requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o soldadura.

A.- Clases de Tornillos

a.- Tornillos para máquina.- Son los más económicos, se usan principalmente en estructuras ligeros sujetas a cargas estáticas, y para miembros secundarios de estructuras grandes. La resistencia y ventaja de estos tornillos no ha sido muy expresada.

b.- Tornillos maquinados.- Son fabricados para obtener ajustes casi exactos que queda dentro de $1/50''$ por esto los agujeros deben ser realizados con precisión, necesitando rimado. A pesar de ser más resistente al corte que los anteriores; se utiliza en la actualidad muy poco en conexiones estructurales; generalmente se usa con los tornillos para máquina como un tipo de seguridad.

c.- Tornillos con estrías.- Estos tornillos deben ser introducidos a presión en los agujeros, asegurando un ajuste perfecto; pero haciendo la instalación de estos tornillos un poco más difícil. Estos tornillos son usual-

mente considerados con resistencia igual a la de los remaches estándar de la misma medida.

d.- Remaches de alta resistencia.- Se fabrican de acero al medio carbono, tratado térmicamente de aleaciones especiales de acero.

Su resistencia a la tensión es varias veces la de los tornillos ordinarios. Son utilizados en todo tipo de estructuras, desde edificios pequeños hasta puentes y puentes monumentales.

Estos tornillos se desarrollaron para vencer la debilidad de los remaches, principalmente la baja resistencia a la tensión en sus espigas después de enfriarse. Los tornillos de alta resistencia se sujetan hasta quedar sujetos a esfuerzos de tensión muy altos, permitiendo que las cargas sean transferidas primordialmente por fricción.

e.- Ventajas de los Tornillos de Alta Resistencia

a.- Las juntas que se obtienen utilizando tornillos de alta resistencia, son superiores las juntas remachadas en comportamiento y economía.

b.- En comparación con los remaches se requiere un menor número de tornillos para suministrar la misma resistencia.

c.- Los cuadrillos de hombres necesarios para tornillar son menores que los necesarios para

para remechar (la mitad).

- d.- Las juntas atornilladas buenas pueden realizarse con hombres con mucho menos entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones e soldadas o remechedas de calidad semejante. La instalación apropiada de tornillos de alta resistencia puede aprenderse en cuestión de horas.
- e.- No requiere de pernos de montaje que deben removerse después como en las juntas remechedas o soldadas.
- f.- Se hace muy poco ruido en comparación con el remechado.
- g.- Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.
- h.- No existe riesgo de fuego ni hay peligro proveniente del calentamiento de los remechos calientes.
- i.- La resistencia a la fatiga es mayor que la obtenida con juntas soldadas o remechedas según demuestran los pruebas.
- j.- Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente los cambios en las conexiones son absolutamente simples por la facilidad de remover los tornillos.

7.01.03 CONEXIONES SOLDADAS.- La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas, mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido permitiendo que las partes fluyan y se unan - -

con o sin la adición de otro metal fundido.

A.- Vantajas de la soldadura

- e.- El uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero al eliminar gran porcentaje de las placas de unión y empalmes. En estructuras de puntas es posible ahorrar el 15 % o más del peso del acero con el uso de la soldadura.
- b.- La soldadura requiere un trabajo menor que el del remachado; un soldador puede reemplazar a cuatro remachadores.
- c.- La soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que el remachado o empalmado. Una conexión remachada o empalmada puede ser virtualmente imposible, para una conexión soldada no presenta dificultades.
- d.- Las estructuras soldadas son más rígidas por que los miembros normalmente están soldados directamente uno a otro.
- e.- Las conexiones para estructuras remachadas o empalmadas se realizan a menudo a través de ángulos de conexión o placas que se deforman debido a la transferencia de carga, haciendo más flexible la estructura completa, salvo que se necesite mayor rigidez con baja resistencia a los momentos, en este caso el calculista debe tener cuidado de especificar el tipo de juntas.
- f.- El proceso de fundir los pernos por unir,

hace a las estructuras realmente continuas, puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no presentan restricciones en las mismas.

- g.- Estáticamente tienen una mejor presentación por presentar superficies limpias y suaves.
- h.- Cuando se usa soldadura es más fácil realizar cambios en el diseño y corregir los errores durante el montaje y a menor costo.
- i.- El silencio de soldar comparado con el remachado es importante cuando se trabaja cerca de hospitales, escuelas o cuando se realiza edificaciones en edificios existentes.
- j.- Se requiere unas precauciones de seguridad para el público en áreas congestionadas, en comparación con las necesarias para una estructura remachada donde al lanzamiento de remaches calientes es indispensable.
- k.- Se usan menos piezas y como resultado se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la estructura.

7.01.04 CONEXIONES A UTILIZAR

Analizando las ventajas de cada tipo de conexiones-- utilizaremos soldadura de filate y soldadura a tope, según sea necesario.

7.02 CONSIDERACIONES DE DISEÑO PARA CONEXIONES SOLDADAS

7.02.01 ESFUERZOS PERMISIBLES EN SOLDADURAS

Las reglas de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS) se han adaptado para el diseño de la mayoría de las estructuras convencionales de Alcoa y se ha

incorporado a las especificaciones AASHO y AREA - para puntas soldados de carruteros y ferrocarriles.

Para soldaduras de filato se toman los esfuerzos permisibles de un 65 a un 72 % del esfuerzo permisible a tensión del metal base, dependiendo los valores específicos del tipo de acero.

Las especificaciones incluyen recomendaciones - para tomar en cuenta ciclos mayores de carga máxima y los incrementos correspondientes de la carga de diseño, para lograr la seguridad del miembro y de su conexión.

Para acero A 36 y espesores menores de 1" no existen especificaciones adicionales en cuanto a electrodos a usar y la temperatura de las piezas que serán consultadas, excepto cuando la temperatura del metal sea menor a 0°C.

A.- Esfuerzos permisibles por fatiga

Las especificaciones Standar para puentes de caminos de la AASHO requieren que, bajo cargas fluctuantes, el esfuerzo máximo en la soldadura, no debe exceder el valor reducido del esfuerzo permisible F ; el cual puede definirse en términos de la variación o inversión del esfuerzo en la soldadura, del tipo de ésta, del tipo de esfuerzo y del número de ciclos de fluctuación del mismo.

La variación del esfuerzo se puede definir por la relación:

$$r = \frac{P_{\min.}}{P_{\max.}} = \frac{F_{\min.}}{F_{\max.}}$$

Para una inversión completa $P_{\min} = -P_{\max}$ y $r = -1$; por consiguiente $r = -1$; para carga estática $P_{\min} = P_{\max}$

Por lo tanto: $r = +1$

Usualmente se considera que los puentes cortos de caminos pueden llegar a tener 500,000 ciclos de carga y los puentes largos sujetos a cargas críticas pueden experimentar únicamente 100,000 ciclos de fluctuación de esfuerzo.

Los valores F especificados por la AASHO se muestran en la Lámina Nº 13

7.02.02 ESPECIFICACIONES PARA SOLDADURAS DE FILETE SEGUN EL REGLAMENTO A.A.S.

A.- La longitud mínima de una soldadura de filete intermitente será mayor o igual a 4 veces su espesor .

B.- El espesor máximo de soldadura para placas $1/4"$ es $1/4"$; para placas de espesor mayor, el espesor máximo de soldadura será igual al espesor de la placa disminuido en $1/16"$.

C.- El espesor práctico mínimo es $1/8"$ y el espesor más económico es $5/16"$.

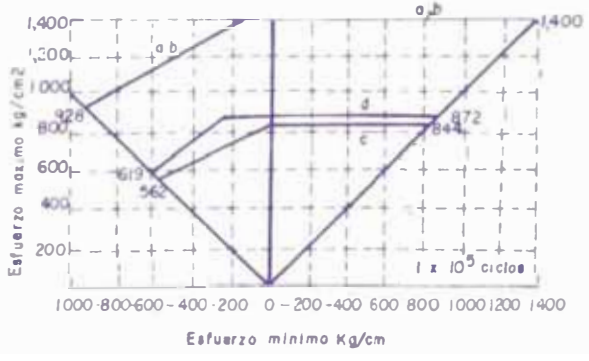
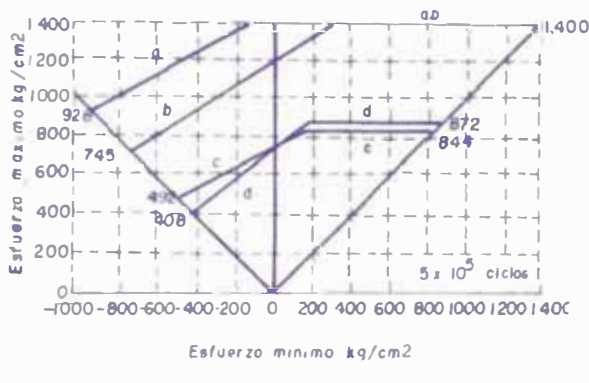
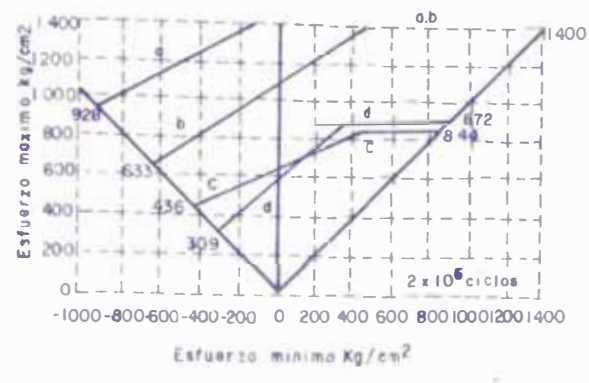
D.- La longitud de las vueltas de extremo o rametas debe ser mayor o igual a 2 veces al espesor de la soldadura.

E.- El espesor mínimo del filete según el espesor de las placas a soldar, se muestra en la Tabla Nº 11.

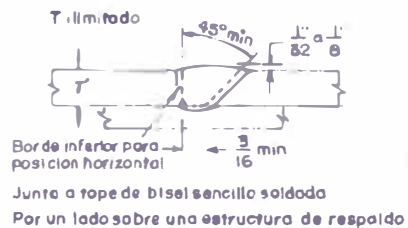
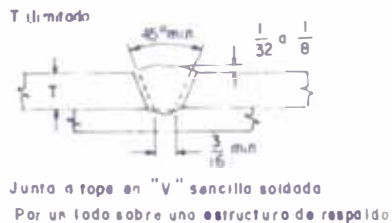
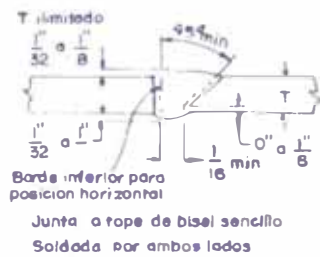
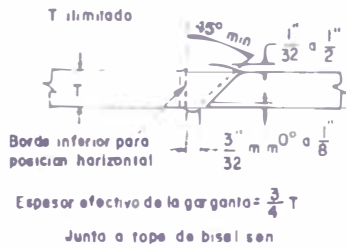
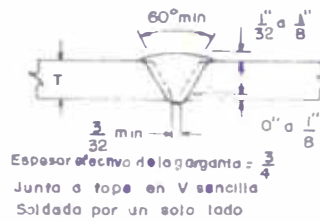
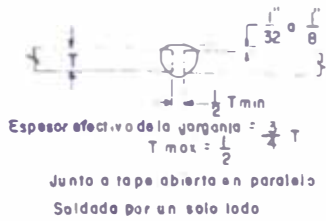
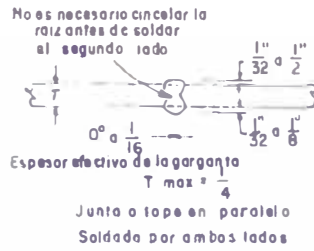
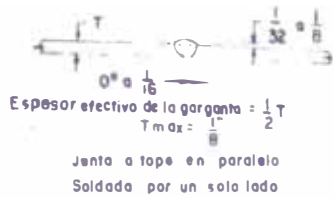
TABLA Nº 11

ESPESORES MÍNIMOS DE SOLDADURA DE FILETE

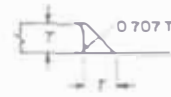
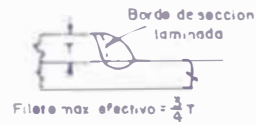
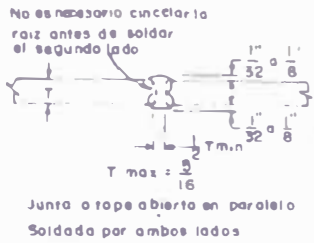
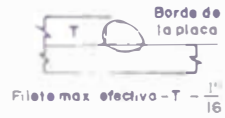
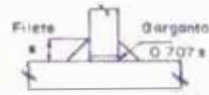
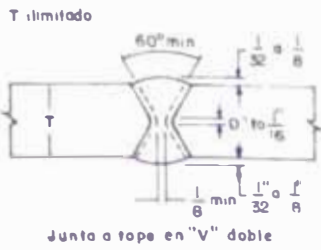
Esfuerzos permitidos para metal de aportación de acero A70, según la BA... metal de aporte... soldadura... metal de aporte... soldadura... metal de aporte... soldadura...



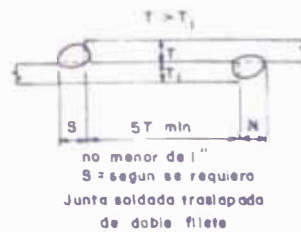
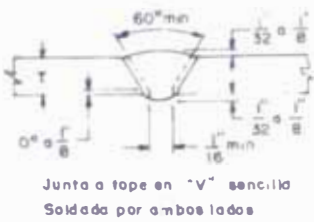
CONEXIONES SOLDADAS



CONEXIONES SOLDADAS



Soldaduras de filete en los bordes
Véanse especificaciones AISC sec. 24(d)



Véanse especificaciones AISC sec. 117 B

ESPEJOR PLACA	1/4"	1/2"	3/4"	1 1/2"	2 1/4"	6"	mas de 6"
ESPEJOR SOLDADURA	1/8"	1/16"	1/4"	5/16"	3/8"	1/2"	5/8"

7.03 CONEXION: PERFIL LOSA

La losa de los puentes en colaboración actúa no solamente como una base para resistir cargas vivas, sino también como una parte integrante de la viga. En realidad trabaja como una gran cubrepieza del patín superior de la viga de acero aumentando gradualmente la resistencia de la viga.

Para que la viga metálica y la losa trabajen en colaboración, es necesario asegurar la adherencia entre ambos esto se logra embutiendo la viga en el concreto o por algún dispositivo de unión mecánica.

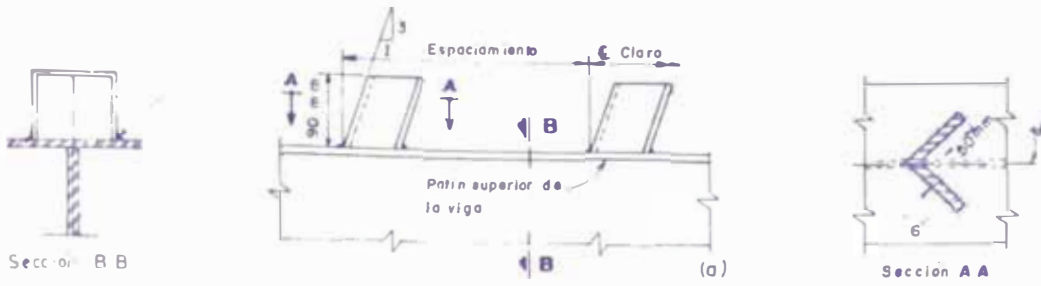
Como los puentes están sujetos a fuertes cargas de impacto, la adherencia entre vigas y losas se pierde fácilmente, por lo que la AASHO lo considera despreciable; por lo tanto los conectores se diseñan para resistir toda la fuerza cortante entre la viga y la losa, originada por la sobrecarga más del impacto.

7.03.01 CLASES DE CONECTORES

Dentro de los conectores tenemos: barras, cables, zatas, ángulos y espárragos (ver lámina Nº 15).

Por consideraciones económicas se prefiere en general el uso de espárragos redondos, soldados a los patines superiores de las vigas.

TIPOS DE CONECTORES DE CORTANTE



ANGULOS



CANALES



ESPARRAGOS



PLACAS

Se disponen de espárragos en diámetros de $1/2''$ a $1''$ y en longitudes de $2''$ a $8''$ siendo los más usados los de $5/8''$ a $7/8''$ de diámetro por $2''$ a $4''$ de longitud. Los espárragos pueden fijarse rápidamente a las vigas de acero con pistolas especiales de soldar, por operarios no muy hábiles. La instalación en taller de los conectores, es más económica, pero pueden dañarse fácilmente durante el transporte y montaje de las vigas, además dificultan el desplazamiento de los operarios que comienzan por los patines de las vigas durante las primeras fases de la construcción; de allí que se prefiere su instalación en obra.

7.03.02 REQUISITOS DE LOS CONECTORES

- A.- La losa y la viga tienden a separarse verticalmente y a deslizarse horizontalmente por lo tanto los conectores deben ser capaces de resistir los movimientos horizontales y verticales. Para evitar la tendencia a la separación, el espaciamiento máximo debe ser de $24''$ (60 cm).
- B.- El espaciamiento de conectores puede ser constante o variable.
- C.- El reglamento AASHTO establece que debe haber un mínimo de $2''$ de concreto por encima del conector y estos deben penetrar también en la losa un mínimo de $2''$.
- D.- El reglamento AISC a su vez agrega que el diámetro del conector no debe exceder de 2.5 veces el espesor del patín al cual van soldados, por-

que de lo contrario los conectores tienden a
arrancarse antes de desarrollar su capacidad de
resistencia al corte.

7.03.03 DISEÑO DE CONECTORES

Las AASHO establecen que los conectores deben diseñarse por fatiga y chequearse por resistencia última.

A.- Diseño por Fatiga

a.- La fuerza resistente F_r entre viga y losa se calcula mediante la fórmula

$$F_r = \frac{VQ}{I} \quad (\text{Kg/cm}) \dots \dots \dots (31)$$

donde:

V : cortante máximo por carga viva más impacto.

Q : Momento estático de la losa de concreto.

I : Momento de Inercia total.

b.- El espaciamiento "s" de conectores para H/d mayor o igual a 4, está dado por la fórmula:

$$s = \frac{Z_r}{f} \dots \dots \dots (32)$$

$$Z_r = Kd^2 \dots \dots \dots (33)$$

donde :

H = altura del espárrago (pulg)

d = diámetro del espárrago (pulg)

Z_r = esfuerzo de trabajo de los conectores -
(Kg)

K = coeficiente que depende del número de -
ciclos de esfuerzo.

c.- En la sección 1.7 de las normas AASHO, sepa

cifico que para puentes cortos el número de ciclos de variación de carga es de 500,000.

d.- Para 500,000 ciclos, $K = 4812$; por lo tanto:

$$Zr = 4812 d^2 \dots\dots\dots (35c)$$

g.- Diseño por Resistencia Última

Después que el número de conectores se ha determinado por fatiga, este número debe verificarse por medio de la fórmula:

$$N = \frac{P}{(0.85)Su} \dots\dots\dots (4)$$

$$Su = (1595.8) \cdot d^2 \sqrt{F'_c} \dots\dots\dots (35)$$

Donde :

P = Fuerza en Kg. en la losa; para momento positivo se toma el menor de los valores

F_1 o F_2 siguientes:

$$F_1 = As \cdot F_y \dots\dots\dots (6)$$

$$F_2 = (0.85) F'_c \cdot Ac \dots\dots\dots (37)$$

Su = resistencia última de un conector por corte (Kg.)

As = Área del perfil de acero

Ac = Área de concreto.

h.- Resistencia de los Esparros

De las fórmulas (35 c) y (35) obtenemos los valores de la tabla N° 12

i.- Fuerzas Rezentas

De las secciones 4.04.02, 4.05.02, 4.07.01, y aplicando la fórmula (31), para cada dístico de luz, obtenemos los valores de los - - - - -
tablas N° 13 y N° 14.

TABLA Nº 12

RESISTENCIA (Kg.)	ESPESOR DEL ESPARRAGO			
	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"
Zr	1200	1879.7	2706.8	3684.2
Su	6244.5	9557.1	14050.2	19124.

TABLA Nº 13

FUERZA RAZANTE EN VIGAS INTERIORES

SEC.	A	Y	Q	V	I	F
0	533.3	27.3	14559.1	22010	2001507.7	160.1
0.1L	533.3	27.3	14559.1	19530	2001507.7	142.1
0.2L	533.3	39.4	21012.	17040	2985509.7	114.4
0.3L	533.3	39.4	21012	14560	2985509.7	97.8
0.4L	533.3	39.4	21012	1200	2985509.7	81.1
0.5L	533.3	39.4	21012	9590	2985509.7	64.4

TABLA Nº 14

FUERZA RAZANTE EN VIGAS EXTERIORES

SEC.	A	Y	Q	V	I	F
0	444.4	30.4	13509.8	18020	1915810.3	127.1
0.1L	444.4	30.4	13509.8	15990	1915810.3	112.8
0.2L	444.4	42.5	19331.4	13960	2985509.7	90.4
0.3L	444.4	42.5	19331.4	11920	2985509.7	77.2
0.4L	444.4	42.5	19331.4	9890	2985509.7	64.0
0.5L	444.4	42.5	19331.4	7850	2985509.7	50.8

7.05.04 ESPACIAMIENTO DE CONECTORES DE 1/2" x 2"

A.- Diseño por fatiga

- Reordenado la fórmula (32) tenemos:

$$F = \frac{Z_F}{a}$$

- Utilizando 4 conectores por fila y reemplazando en esta fórmula diversos espaciamentos, tenemos los valores de la tabla Nº 15.

TABLA Nº 15

a (cm)	30	35	40	50	60
F (Kg./cm)	160	137.5	120.3	96.2	80.2

- Probaremos el siguiente espaciamento:

a) Para vigas interiores.- 24 a 30, 7 a 30, 5 a 50 total 146 a cada lado del centro de luz.

b) Para vigas exteriores
4 a 30, 16 a 35, 3 a 45, 3 a 60.
Total 124 a cada lado del centro de luz.

B.- Comprobación por Resistencia Última

a.- En vigas Interiores

$$F_1 = (317.9)(2,500) = 794,750 \text{ (Riga)}$$

$$F_2 = (0.85)(245)(20)(240) = 999,600$$

$$N = \frac{794,750}{(0.85)(6244.5)} = 150 \text{ conectores a cada lado.}$$

b.- En vigas Exteriores

$$F_1 = (317.9)(2,500) = 794,750 \text{ Riga.}$$

$$F_2 = (0.85)(245)(20)(240) = 999,600$$

$$N = \frac{794,750}{(0.85)(6244.5)} = 150 \text{ Conectoras a cada lado}$$

C.- Como el número de conectoras requerido por resistencia última es mayor que el necesario por fatiga tanto en vigas interiores, como en exteriores debemos aumentar el número de conectoras o disminuir su diámetro.

7.03.05 ESPACIAMIENTO DE CONECTORES DE 5/8" x 3" (4 por fila)

A.- Diseño por fatiga:

- La fuerza resistente en función del espaciamiento de estos conectoras aparecen en la tabla #16 - 16

TABLA #16

e (cm)	30	35	40	45	50	60
r (Kg/cm)	250	214.8	188	167.1	150.4	1253

- Proponemos el siguiente espaciamiento:

a.- Para vigas interiores.- 6 a 45, 7 a 50, 9 a 60 total 96 conectoras a cada lado del centro de luz.

b.- Para vigas exteriores.- 10 a 50, 12 a 60 total 88 conectoras a cada lado del centro de luz

3.- Comprobación por Resistencia Última

Para vigas interiores y exteriores tenemos:

$$N = \frac{794,750}{(0.85)(9757.1)} = 96$$

Como el número de conectoras en vigas exteriores -

requerido por Resistencia Última es mayor que el número requerido por fatiga; utilizamos el mayor número; que coincide con el número requerido en vigas interiores.

7.03.06 CONEXIONES A UTILIZAR

Usar 4 espárragos de $3/8" \times 3"$ por viga con el siguiente espaciamento:

8 a 45 cm, 7 a 50 cm, 9 a 60 cm, total 96 conectores a cada lado del centro de luz

(Lamina No 1a)

7.04 CONEXION PERFIL-PLATA WEDA

Usaremos soldadura continua de filate. El espesor de la soldadura debe ser capaz de soportar la fuerza rozante entre el perfil y la placa.

La máxima fuerza rozante ocurre en el extremo de las placas, es decir en la sección D.15L.

La fuerza rozante V , está dada por la fórmula (1) donde:

V = cortante máximo

Q = momento estático de la placa.

I = momento de Inercia total

7.04.01 FUERZA RAZANTE EN VIGAS INTERIORES

A.- De la sección 4.04.01 tenemos:

$$A = 106.2 \text{ cm}^2$$

$$Y = 97.5 \text{ cm.}$$

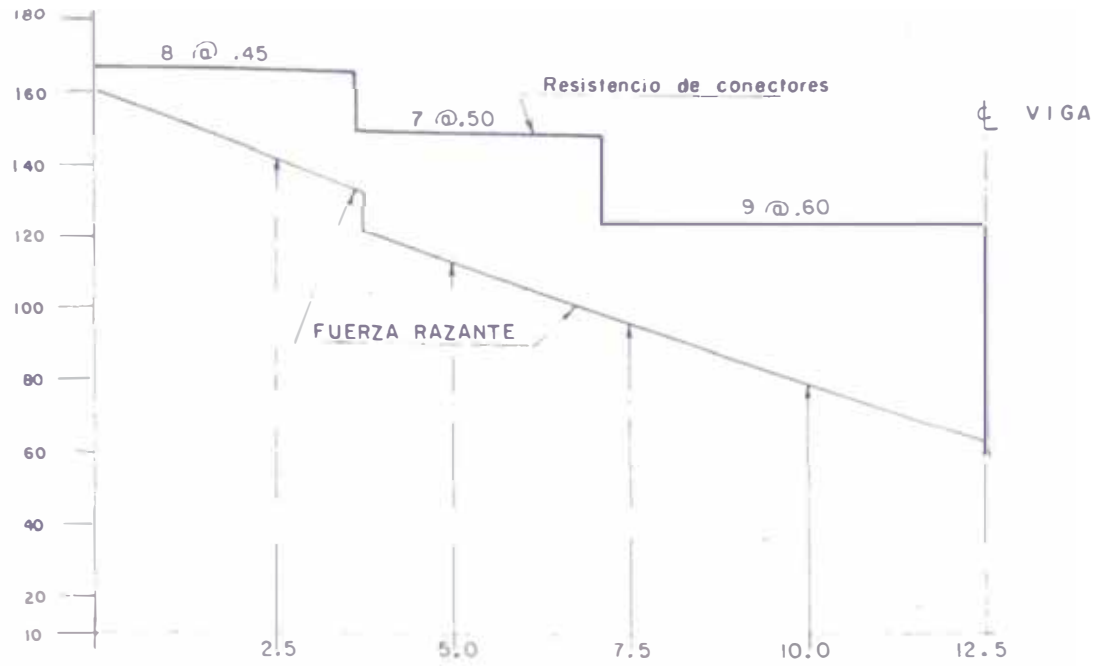
$$I = 112961 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto:

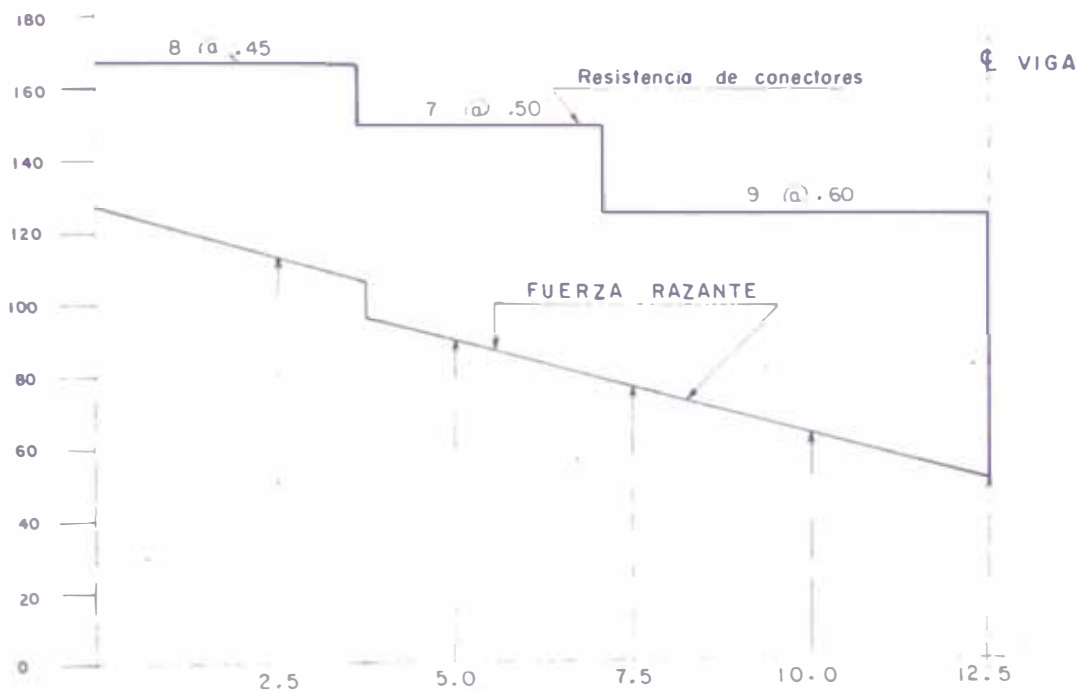
$$Q = A.Y = 10354.5 \text{ cm}^3.$$

B.- De la Tabla No 11 mediante una interpolación lineal

ESPACIAMIENTO DE CONECTORES



VIGAS INTERNAS



VIGAS EXTERIORES

de la sección 0.15L tenemos:

$$V_{pp} + c_m = 18.12 \text{ Tn.}$$

$$V_{s/c} = +18.29 \text{ Tn.}$$

$$- 1.82 \text{ Tn.}$$

de donde:

$$V_{max} = 18.12 + 18.29 = 36.41 \text{ Tn.}$$

$$V_{min} = 18.12 - 1.82 = 16.30 \text{ Tn.}$$

$$r = \frac{16.30}{36.41} = 0.45$$

C.- La máxima fuerza rozante es:

$$r = \frac{(36410)(1054.5)}{129615} = 120.5 \text{ Kg/cm}^2$$

7.04.02 FUERZA RAZANTE EN VIGAS EXTERIORES

A.- De la sección 1.07.01 tenemos:

$$A = 186.2 \text{ cm}^2$$

$$Y = 95.4 \text{ cm}$$

$$I = 2905509.7 \text{ cm}^4$$

$$Q = 9919.1 \text{ cm}^3$$

B.- De la sección 0.15L por la sección 0.15L

tenemos:

$$V_{pp} + c_m = 19.60 \text{ Tn.}$$

$$V_{s/c} = +14.98 \text{ Tn.}$$

$$- 1.49 \text{ Tn.}$$

de donde:

$$V_{max} = 19.6 + 14.98 = 34.58 \text{ Tn.}$$

$$V_{min} = 19.6 - 1.49 = 18.11 \text{ Tn.}$$

$$r = \frac{18.11}{34.58} = 0.52$$

C.- La máxima fuerza rozante es:

$$r = \frac{(34580)(9919.1)}{2905509.7} = 114.9 \text{ Kg/cm}^2$$

7.04.03 CALCULO DE LA SOLDADURA

A.- De las secciones 7.04.01 y 7.04.02, para una verificación de esfuerzos $r = 0.45$ y $r = 0.52$ el esfuerzo máximo para soldaduras de filete según el diagrama de la Línea N° 13, es 0.72 Kg/cm^2 .

B.- La resistencia de una soldadura de filete de $1/16''$ de espesor y de 1 cm. de longitud usando electrodos E 70 y Acero A 36 es :

$$R_0 = \frac{(2.94)(0.707)(0.72)}{16} = 97.87 \text{ Kg/cm}$$

C.- El espesor de soldadura para la máxima fuerza resistente obtenida en la sección 7.04.01, considerando dos cordones de soldadura es:

$$16 t = \frac{120.5}{(97.87)(2)} = 0.62$$

$$t = 1/16''$$

D.- El menor espesor de las placas a unir es $1/4''$; por lo tanto según las especificaciones de la tabla N° 11, el mínimo espesor de soldadura debe ser $1/4''$.

E.- De acuerdo a lo señalado en D y C, el espesor de la soldadura a usar es $1/4''$.

7.05 EMPALME DE PERFILES

El empalme de los perfiles se realizará con soldadura a tope a una distancia de 0.25 m de cada apoyo.

Para efecto del cálculo, separamos la conexión en dos soldaduras básicas: la soldadura del alma que absorbe el esfuerzo cortante y la soldadura de los patines que absorbe el momento.

7.05.01 SOLICITACIONES

A.- Por momento

De las tablas Nº 4 y Nº 5 tenemos:

VIGA	MOMENTOS			M max	M min.	r
	PP	CN	s/c			
VI	116.34	25.32	112.66	254.32	141.66	0.56
VE	134.82	19.17	92.26	246.25	153.99	0.63

B.- Por cortante

De las tablas Nº 8 y Nº 9 tenemos:

VIGA	CORTANTE			V max	V min	r
	PP + CM	s/c (+)	s/c (-)			
VI	8.0	13.2	5.44	22.62	3.36	0.15
VE	9.52	11.31	4.45	20.83	5.07	0.24

7.05.02 EMPALME DE PATINES

A.- Este empalme se realizará con soldadura a tope - en "V" sencilla, soldada por un solo lado. La platabanda hará de estructura de respaldo al soldar el patín y viceversa.

B.- Tomando el máximo momento, que corresponde a vigas interiores, obtenemos una tensión:

$$T = \frac{M}{Y} = \frac{254.32}{0.985} = 257.87 \text{ Tn}$$

C.- El área de soldadura es:

$$\text{Área del patín} = 101.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de platabanda} = 106.2 \text{ cm}^2$$

$$A = 207.2 \text{ cm}^2$$

D.- El esfuerzo en la soldadura es.

$$F = \frac{T}{A} = \frac{257,070}{207.2} = 1,244.5 \text{ Kg/cm}^2$$

E.- El esfuerzo máximo permisible para una soldadura a tope correspondiente a una variación de esfuerzos de $r = 0.56$, según la lámina Nº 13 es $1,400 \text{ Kg/cm}^2$, mayor que el esfuerzo actuante de 1244.5 Kgr/cm^2 por lo tanto no necesitamos placas de empalme.

7.05.03 EMPALME DEL ALMA

A.- Usaremos soldadura a tope en doble "V"

B.- La máxima fuerza actuante es :

$$V = 22.62 \text{ Tn.}$$

C.- El área de soldadura es igual al área del alma.

$$A = (0.95)(1.22) = 115.9 \text{ cm}^2$$

D.- El esfuerzo en la soldadura será :

$$F = \frac{V}{A} = \frac{22620}{115.9} = 195.2 \text{ Kg/cm}^2$$

E.- El esfuerzo máximo permisible para una soldadura a tope correspondiente a una variación de esfuerzos de $r = 0.15$, según la lámina Nº 13, es de $1,300 \text{ Kg/cm}^2$, mayor que el esfuerzo actuante de 195.2 Kg/cm^2 .

7.06 CONEXIONES VARIAS

7.06.01 FIJACION DE ESPARRAGOS AL PERFIL

A.- De las tablas Nº 13 y Nº 14, la máxima fuerza rozante es 160.1 Kg/cm ; su área de influencia es 45 cm . por lo tanto la fuerza actuante será

$$F = (160.1)(45) = 7,204.5 \text{ Kg.}$$

B.- La longitud de soldadura al rededor de un esparrago de 5/8" de diámetro es:

$$L = \pi \cdot d = (3.1416)(2.54)(5/8) = 4.99 \text{ cm.}$$

C.- Como tenemos 4 esparragos por fila, el esfuerzo por cm. de soldadura será :

$$f = \frac{7204.5}{(4)(4.99)} = 360.9 \text{ Kg/cm.}$$

D.- Según lo deducido en la sección 7.04.03-B, el espesor de soldadura necesario es:

$$16 t = \frac{360.9}{97.87} = 3.7$$

$$t = \frac{1}{4}$$

E.- Como el espesor hallado coincide con el espesor mínimo de la tabla Nº 11, usamos soldadura de filate de 1/4" para fijar todos los esparragos.

7.06.02 FIJACION DE ATIZADORES

Como estos elementos solamente sirven para rigidizar y no están sometidos a esfuerzos, para su fijación al alma del perfil, usamos el mínimo espesor dado por la tabla Nº 11.

El espesor del alma es 5/8"; por lo tanto usar soldadura de filate de 5/16" para fijar atizadores.

8.00 DISPOSITIVOS DE APOYO

8.01 TIPOS DE APOYO

Los dispositivos de apoyos para puentes pueden clasificarse en los siguientes tipos:

8.01.01 APOYOS FIJOS

El apoyo fijo es capaz de suministrar reacción horizontal y vertical, más un momento restrictivo, esto se logra empotrando el perfil en el apoyo. El elevado costo de empotrar un miembro pesado de acero en sus extremos, hace de este apoyo poco usual en Puentes.

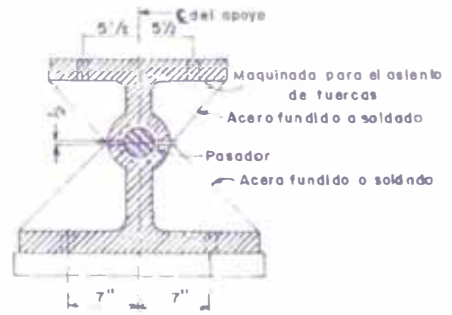
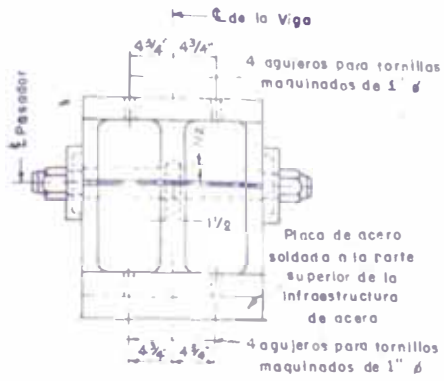
8.01.02 APOYO ARTICULADO

Un apoyo articulado permite la rotación de los extremos del miembro, esto se logra mediante dispositivos metálicos con pasador como se muestra en la lám. nº 17; o mediante el uso de placas curvas con un (prisionero). Las articulaciones tienen un sistema de lubricación para reducir la fricción y asegurar la rotación libre sin un desgaste excesivo.

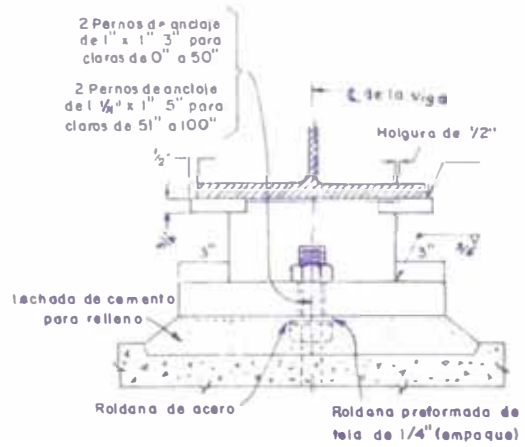
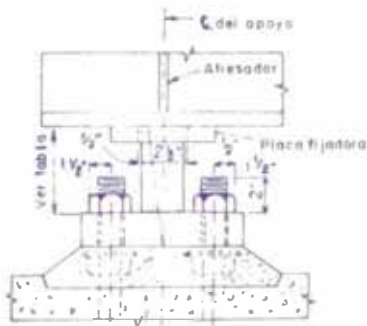
Estos apoyos se diseñan para resistir solamente cargas verticales; por ser estas demasiado fuertes se asume que el apoyo absorbe las fuerzas horizontales.

8.01.03 APOYOS DESLIZANTES O DE EXIANCION

Este tipo de apoyos permiten que los extremos del puente se muevan libremente por efecto de cambios de temperatura o variación de cargas vivas eliminando así las reacciones horizontales en los apo-



APOYO ARTICULADO PARA LUCES MEDIANAS



APOYO ARTICULADO PARA LUCES CORTAS

vos donde sea inconveniente. Los apoyos de --
expansión son de dos tipos de junta rodante y
de junta deslizante.

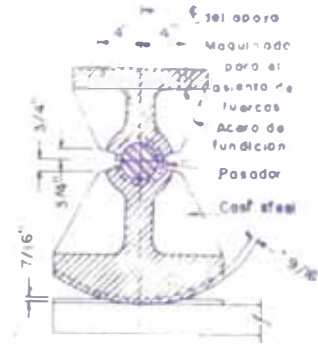
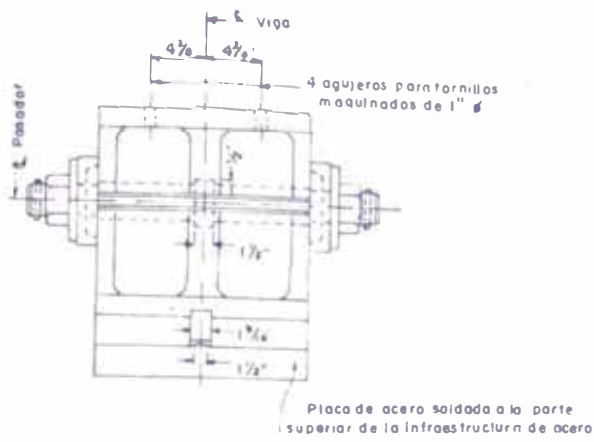
A.- Apoyos de Junta Rodante.- Estos garantizan una
libre expansión de los apoyos mediante el uso
de rodillos como se muestra en la lámina N° 18
Generalmente se prefieren rodillos segmentados
a los redondos completos, porque para un mismo
diámetro ocupan menor espacio.

Por ser el movimiento de los rodillos muy po--
queños en comparación a su radio, los arcos de
apoyos que se utilizan también son pequeños y
por lo general es suficiente un solo rodillo -
segmentado; estos rodillos se unen entre si
por medio de barras que evitan el movimiento -
independiente de cada rodillo.

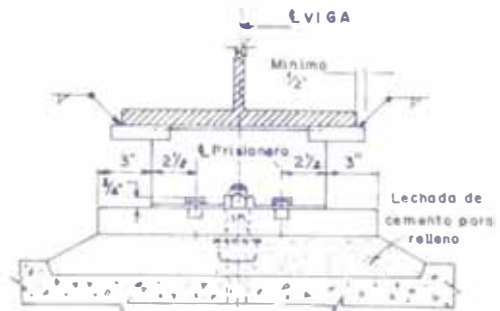
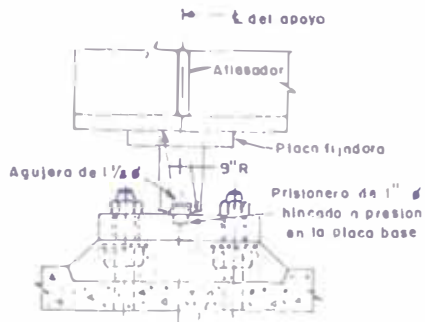
B.- Apoyos de Junta Deslizante.- En esta clase de
apoyos tenemos: ~~metálicos~~ y de Neopreno.

a.- Los apoyos metálicos de junta deslizante -
consistan en una placa de base atornillada
a la cimentación de concreto y una placa -
remachada (con remaches de cabeza embutida),
o soldada al patín inferior de la viga.

No obstante que las dos placas se han mo--
quinado planas y que se supone ^{deben} deslizar
libremente entre si, el coeficiente de - -
fricción puede ser lo suficientemente alto
como para producir fuerzas horizontales
sobre todo si se ha acumulado suciedad y -



APOYO DE EXPANSION PARA LUCES MEDIANAS



APOYO DE EXPANSION PARA LUCES CORTAS

óxido entre los pleros, de allí que necesi-
tan de lubricación y limpieza periódica.

b.- El neopreno es un producto del hule que se
utiliza eficientemente para apoyos deslizan-
tes por las ventajas que ofrece, dentro de
las que podemos mencionar:

- Es mas económico que cualquier tipo de apoyo.
- Posee alta resistencia a la compresión (1,000
lbs/pulg²)
- Permite el deslizamiento de la estructura
apoyada sobre él sin peligro de obstrucción
como en el caso de los apoyos metálicos.
- Soporta variaciones de temperatura sin vol-
verse quebradizo.
- No necesita de mantenimiento por no ser efec-
ta la corrosión.
- Tiene larga vida y resistencia al intemperis-
mo y al tiempo (vida probable de 35 a 50 años).
- Es posible su cambio.

2.02 DISPOSITIVOS DE APOYO A USAR

Usaremos Neopreno por las ventajas que este ofrece,
en ambos lados del puente. En un lado quedará libre
para que la estructura pueda deslizarse y el otro
extremo se anclará a la cimentación mediante pernos,
permitiendo el giro, sin desplazamiento.

2.02.01 CARACTERISTICAS DEL NEOPRENO

A.- Deformación.-La deformación plástica tiene lu-
gar en los primeros 10 días de carga de mane-
ra que el acortamiento después de colocada la
superficie de rodadura no es notorio. Las

especificaciones permitan una deformación por compresión máxima de 15 %.

B.- Grado de Dureza.- La dureza se define como la resistencia relativa de su superficie a la acción de un penetrómetro de dimensiones especificadas. Esta resistencia se mide en un durometro de escala de 0 a 100.

C.- Deslizamiento.- Se recomienda que la deformación del neopreno por deslizamiento de la estructura apoyada sobre él, no exceda de la pendiente 2: 1.

8.03 CALCULO DE APOYOS

8.03.01 DIMENSIONAMIENTO

A.- Longitud .- La longitud "b" de un apoyo pueda ser el ancho de la viga o una cantidad menor, Tomaremos $b = 18"$.

B.- Espesor.- El espesor "a" mínimo recomendable es $1/2"$ o el valor dado por la fórmula:

$$a = 0.012 L \dots\dots\dots (38)$$

donde:

a = espesor (pulgadas)

L = longitud de la viga (pies)

Reemplazando valores tenemos:

$$a = (0.012)(25)(3.28) = 1" \text{ (Rige)}$$

$$a = 1"$$

C.- Ancho .- El ancho "a" debe ser mayor o igual a 5 veces el espesor. El ancho mínimo es $5"$ o el valor obtenido por la fórmula:

$$a = \frac{25 + s/c}{800 b} \dots\dots\dots (39)$$

donde:

a = ancho del apoyo (pulgadas)

PP = reacción por peso propio (lbs)

s/c = reacción por sobrecarga (lbs)

Tomando las reacciones de vigas interiores que son las más altas tenemos:

$$e = \frac{(25880 + 22010)(2.2)}{(800)(18)} = 7.5'' \text{ (Rige)}$$

8.03.02 COMPROBACION EN LAS DIMENSIONES

A.- Por deformación

a.- Esfuerzo de compresión

$$P = \frac{PP + s/c}{a \cdot b} = \frac{105880}{(18)(7.5)} = 780 \text{ Lbs/pulg}^2$$

b.- Factor de forma

$$Ff = \frac{a \cdot b}{2(a + b) \cdot a} = \frac{(18)(7.5)}{(2)(25.5)(18)} = 2.6$$

c.- Con "P" y "Ff" entremos a los abacos de la lámina 19 y para una dureza de 70, obtenemos una deformación de 13 % menor que 15 % permisible.

B.- Por deslizamiento

a.- Desplazamiento permisible "d"

$$d = \frac{PP \cdot e}{5a \cdot b \cdot R_2} \dots \dots \dots (40)$$

R = constantes cuyos valores son:

Para una temperatura mínima de .0°F = - 6.7° C

y una placa de acero de dureza 70 tomamos

la reacción por peso propio correspondiente a vigas exteriores que son las mayores tomamos :

R ₁	Temperatura mínima	R ₂	Grado de dureza
1.9	20 ^o F	110	50
1.6	0 ^o F	160	60
1.5	-20 ^o F	215	70

$$c = \frac{(20000)(2.2)(1)(1.9)}{(5)(7.5)(10)(215)} = 0.8'' = 2 \text{ cm.}$$

b.- El alargamiento o acortamiento de una viga de acero por variación de temperatura está dado por la fórmula:

$$\Delta t = (0.000011)(\Delta t)(L) \dots \dots \dots (41)$$

donde:

Δt = variación de temperatura (^oC)

L = Longitud de la viga (m)

Para una variación de temperatura de 20^oC- tenemos:

$$\Delta t = (0.000011)(20)(25)(100) = 0.55 \text{ cm.}$$

c.- Como el desplazamiento por temperatura es menor que el desplazamiento permisible, las dimensiones son correctas.

6.04 SOLUCION ADOPTADA

Usar una placa de Neopreno, dureza grado 70 de 7.5" x 1.5" x 1" en cada uno de los apoyos.

DISEÑO DE LA SUB ESTRUCTURA

1.00 ASPECTOS TEORICOS

1.01 ESTRIBOS

Son los elementos extremos del puente y sirven para transmitir la carga de la superestructura a la cimentación, haciendo las veces de muros de contención que sostienen el relleno de tierra de la parte posterior del estribo.

Generalmente para estribos se usan muros de gravedad de concreto ciclopeo, y muros elásticos de concreto armado.

Para nuestro caso utilizaríamos un muro de gravedad por ser el más económico.

1.02 PARTES DE UN ESTRIBO

1.02.01 CIMENTACION

Es la parte enterrada en el terreno, sirve para alcanzar el terreno resistente y transmitir las presiones compatibles con los que éste puede admitir.

1.02.02 ELEVACION

Es la parte del estribo que sobresale del terreno, soporta el peso de la superestructura y el empuje de tierras.

1.03 ESTABILIDAD DEL ESTRIBO

El estribo debe ser diseñado para resistir los tres tipos de falla que se mencionan a continuación.

1.03.01 FALLA POR VOLTEO

Existe la posibilidad que el estribo pivotee al rededor de una de sus aristas; para eliminar esta rotación se usa la siguiente relación:

$$C_v = \frac{M_r}{M_v} \quad 2 \quad \dots \dots \dots (42)$$

donde:

Cv = coeficiente de volteo

Mr = momento resistente, obtenido de multiplicar las fuerzas verticales por su distancia a la crista de volteo.

Mv = momento de volteo, se obtiene multiplicando las fuerzas horizontales por su distancia a la crista de volteo.

1.03.02 FALLA POR DESLIZAMIENTO

El estribo puede deslizarse sobre su base en el sentido acción de las fuerzas horizontales para evitar esto, se emplea el coeficiente de deslizamiento .

$$Cd = \frac{\sum Fv \cdot f}{\sum Fh} \leq 1.5 \dots\dots\dots (43)$$

donde:

Cd = coeficiente de deslizamiento

Fv = sumatoria de fuerzas verticales

Fh = sumatoria de fuerzas horizontales

f = coeficiente de fricción, que varía según el tipo de superficies en contacto; para:

concreto sobre concreto f = 0.70

concreto sobre tierra f = 0.55

1.03.03 FALLA POR PRESIONES EXESIVAS

Se daba evitar el aplastamiento del terreno y también la sobrecarga del mismo.

A.- Para evitar el aplastamiento, la presión transmitida por el estribo al terreno de cimentación - - debe ser menor o igual a la capacidad portante del terreno.

B.- Para evitar la socabación, la cota de cimentación debe estar por debajo de la profundidad de socabación del río.

1.40 FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL ESTRIBO

- Peso propio del estribo
- Peso de la tierra que favorece a la estabilidad
- Empuje de tierras.
- Reacción del puente
- Fuerza de fricción
- Fuerza de frenado.

1.04.01 EMPUJE DE TIERRAS

El reglamento ASHO especifica que para tomar en cuenta el peso de vehículos sobre el relleno, debe considerarse una sobrecarga de 960 Kg/m. para los camiones H 20, esta sobrecarga puede expresarse en función de una altura equivalente. Considerando un peso específico de 1,600 Kg/ m³ para el material de relleno:

$$h' = \frac{960}{1,600} = 0.60 \text{ m}$$

A.- Valor del empuje de Tierras

Según WINKLE el empuje de tierras "E" está dado por la fórmula:

$$E = 1/2 \cdot w \cdot h \cdot (h + 2h') \cdot c \dots\dots\dots (44)$$

$$c = \cos \theta \left(\frac{\cos \theta - (\cos^2 \theta - \cos^2 \phi)^{1/2}}{\cos \theta + (\cos^2 \theta - \cos^2 \phi)^{1/2}} \right) \dots\dots\dots (45)$$

donde:

c = constante que depende del talud y del tipo de material de relleno.

coeficiente de fricción del material de relleno -

- altura de relleno

h' = altura adicional

θ = ángulo del relleno con respecto a la horizontal

ϕ = ángulo de reposo del material de relleno

b.- Para relleno horizontal $\theta = 0$ por lo tanto de

la fórmula (45) obtenemos:

$$C = t_g^2 (45^\circ - \phi/2) \dots \dots \dots (46)$$

c.- Para el caso de relleno común, el valor de

ϕ , está cercano a los $33^\circ 42'$ que corresponde a un talud de 1.5 : 1 por lo tanto.

D. 6

D.- Componentes del empuje de tierras.- El empuje - - actúa a un ángulo $\phi/2$ con respecto a la horizontal por lo tanto para $\phi = 33^\circ 42'$ sus componentes serán:

$$C_h = C \sin 16^\circ 51' \dots \dots \dots (47)$$

$$C_v = C \cos 16^\circ 51' \dots \dots \dots (48)$$

C.- Punto de aplicación

a.- PUNTO DE APLICACIÓN de aplicación de la componente horizontal de gravedad a una altura:

$$\text{de modo } (h + 3h') \dots \dots \dots (49)$$

horizontal, de aplicación de la componente vertical a una altura $h + 2h'$

b.- PUNTO DE APLICACIÓN de aplicación de la componente vertical de gravedad ubicado en la cara de contacto del relleno con el terreno.

1.04.02 REACCIONES EXCÉNTRICAS EN EL PUNTO DE APLICACIÓN

Se debe la reacción suma de reacción por peso propio y -

s/c de la super estructura dividido entre la longitud de la ojuela. Para obtener la máxima reacción se analiza el puente con el tren de cargas y con la sobrecarga equivalente y se toma la mayor.

1.04.03 FUERZA DE FRICCIÓN

Debido a los cambios de temperatura, aparece una fuerza de fricción en el apoyo de la superestructura y se considera como un porcentaje de la reacción por peso propio.

Para apoyos móviles, este porcentaje varía del 2 al 5 % y para placas metálicas del 10 al 15 %.

Para el caso de mampreso consideramos 5 %; esta fuerza se considera aplicada a la altura del apoyo.

1.04.04 FUERZA DE FRENADO

El reglamento AASHO considera la fuerza de frenado aplicada a 1.0 m por encima de la coronación del muro y con un valor igual al 5 % del total de sobrecarga equivalente que puede entrar en el puente.

Para este caso también se aplica el coeficiente de reducción de cargas.

1.05 PRINCIPIO DEL TERCIO MEDIO

Los muros de gravedad de concreto ciclopeo, deben diseñarse de modo que la resultante de las fuerzas horizontales y verticales intercepte a la base en su tercio central, de esta manera toda la sección del muro **trabaja a compresión.**

1.05.01 EXCENTRICIDAD

La excentricidad "e" es la distancia del punto en que la resultante total intercepta a la base, al

contro de la misma.

$$a = \frac{b}{2} - (x-z) \dots\dots\dots (50)$$

donde:

b = ancho de la base

x = punto de aplicación resultante vertical.

$$x = \frac{M_r}{\sum f_v} \dots\dots\dots (51)$$

z = distancia del punto de intercección de la resultante total con la base, al punto de aplicación de la resultante vertical.

$$x = \frac{M_v}{\sum F_v} \dots\dots\dots (52)$$

1.05.02 PRESIONES MAXIMA Y MINIMA

Las presiones en la base o en cualquier sección del estribo se calcula mediante la fórmula:

$$\frac{\sum F_v}{A} (1 \pm \frac{6e}{b}) \dots\dots\dots (53)$$

1.06 CONDICIONES DE CARGA EN EL ESTRIBO

El estribo se diseña para dos condiciones críticas.

- A.- Estribo sin puente y con relleno sobrecargado.
- B.- Estribo con puente y con relleno sobrecargado

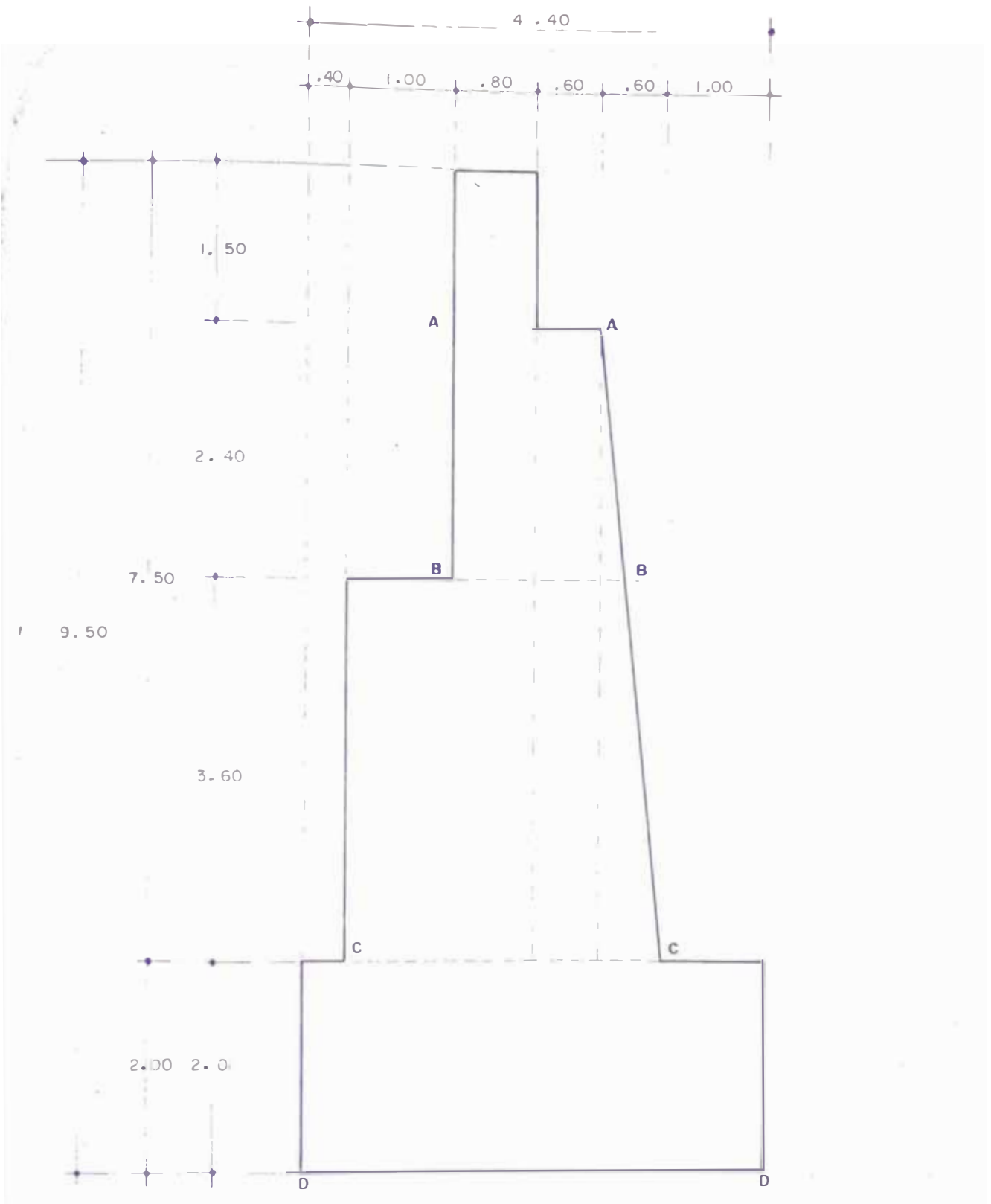
1.07 DIMENSIONAMIENTO DEL ESTRIBO

- A.- De las cotas de razante y de fondo del río obtenemos una elevación de 7.50 M. para el estribo.
- B.- Considerando la elevación y la posible erosión del río se ha considerado una zapata de 2 m de altura.
- C.- El ancho de la zapata es aproximadamente 0.45 de altura total.
- D.- El talud de la cara anterior del estribo se ha tomado 1: 10 que es el más recomendable.

- .- La parte saliente delantera de la zapata es aproximadamente de 1/10 de la altura; por lo que se ha tomado 11'
 - F.- Cuando el estribo es elevado, se recomienda que la parte en contacto con el relleno sea escalonada.
 - G.- Para el ancho de la cajuela se ha tomado 60 cms.- teniendo en cuenta el desviamiento y para facilitar la manipulación de las vigas y apoyos.
 - H.- La longitud de la cajuela se ha tomado como la separación entre sardinolas.
 - I.- La profundidad de la cajuela se ha definido en base a las dimensiones del perfil, losa y apoyos.

Perfil	12 .0 cms.
Losa	20.0 cms
Noopreno	2.5 cms.
Revestimiento de Morturo.	<u>1.5 cms.</u>

150.0 cms. = Profundidad de Cajuela.
- Teniendo en cuenta estas condiciones luego de varios tanteos se ha llegado a las dimensiones que aparecen en la lámina Nº 20 y que pasamos a analizar.



CORTE TRANSVERSAL DE ESTRIBOS

2.00 CALCULO DEL ESTRIBO SIN PUENTE Y CON RELLENOS SOBRECARGADO.

2.01 ANALISIS DE LA SECCION A-A

2.01.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras

De los Eo (44)(46)(47) y (48) tenemos:

$$E = \frac{(1.5)(1.6)}{2} (1.5 + 1.2)(0.286) = 0.93 \text{ Tn.}$$

Componentas:

$$E_v = 0.93 \text{ Sen. } (16^\circ 51') = 0.27 \text{ Tn}$$

$$E_h = 0.93 \text{ Cos. } (16^\circ 51') = 0.9 \text{ Tn}$$

Punto de Aplicación:

$$Y = \frac{1.5 (1.5 + 1.2)}{3} = 0.61 \text{ m}$$

B.- Peso Propio

Sección	Peso	Brzo	Momento
(0.1)(1.5)(2.3)	2.76	0.40	1.10

C.- Resultante de Fuerzas Verticales

$$R_v = 0.27 + 2.76 = 3.03 \text{ Tn.}$$

2.01.02 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo

$$M_v = (0.9)(0.61) = 0.54 \text{ Tn.}$$

B.- Momento Resistente

$$M_r = (0.27)(0.0) + 1.1 = 1.32 \text{ Tn.}$$

2.01.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{(0.54)}{3.03} = 0.18 \text{ m.}$$

$$x = \frac{1.32}{3.03} = 0.44 \text{ m.}$$

Excentricidad:

$$u = \frac{0.9}{2} - (0.44 - 0.18) - 0.14 \text{ m.}$$

2.01.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$Cv = \frac{1.32}{0.54} = 2.44 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.01.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$Cd = \frac{(3.03)(0.70)}{0.89} = 2.38 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.01.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{3.030}{(1.0)(100)} \left(1 + \frac{(6)(.14)}{0.50} \right)$$

$$P_1 = + 0.77 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$P_2 = - 0.02 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.02 ANALISIS DE LA SECCION D-E

2.02.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras

$$E = \frac{(3.9)(1.6)}{2} (3.9 + 1.2)(0.286) = 4.55 \text{ Tn}$$

$$Ev = 1.32 \text{ Tn.}$$

$$Eh = 4.35 \text{ Tn.}$$

$$Y = \frac{3.9}{3} \frac{(3.9 + 1.2)}{3.9 + 1.2} = 1.45$$

B.- Peso Propio

<u>Sección</u>	<u>Peso</u>	<u>Brzo</u>	<u>Momento</u>
(0.6)(3.9)(2.3)	= 7.1	1.24	8.90
(0.6)(2.4)(2.3)	= 3.31	0.54	1.79
(.74)(2.4)(2.3/2)	= 0.66	0.16	0.11
	11.15 Tn		10.80 T.m

C.- Resultante de Fuerzas Verticales

$$Rv = 1.32 + 11.15 = 12.47 \text{ Tn}$$

2.02.02 MOMENTOS

A.- Momentos de Volteo

$$Mv = (4.35)(1.45) = 6.31 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento Resistente

$$Mr = (1.32)(1.64) + 10.00 = 12.96 \text{ Tn.m}$$

2.02.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{6.31}{12.47} = 0.51 \text{ m.}$$

$$x = \frac{12.96}{12.47} = 1.04 \text{ m.}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{1.65}{2} - (1.04 - 0.51) = 0.30 \text{ m.}$$

2.02.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$Cv = \frac{12.96}{6.31} = 2.05 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.02.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$Cd = \frac{(12.47)(0.70)}{4.35} = 2.01 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.02.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{12,470}{(165)(100)} \left(\frac{1 + (6)(.5)}{1.65} \right)$$

$$P_1 = + 1.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = - 0.07 \text{ Kg/cm}^2$$

2.03 ANALISIS DE LA SECCION C-C

2.03.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuja de Tierras

$$E = \frac{(7.50)(1.6)}{2} (7.5 + 1.2)(0.286) = 14.93 \text{ Tn.}$$

$$Ev = 4.53 \text{ Tn.}$$

$$Eh = 14.29 \text{ Tn.}$$

$$Y = \frac{7.5}{3} \frac{(7.5 + 1.2)}{7.5 + 1.2} = 2.67 \text{ m.}$$

B.- Peso Propio y Tierra Que Favorece a la Estabilidad

<u>Sección</u>	<u>Peso</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(1.0)(3.9)(1.6) =	6.24	2.50	15.6
(1.0)(3.6)(2.3) =	8.28	2.50	20.70
(0.8)(7.5)(2.3) =	13.80	1.40	19.32
(0.6)(6.0)(2.3) =	8.28	0.90	7.45
(0.6)(6.0)(2.3)/2 =	4.14	0.40	1.66
	<u>40.74 Tn</u>		<u>64.73 Tn.m</u>

C.- Resultante de Fuerzas Verticales

$$R_v = 4.33 + 40.74 = 45.07 \text{ Tn}$$

2.03.02 MOMENTOS

A.- Momento de volteo

$$M_v = (14.29)(2.67) = 38.15 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento Resistente

$$M_r = (4.33)(3.00) + 64.73 = 77.72 \text{ Tn.m}$$

2.03.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{38.15}{45.07} = 0.85 \text{ m.}$$

$$x = \frac{77.72}{45.07} = 1.72 \text{ m.}$$

$$e = \frac{3.00}{2} - (1.72 - 0.85) = 0.63 \text{ m.}$$

2.03.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{77.72}{38.15} = 2.04 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.03.05 RESISTENCIA DE DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{(45.07)(0.7)}{14.29} = 2.21 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.03.06 VERIFICACION DE PRESSIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{45,070}{(300)(100)} (1 + \frac{(6)(0.03)}{3.00})$$

$$P_1 = + 3.40 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$P_2 = 0.39 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.04 ANALISIS DE LA SECCION D-D

2.04.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuja de Tierras

$$E = \frac{(9.5)(1.6)}{2} (9.5 + 1.2)(0.286) = 23.26 \text{ Tn.}$$

$$E_v = 6.74 \text{ Tn.}$$

$$E_h = 22.56 \text{ Tn.}$$

$$Y = \frac{9.5}{3} \frac{(9.5 + 1.2)}{9.5 + 1.2} = 3.14 \text{ m.}$$

B.- Peso Propio y Tierra que Favorece la Estabilidad

Sección	Peso	Brazo	Momento
(0.4)(7.5)(1.6)	= 4.80	4.2	= 20.16
(1.0)(3.9)(1.6)	= 6.24	3.5	= 21.84
(1.0)(3.6)(2.3)	= 8.28	3.5	= 28.98
(0.8)(7.7)(2.3)	= 13.80	2.6	= 35.60
(0.6)(6.0)(2.3)	= 8.28	1.9	= 15.73
(0.6)(6.0)(2.3)/2	= 4.14	1.4	= 5.80
(4.4)(2.0)(2.3)	= 20.24	2.2	= 44.53
	65.78 Tn		172.92 Tn.m

C.- Resultante de Fuerzas verticales

$$V = 6.74 + 65.78 = 72.52 \text{ Tn}$$

2.04.02 MOMENTOS ACTUANTES

A.- Momento de vuelco

$$M_{iv} = (22.26)(3.34) = 74.25 \text{ Tn.m}$$

2.- Momento Resistente

$$M_r = (6.74)(4.4) + 172.92 = 202.58 \text{ Tn.m}$$

2.04.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{74.35}{72.52} = 1.03 \text{ m}$$

$$x = \frac{202.58}{72.52} = 2.79 \text{ m.}$$

$$e = 4.40 - (2.79 - 1.03) = 0.44 \text{ m.}$$

2.04.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{202.58}{74.35} = 2.72 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.04.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{(72.52)(.55)}{22.26} = 1.79 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2.04.06 VERIFICACION DE TENSIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{72500}{(440)(100)} (+ (6)(.44))$$

$$P_1 = + 2.64 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$P_2 = + 0.66 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.00 CALCULO DEL ESTRIBO CON PUENTE Y RELLENO SOBRECARGADO

3.01 ANALISIS DE LA SECCION A-A

Para el cálculo de esta sección, no actua la reacción, del puente, ni las fuerzas de fricción y frenado, por lo tanto el análisis es el mismo realizado para estribo sin puente.

3.02 ANALISIS DE LA SECCION B-B

3.02.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de tierras

$E_v = 1.72 \text{ Tn.}$

$E_h = 4.35 \text{ Tn.}$

$Y = 1.45 \text{ m.}$

B.- Peso Propio

Peso = 11.5 Tn.

Momento = 10.0 Tn.m

C.- Reacción del Puente

a.- Reacción por peso propio

de las tablas Nº 5 y Nº 6 tenemos:

<u>Viga</u>	<u>Reac/Viga</u>	<u>Nº Vigas</u>	<u>Reac.Parcial</u>
VI	25.36	4	101.52
VE	28.00	2	56.00

Reacción total = 159.52 Tn.

b.- Reacción por sobrecarga (tren de carga)

<u>Viga</u>	<u>Reac/Viga</u>	<u>Nº Vigas</u>	<u>Reac.Parcial</u>
VI	22.01	4	88.04
VE	18.02	2	36.04

Reacción total = 124.08

c.- Reacción Por Sobrecarga Equivalente

De la lámina Nº 1 tenemos:

$$P = 11. \text{ Tn.}$$

$$q = 950 \text{ Kg, m.}$$

$$R_1 = \frac{(11.)(14.4)}{(2)(3.0)} = 27.6$$

$$R_2 = \frac{(0.95)(25)(14.4)}{(2)(3.05)} = 56.07 \text{ Tn}$$

$$R_1 + R_2 = 83.67 \text{ Tn.}$$

Aplicando el coeficiente de reducción de carga por ser de 4 vías tenemos:

$$R_{eq} = (83.67)(0.75) = 62.75 \text{ Tn.}$$

d.- Reacción Total del Fuente

$$R_t = 159.52 + 124.00 = 283.5 \text{ Tn.}$$

e.- Reacción por metro de Estribo

$$R = \frac{283.5}{14.4} = 19.69 \text{ Tn.}$$

D.- Fuerza de Fricción

de 1.04.0 y 0.01.01 por un metro de estribo tenemos:

$$F_f = \frac{(0.05)(159.52)}{14.4} = 0.55 \text{ Tn.}$$

E.- Fuerza de Frenado

$$F_a = \frac{(0.05)(62.75)}{14.4} = 0.22 \text{ Tn.}$$

F.- Resultado de Fuerzas Verticales

$$R_v = 1.32 + 11.5 + 19.69 = 32.51 \text{ Tn.}$$

G.- Resultado de Fuerzas Horizontales

$$R_h = 4.75 + 0.55 + 0.22 = 5.52 \text{ Tn.}$$

3.02.02 MOMENTOS

H.- Momento de Vuelta

$$M_v = 6.31 + (0.55)(2.40) + (0.22)(5.7) = 7.88 \text{ Tm}$$

C.- Momento Resistente

$$M_r = 12.96 + (19.69)(0.54) = 23.59 \text{ Tn.m}$$

3.02.03 INDICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{8.88}{22.51} = 0.27 \text{ m.}$$

$$x = \frac{23.59}{22.51} = 0.70 \text{ m.}$$

$$e = 1.65 - (0.70 - 0.27) = 0.37 \text{ m.}$$

3.02.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{23.59}{8.88} = 2.66 \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.02.05 RESISTENCIA DE DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{(22.51)(0.70)}{5.12} = 4.44 \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.02.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{2510}{(165)(100)} (1 + \frac{(6)(0.37)}{1.65})$$

$$P_1 = + 4.62 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$P_2 = - 0.60 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.03 ANÁLISIS DE LA SECCION C-C

3.03.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuja de Tierras

$$E_v = 4.33 \text{ Tn.}$$

$$E_h = 14.29 \text{ Tn.}$$

$$Y = 2.07 \text{ m.}$$

B.- Peso propio y Tierra que Favorece a la Estabilidad

$$\text{Peso} = 40.74 \text{ Tn.}$$

$$\text{Momento} = 64.73 \text{ Tn.m}$$

C.- Reacción del Puente

$R = 19.69 \text{ Tn.}$

D.- Fuerza de Fricción

$F_i = 0.55 \text{ Tn.}$

E.- Fuerza de Frenado

$F_u = 0.22 \text{ Tn.}$

F.- Resultante de Fuerzas Verticales

$R_v = 4.55 + 40.74 + 19.69 = 64.76 \text{ tn.}$

G.- Resultante de Fuerzas Horizontales

$R_h = 14.29 + 0.55 + 0.22 = 15.06 \text{ Tn.}$

3.03.02 MOMENTOS

A.- MOMENTO DE VOLTEO

$M_v = 77.15 + (0.55)(6.0) + (.22)(9.3) = 43.50 \text{ Tn.m}$

$M_v = 43.50 \text{ Tn.m}$

B.- Momento Resistente

$M_r = 77.72 + (19.69)(0.90) = 95.44 \text{ Tn.m}$

$M_r = 95.44 \text{ Tn.m}$

3.03.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$z = \frac{43.50}{64.76} = 0.67 \text{ m.}$

$x = \frac{95.44}{64.76} = 1.47 \text{ m.}$

$a = 2.00 - \frac{(1.47 - 0.67)}{2} = 0.70 \text{ m}$

3.03.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$C_v = \frac{95.44}{43.50} = 2.19 \dots\dots\dots \text{OK}$

3.03.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$C_d = \frac{(64.76)(0.7)}{15.06} = 3.01 \dots\dots\dots \text{OK}$

3.03. 6 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{64760}{(500)(100)} (1 + (6)(0.7))$$

$$P_1 = + 5.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_2 = - 0.36 \text{ kg/cm}^2$$

3.04 ANALISIS DE LA SECCION D-D

3.04.01 FUERZAS ACTUALES

A.- Empuje de Tierras

$$E_v = 6.74 \text{ Tn.}$$

$$E_h = 22.26 \text{ Tn.}$$

$$Y = 3.24 \text{ m.}$$

B.- Peso Propio y Tierra que favorece a la Estabilidad

$$\text{Peso} = 65.7 \text{ Tn.}$$

$$\text{Momento} = 172.92 \text{ Tn.m}$$

C.- Reacción del Puente

$$R = 19.69 \text{ Tn.}$$

D.- Fuerza de Fricción

$$F_i = 0.55 \text{ Tn.}$$

E.- Fuerza de Frenado

$$F_o = 0.22 \text{ Tn.}$$

F.- Resultante de Fuerzas Verticales

$$R_v = 6.74 + 65.7 + 19.69 = 92.21 \text{ Tn.}$$

G.- Resultante de Fuerzas Horizontales

$$R_h = 22.26 + 0.55 + 0.22 = 23.03 \text{ Tn.}$$

3.04.02 MOMENTOS

H.- Momento de vuelco

$$M_v = 74.55 + (.55)(-1.00) + (.22)(11.3) = 74.24 \text{ Tn.m}$$

I.- Momento Resistente

$$M_r = 202.5 + (19.69)(1.90) = 239.99 \text{ Tm.m}$$

3.04.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{01.24}{92.21} = 0.60 \text{ m.}$$

$$x = \frac{239.99}{92.21} = 2.60 \text{ m.}$$

$$a = \frac{4.4}{2} - (2.60 - 0.60) = 0.40 \text{ m}$$

3.04.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{239.99}{81.24} = 2.95 \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.04.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{(92.21)(0.55)}{27.05} = 2.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.04.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{29,210}{(440)(100)} \left(1 + \frac{(6)(0.40)}{4.4} \right)$$

$$P_1 = + 3.46 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$P_2 = + 0.73 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.00 CALCULO DE LAS ALAS DE LOS ESTRIBOS SIN VEREDA

4.01 ANALISIS DE LA SECCION A-A

4.01.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras

$$E = \frac{(4.0)(1.6)}{2} (4 + 1.2)(0.286) = 4.76 \text{ Tn.}$$

$$E_v = 4.76 \text{ Sen } (16^\circ 51') = 1.30 \text{ Tn.}$$

$$E_h = 4.76 \text{ cos } (16^\circ 51') = 4.56 \text{ Tn.}$$

$$Y = \frac{4}{2} \frac{(4 + 1.8)}{4 + 1.2} = 1.49 \text{ m.}$$

B.- Peso Propio y de Tierra que Favorece a la Estabilidad

<u>Sacción</u>	<u>Peso</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(1.2)(4)(1.6)/2	3.84	1.40	5.38
(1.2)(4)(2.3)/2	5.52	1.00	5.52
(0.6)(4)(2.3)	5.52	0.30	1.66
	<u>14.88 Tn.</u>		<u>12.56 Tnm</u>

C.- Resultante de Fuerzas Verticales

$$R_v = 1.30 + 14.88 = 16.26 \text{ Tn.}$$

4.01.02 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo

$$M_v = (4.56)(1.49) = 6.79 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento Resistente

$$M_r = (1.30)(1.6) + 12.56 = 15.04 \text{ Tn.m}$$

4.01.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{6.79}{16.26} = 0.42 \text{ m.}$$

$$x = \frac{15.04}{16.26} = 0.92 \text{ m.}$$

Excentricidad

ALAS DE ESTRIBOS

SECCIONES TIPO



Excentricidad:

$$e = \frac{1.0 - (0.92 - 0.42)}{2} = 0.40 \text{ m.}$$

4.01.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$Cv = \frac{15.04}{6.79} = 2.22 \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.01.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$Cd = \frac{(16.26)(0.70)}{4.56} = 2.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.01.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{16260}{(180)(100)} (1 + (6)(0.4)) = 1.8$$

$$P_1 = + 2.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = - 0.30 \text{ Kg/cm}^2$$

4.02 ANÁLISIS DE LA SECCIÓN I.-

4.02.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras

$$E = \frac{(5.0)(1.6)}{2} (5 + 1.2)(0.286) = 7.09 \text{ Tn}$$

$$Ev = 2.06 \text{ Tn.}$$

$$Eh = 6.79 \text{ Tn.}$$

$$Y = \frac{5.0}{3} \frac{(5 + 1.8)}{5 + 1.2} = 1.83 \text{ m.}$$

B.- Peso Propio y Tierra que Favorece a la Estabilidad

Sección	Peso	Arzo	Momento
(1.2)(4.0)(1.6), '2	3.84	1.9	7.30
(1.2)(4.0)(2.3), '2	5.52	1.5	8.28
(.6)(4.0)(2.3)	5.52	0.60	4.42
(2.3)(1.0)(2.3)	5.29	1.15	6.08
	20.17 Tn		28.08 Tn.m

C.- Resultante vertical

$$R_v = 2.06 + 20.17 = 22.23 \text{ Tn}$$

4.02.02 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo

$$M_v = (6.76)(1.03) = 12.43 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento Resistente

$$M_v = (2.06)(2.3) + 26.00 = 30.02 \text{ Tn.m}$$

4.02.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{12.43}{22.23} = 0.56 \text{ m}$$

$$x = \frac{30.02}{22.23} = 1.39 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e = \frac{2.3}{2} - (1.39 - 0.56) = 0.32 \text{ m}$$

4.02.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{30.02}{12.43} = 2.48 \dots\dots\dots \text{ OK}$$

4.02.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{(22.23)(0.55)}{6.79} = 1.8 \dots\dots\dots \text{ OK}$$

4.02.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{22230}{(230)(100)} \left(1 + \frac{(6)(0.32)}{2.3} \right)$$

$$P_1 = + 1.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = + 0.16 \text{ Kg/cm}^2$$

4.03 ANALISIS DE LA SECCION C-C

4.03.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras

$$E = \frac{(1.6)(2.1)}{2} (2.1 + 1.2)(0.23E) = 1.59 \text{ Tn}$$

$$E_v = 0.46 \text{ Tn}$$

$$Eh = 1.52 \text{ Tn}$$

$$y = \frac{2.1}{3} \frac{(2.1 + 1.8)}{2.1 + 1.2} = 0.03 \text{ m}$$

B.- Peso Propio y Tierra que Favorece a la estabilidad

<u>Sección</u>	<u>Peso</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(0.9)(2.1)(1.6)/2	1.51	1.0	1.51
(0.9)(2.1)(2.3)/2	2.17	0.70	1.52
(0.4)(2.1)(2.3)	<u>1.93</u>	0.20	<u>0.39</u>
	5.61 Tn		3.42 Tn.m

C.- Resultante Vertical

$$Rv = 0.46 + 5.61 = 6.07 \text{ Tn}$$

4.03.03 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo

$$Mv = (1.52)(0.03) = 1.26 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento Resistente

$$Mr = (0.46)(1.3) + 3.42 = 4.02 \text{ Tn.m}$$

4.03.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{1.26}{6.07} = 0.21 \text{ m}$$

$$x = \frac{4.02}{6.07} = 0.66 \text{ m}$$

$$p = \frac{1.3}{2} - (0.66 - 0.21) = 0.20 \text{ m}$$

4.03.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$Cv = \frac{4.02}{1.26} = 3.19 \dots\dots\dots \text{ OK}$$

4.03.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$Cd = \frac{(6.07)(0.7)}{1.52} = 2.79$$

4.03.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{6070}{(100)(1000)} \left(1 + \frac{(6)(0.20)}{1.5} \right)$$

$$P_1 = + 0.90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = + 0.40 \text{ Kg/cm}^2$$

4.04 ANÁLISIS DE LA SECCIÓN D-D

4.04.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras

$$E = (1.6)(2.0) (3 + 1.2)(0.286) = 2.8 \text{ Tn.}$$

$$E_v = 0.87 \text{ Tn.}$$

$$E_h = 2.76 \text{ Tn.}$$

$$y = \frac{3}{3} \left(\frac{3 + 1.8}{3 + 1.2} \right) = 1.14 \text{ m}$$

B.- Fuso Propio y Tierra con Favores a la estabilidad

<u>Sección</u>	<u>Fuso</u>	<u>Arzo</u>	<u>Momento</u>
(0.9)(2.1)(1.6)/2	1.51	1.35	2.04
(0.9)(2.1)(2.3)/2	2.17	1.05	2.28
(0.4)(2.1)(2.3)	1.93	0.55	1.06
(1.65)(0.9)(2.3)	<u>3.42</u>	0.83	<u>2.83</u>
	9.03 Tn		8.21 Tn.m

C.- Resultante vertical

$$R_v = 0.83 + 9.03 = 9.86 \text{ Tn}$$

4.04.02 MOMENTOS

A.- Momento de volteo

$$M_v = (2.76)(1.14) = 3.15 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento resistente

$$M_r = (0.83)(1.65) + 8.21 = 9.58 \text{ Tn.m}$$

4.04.03 POSICIÓN DE LA RESULTANTE

$$x = \frac{1.15}{9.86} = 0.12 \text{ m}$$

$$x = \frac{9.58}{9.86} = 0.97 \text{ m}$$

$$e = \frac{1.65}{2} - (0.97 - 0.12) = 0.13 \text{ m}$$

4.04.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$Cv = \frac{9.58}{1.15} = 8.34 \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.04.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$Cd = \frac{(9.15)(0.55)}{2.76} = 1.96 \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.04.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{9560}{(165)(100)} \left(1 + \frac{(6)(0.17)}{1.65} \right)$$

$$P_1 = + 0.97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = + 0.27 \text{ Kg/cm}^2$$

5.00 CALCULO DE LAS ALAS DE ESTRIOS CON VEREDA SOBRECARGADA

5.01 ANALISIS DE LA SECCION A-A

5.01.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras.- de 4.01.01 tenemos:

$$E = 4.76 \text{ Tn.}$$

$$E_v = 1.30 \text{ Tn.}$$

$$E_h = 4.56 \text{ Tn.}$$

$$Y = 1.49 \text{ m.}$$

B.- Peso Propio y Tierra que Favorece a la Estabilidad

<u>Sección</u>	<u>Peso</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(1.2)(4.0)(1.6)/2	3.04	1.40	5.30
(1.2)(4.0)(2.3)/2	5.52	1.00	5.52
(0.6)(4.0)(2.3)	5.52	0.30	1.66
(0.6)(0.25)(2.4)	0.36	0.30	0.11
(0.9)(0.15)(2.4)	0.32	-0.45	-0.14
	<u>15.56 Tn</u>		<u>12.53 Tn.m</u>

C.- Sobrecarga de Veredas

$$\text{Carga repartida } (0.3)(1.5)(-0.15) = - 0.07$$

$$\text{Barandas } (0.14)(-0.80) = - 0.11$$

$$\underline{\underline{- 0.18 \text{ Tn.m}}}$$

D.- Resultante de fuerzas verticales

$$R_v = 1.30 + 15.56 + 0.45 + 0.14 = 17.47 \text{ Tn}$$

5.01.02 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo

$$M_v = 6.79 + 0.14 = 6.97 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento Resistente

$$M_r = (1.38)(1.8) + 12.53 = 15.01 \text{ Tn.m}$$

5.01.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{6.97}{17.47} = 0.40 \text{ m}$$

$$x = \frac{15.01}{17.47} = 0.86 \text{ m}$$

$$e = \frac{1.8}{2} - (0.86 - 0.40) = 0.44 \text{ m}$$

5.01.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{15.01}{6.07} = 2.15 \dots\dots\dots \text{OK}$$

5.01.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{(17.47)(0.7)}{4.56} = 2.60 \dots\dots\dots \text{OK}$$

5.01.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{17470}{(1.0)(100)} \left(\frac{1 + (6)(0.44)}{1.6} \right)$$

$$P_1 = + 2.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = - 0.46 \text{ Kg/cm}^2$$

5.02 ANALISIS DE LA SECCION B-B

5.02.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras.--De 4.02.01 tenemos:

$$E = 7.09 \text{ Tn}$$

$$E_v = 2.06 \text{ Tn}$$

$$E_h = 6.79 \text{ Tn}$$

$$y = 1.83 \text{ m}$$

B.- Peso Propio y Tierra que Favorece a la Estabilidad

<u>Sección</u>	<u>Peso</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(1.2)(4.0)(1.6)/2	3.84	1.9	7.30

$(1.2)(4.0)(2.3)/2$	5.52	1.5	8.28
$(0.6)(4.0)(2.3)$	5.52	0.80	4.42
$(2.3)(1.0)(2.3)$	5.29	1.15	6.08
$(0.6)(.25)(2.4)$	0.36	0.80	0.29
$(0.0)(.15)(2.4)$	<u>0.32</u>	0.05	<u>0.02</u>
	20.85 Tn		26.39 Tn.m

C.- Sobrecarga de Veredas.-

Carga repartida	$(0.3)(1.5)(.35)$	- + 0.16
Barandas	$(0.14)(-0.3)$	<u>- - 0.04</u> + 0.12 Tn.m

D.- Resultante Vertical.-

$$R_v = 2.06 + 20.85 + 0.45 + 0.14 = 23.5 \text{ Tn}$$

5.02.02 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo.-

$$M_v = 12.43 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento Resistente.-

$$M_r = (2.06)(2.3) + 26.39 + 0.12 = 31.25 \text{ Tn.m}$$

5.02.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{12.43}{23.5} = 0.53 \text{ m}$$

$$x = \frac{31.25}{23.5} = 1.33 \text{ m}$$

$$e = \underline{2.3} - (1.33 - 0.53) = 0.35 \text{ m}$$

5.02.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{31.25}{12.43} = 2.51 \dots \dots \dots \text{OK}$$

5.02.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{(23.5)(0.55)}{6.79} = 1.90 \dots \dots \dots \text{OK}$$

5.02.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{23500}{(230)(100)} (1 + \frac{(6)(0.35)}{2.3})$$

$$P_1 = + 1.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = + 0.09 \text{ Kg/cm}^2$$

5.03 ANALISIS DE LA SECCION C-C

5.03.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras - de 4.03.01 tenemos:

$$C = 1.59 \text{ Tn}$$

$$E_v = 0.46 \text{ Tn}$$

$$E_h = 1.52 \text{ Tn}$$

$$y = 0.3 \text{ m}$$

B.- Peso Propio de Tierra que Favorece a la Estabilidad

<u>Sección</u>	<u>Peso</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(0.9)(2.1)(1.6)/2	1.51	1.00	1.51
(0.9)(2.1)(2.3)/2	2.17	0.70	1.52
(0.4)(2.1)(2.3)	1.93	0.20	0.39
(0.4)(.25)(2.4)	.24	0.20	0.05
(1.1)(.15)(2.4)	.40	-0.55	-0.22
	6.25 Tn		3.25 Tn.m

C.- Sobrecarga de Veredas.-

$$\text{Carga repartida } (.3)(1.5)(-0.35) = - 0.16$$

$$\text{Veranda } (.14)(1.00) = - 0.14$$

$$= - 0.30 \text{ Tn.m}$$

D.- Resultante Vertical

$$R_v = 0.46 + 6.25 + 0.45 + 0.14 = 7.30 \text{ Tn}$$

5.03.02 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo

$$M_v = 1.26 + 0.30 = 1.56 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento Resistente

$$M_r = (0.4)(1.3) + 3.25 = 3.77 \text{ Tn.m}$$

5.03.03 UDICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{1.56}{7.30} = 0.21 \text{ m}$$

$$x = \frac{3.77}{7.30} = 0.52 \text{ m}$$

$$e = \frac{1.30}{2} - (0.52 - 0.21) = 0.34 \text{ m}$$

5.03.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{3.77}{1.56} = 2.42 \dots\dots\dots \text{ OK}$$

5.03.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{(7.3)(0.7)}{1.52} = 3.36 \dots\dots\dots \text{ OK}$$

5.03.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{7300}{(130)(100)} \left(1 + \frac{(6)(.34)}{1.3} \right)$$

$$P_1 = + 1.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = - 0.32 \text{ Kg/cm}^2$$

5.04 ANALISIS DE LA SECCION D-D

5.04.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuja de Tierras.- de 4.04.01 tenemos :

$$E = 2.88 \text{ Tn}$$

$$E_v = 0.83 \text{ Tn}$$

$$E_h = 2.76 \text{ Tn}$$

$$y = 1.14 \text{ m}$$

B.- Peso propio y de tierra que favorece a la estabilidad

<u>Sección</u>	<u>Peso</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(0.9)(2.1)(1.6)/2	1.51	1.35	2.04
(0.9)(2.1)(2.3)/2	2.17	1.05	2.28
(0.4)(2.1)(2.3)	1.93	0.55	1.06
(0.4)(.25)(2.4)	0.24	0.55	0.13
(1.1)(0.15)(2.4)	0.40	-0.20	-0.08
(1.65)(0.9)(2.3)	<u>3.42</u>	0.83	<u>2.84</u>
	9.57 Tn		8.27 Tn.m

C.- Sobrecarga de Veredas.-

Carga repartida (.3)(1.5)(0) = 0

Barandas (.14)(-0.65) = 0.09

-0.09 Tn.m

D.- Resultante de Fuerzas Verticales

$R_v = 0.83 + 0.45 + 0.14 + 9.67 = 11.09 \text{ Tn}$

5.04.02 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo.-

$M_v = 3.15 + 0.09 = 3.24 \text{ Tn.m}$

B.- Momento Resistente.-

$M_r = (0.83)(1.65) + 8.27 = 9.64 \text{ Tn.m}$

5.04.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$z = \frac{3.24}{11.09} = 0.29 \text{ m}$

$x = \frac{9.64}{11.08} = 0.87 \text{ m}$

$e = \frac{1.65}{2} = (0.87 - 0.29) = 0.25 \text{ m}$

5.04.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$C_v = \frac{9.64}{3.24} = 2.98 \dots \dots \dots \text{ OK}$

5.04.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$Cd = \frac{(11.09)(0.55)}{2.76} = 2.2 \dots\dots\dots OK$$

5.04.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES.

$$P = \frac{11090}{(165)(100)} (1 + (6)(0.25)) = 1.65$$

$$r_1 = + 1.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = 0.06 \text{ Kg/cm}^2$$

6.00 CALCULO DEL TIPO DE ENCAUSAMIENTO

Este muro tiene por finalidad encausar el río y contener el relleno de las riveras de éste.

Para el relleno se ha tomado un talud 1.5: 1, igual al ángulo de reposo del material.

Luego de varios tanteos se ha llegado a las dimensiones de la Lómina Nº 22 y que se analiza a continuación.

6.01 ANALISIS DE LA SECCION A-A

6.01.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuje de Tierras

De la Ec. (45), para un ángulo $\theta = \theta'$, tenemos:

$$c = \cos \theta = \cos 33^{\circ}42' = 0.832$$

De la Ec. (44), (47)(48) y (49) con $h' = 0$, tenemos:

$$E = \frac{(1.6)(1.5)^2(0.832)}{2} = 1.50 \text{ Tn.}$$

$$E_v = 0.42 \text{ Tn.}$$

$$E_h = 1.44 \text{ Tn.}$$

$$y = \frac{1.5}{3} = 0.50 \text{ m.}$$

B.- Peso Propio y de tierra que favorece a la estabilidad

<u>Sección</u>	<u>Peso</u>	<u>brazo</u>	<u>Momento</u>
(0.4)(1.5)(2.3)	1.38	0.8	1.10
(0.6)(1.5)(2.3)/2	1.04	0.4	0.42
	2.42 Tn		1.52 Tn.m

C.- Resultante Vertical

$$R_v = 0.42 + 2.42 = 2.85 \text{ Tn}$$

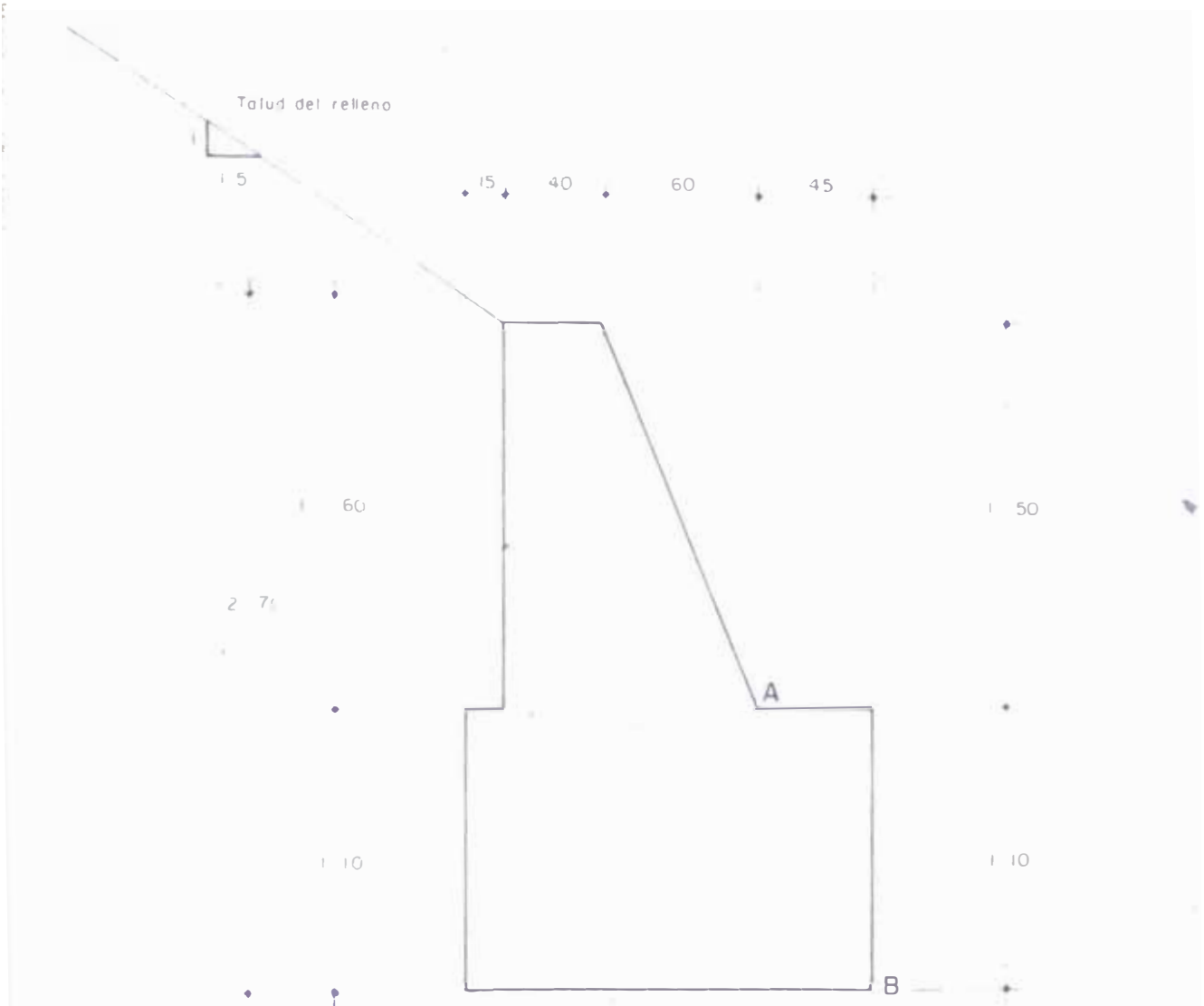
6.01.02 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo

$$M_v = (1.44)(0.50) = 0.72 \text{ Tn.m}$$

MURO DE ENCAUSAMIENTO

SECCION TIPO



B.- Momento Resistente

$$M_r = (0.43)(1.0) + 1.52 = 1.95 \text{ Tn.m}$$

6.01.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{0.72}{2.85} = 0.25 \text{ m}$$

$$x = \frac{1.95}{2.85} = 0.68$$

$$y = \frac{1.00}{2} - (0.68 - 0.25) = 0.07 \text{ m}$$

6.01.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{1.95}{0.72} = 2.7 \dots\dots\dots \text{OK}$$

6.01.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{2.85}{1.44} = 1.98 \dots\dots\dots \text{OK}$$

6.01.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$P = \frac{2850}{(100)(100)} \left(1 + \frac{(6)(0.07)}{1.0} \right)$$

$$P_1 = + 0.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_2 = + 0.17 \text{ Kg/cm}^2$$

6.02 ANALISIS DE LA SECCION 9-9

6.02.01 FUERZAS ACTUANTES

A.- Empuja de Tierras

$$E = \frac{(1.6)(2.7)^2(0.002)}{2} = 4.85 \text{ Tn.}$$

$$E_v = 1.41 \text{ Tn}$$

$$E_h = 4.64 \text{ Tn}$$

$$y = \frac{2.7}{3} = 0.90 \text{ m}$$

B.- Peso Propio y de Tierra que Favorece a la Estabilidad

<u>Sección</u>	<u>Paso</u>	<u>Brazo</u>	<u>Momento</u>
(0.15)(1.6)(1.6)	0.48	1.52	0.50
(0.4)(1.5)(2.3)	1.36	1.25	1.73
(0.6)(1.5)(2.3)/2	1.04	0.85	0.88
(1.6)(1.1)(2.3)	4.05	0.60	2.24
	6.85 Tn.		6.43 Tn.m

5.- Resultante Vertical

$$R_v = 1.41 + 6.85 = 8.26 \text{ Tn}$$

6.02.02 MOMENTOS

A.- Momento de Volteo

$$M_v = (1.44)(0.50) = 0.72 \text{ Tn.m}$$

B.- Momento resistente

$$M_r = (1.41)(1.6) + 6.43 = 8.69 \text{ Tn.m}$$

6.02.03 UBICACION DE LA RESULTANTE

$$z = \frac{4410}{8.26} = 0.51 \text{ m.}$$

$$x = \frac{8.67}{8.26} = 1.05 \text{ m}$$

$$a = 1.6 - \frac{(1.05 - 0.51)}{2} = 0.26 \text{ m.}$$

6.02.04 RESISTENCIA AL VOLTEO

$$C_v = \frac{8.69}{4.18} = 2.08 \dots \dots \dots \text{OK}$$

6.02.05 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

$$C_d = \frac{8.26}{4.64} = 1.78 \dots \dots \dots \text{OK}$$

6.02.06 VERIFICACION DE PRESIONES ADMISIBLES

$$f = \frac{8260}{(160)(100)} \left(\frac{14}{1.6} \right) (6)(0.26)$$

$$f_1 = + 1.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_2 = + 0.01 \text{ Kg/cm}^2$$

CAPITULO IV

ESPECIFICACIONES TECNICAS

METRADOS

PRESUPUESTO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DE CONSTRUCCIÓN

1.00 OBRAS PROVISIONALES:

Se realizarán las construcciones e instalaciones necesarias para, Almacenes, Oficinas, Caseta de Guardia, Servicios higiénicos, cercos, cercas y otros que Contratista considere necesario para facilitar los trabajos, cuidar los materiales y salvaguardar la integridad física de los trabajadores y transeúntos.

2.00 TRABAJOS PRELIMINARES :

2.01 TRANSPORTE DE EQUIPO Y MATERIALES

A.- El equipo a utilizarse en obra deberá estar en buenas condiciones de funcionamiento; los materiales responderán a la calidad exigida en las especificaciones correspondientes.

B.- La instalación o almacenamiento en obra será en forma tal que no dificulte el desplazamiento del personal ni interfiera la normal secuencia de ejecución de obra.

2.02 DEMOLICIÓN DEL PUEBLO EXISTENTE

La demolición de la estructura existente, se realizará hasta dejar el espacio suficiente para la cimentación de los estribos y los muros de encusamiento. El material de desecho será eliminado a lugar de relleno sanitario.

2.03 TRABAJOS Y RECLAMACIÓN

A.- La ubicación del eje del puente y los cotas, se ejecutarán según los planos T-1 y T-2 en presencia del Ingeniero Inspector.

4.- Definido el eje se fijará un I.M., el cual se referirá en adelante todas las cotes y medidas .

5.- El replanteo se hará utilizando estacas de fierro de brizna de madera, sobre las que se marcarán los ejes con clavos de referencia o miras controlados con Teodolito o nivel de Ingeniero.

3.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS

3.01 EXCAVACIONES

1.- Toda excavación será efectuada en la forma que más convenga al Contratista, con un talud que permita evitar los derrumbes o de lo contrario realizar el entibado correspondiente.

2.- La excavación tendrá un sobrecacho que permita el encofrado de los estratos.

3.- Para efectos del metro y presupuesto se ha considerado una excavación con talud 1:1 y el Contratista podrá aumentar el volumen de excavación según su criterio pero incluirá en su presupuesto el metro de talud presupuesto base; o sea que la diferencia de metros deberá tenerlo en cuenta en su precio unitario respectivo.

4.- La profundidad de cimentación está indicada en los planos; pero podrá ser modificada por el Proyectista en caso de considerarlo necesario para asegurar una cimentación satisfactoria.

3.02 RELLENO

1.- Todos los espacios excavados y no ocupados por las estructuras serán rellenados hasta el nivel circundante y, a partir de este, el cote de sub-cota de la cota de

B.- El material de relleno será aprobado por el Inspector, y será colocado en capas no mayores de 0.30 m. con el óptimo contenido de humedad y compactado mediante cualquier sistema de compactación mecánica para evitar asentamientos posteriores.

3.03 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE

El material excedente de las excavaciones y/o rellenos, así como el proveniente de desperdicios deberá ser eliminado fuera de la obra a los lugares de relleno sanitario o terrenos valdios sin perjudicar a terceras personas.

4.00 OBRAS DE CONCRETO

4.01 CONCRETO SIMPLE

A.- En la cimentación de los estrieros y sus alas, se empleará concreto ciclopeo F'c = 80 Kg/cm² dosificado a base de cemento hormigón, 1:10 + 40 % de piedra grande desplazable. En las elevaciones, se empleará concreto ciclopeo F'c = 100 Kg/cm² mezcla cemento hormigón 1:8 + % de piedra grande (el tamaño máximo será el que pueda levantar un hombre).

B.- El mezclado deberá hacerse en mezcladora o pisada obra y compactado mediante vibradoras de alta potencia y hoja ciclopea.

C.- Al colocar las piedras se cuidará que queden completamente embudidas en el concreto y exista una separación mínima de 1" entre piedras o entre estas y los encofrados.

D.- El transporte, colocación, curado, control de calidad al igual que los encofrados y materiales sufrirán a lo especificado para concreto armado.

4.02 CONCRETO ARMADO.

Se empleará concreto estructural $f'_{c} = 245 \text{ Kg/cm}^2$ en el tablero y bordes de la slab estructural.

4.02.01 DOSEIFICACIÓN Y LECLADO

Doseificación de los agregados deberá hacerse por peso, de manera que pueda controlarse con una precisión de $\pm 5\%$ durante el proceso de trabajo.

El concreto será batido en mezcladora mecánica a planta obra, la misma que será usada en estricto acuerdo con su capacidad y velocidad especificada por el fabricante; manteniéndose un tiempo de mezclado mínimo de 2 minutos contados a partir del momento en que todos los componentes están en la mezcladora.

En el caso de emplear concreto pre-mezclado será:

será mezclado y transportado de acuerdo a lo norma

ASTM C 94 y cumplir además con lo especificado en el capítulo 5 del Reglamento Nacional de concreto armado.

4.02.02 TRANSPORTE Y COLOCACION

1.- Antes de colocar el concreto todos los espacios que van a ser ocupados por el concreto deben limpiarse eliminando todo material defectuoso o suelto de la superficie de concreto endurecido.
2.- El refuerzo debe estar libre de contaminaciones o revestimientos de óxido.

3.- En caso de presencia de agua, ésta deberá eliminarse del lugar que va a recibir concreto, mediante un sistema de bombeo permanente, mientras dura la colocación y fraguado del concreto; salvo que se

impliar un sistema de colocación por manguera u otro sistema aprobado por el Inspector.

- C.- El concreto se transportará de la mezcladora a sus formas evitando la segregación o pérdida de materiales.
- D.- Los equipos para conducir, bombear y transportar mecánicamente el concreto serán del tamaño y diseño que aseguren un flujo continuo y sin segregación.
- E.- El concreto se depositará tan cerca como sea posible de su posición final, evitando manipuleo excesivo.
- F.- El vaciado se hará a una velocidad que el concreto conserve un estado plástico y fluya fácilmente a los espacios entre barras.
- G.- Una vez iniciado el vaciado; éste se llevará a cabo como una operación continua hasta que se complete el vaciado del elemento, paño o sección.
- H.- Cuando las condiciones del trabajo hagan difícil la compactación ó en zonas de refuerzo congestionado, se depositarán primero en el encofrado una capa de mortero de 2.5 cm. que contenga la misma proporción cemento/Arena usada en el concreto.
- I.- No se depositarán en la estructura ningún concreto que haya endurecido parcialmente o que este contaminado por sustancias extrañas, tampoco se permitirá el remezclado del concreto.

4.02.03 COMPACTACION:

La compactación del concreto se efectuará mediante vibradores de inmersión de baja potencia y alto ciclo-je; teniendo cuenta lo siguiente:

Los vibradores transmitirán al concreto un mínimo de 1500 vibraciones por minuto.

- La intensidad de la vibración debe ser tal que el concreto se compacte visiblemente en un radio no mayor de 45 cm.

El vibrador se aplicará al concreto vertido lentamente en forma de curvas y por un tiempo que asegure su compactación, pero no su segregación. El tiempo medio será de 30 segundos.

El vibrador debe ser aplicado en forma lenta y colocado a una distancia igual o dos veces el radio de acción.

El vibrador debe aplicarse directamente al concreto y no a los encofrados ni armaduras.

No debe utilizarse el vibrador para transportar el concreto dentro de sus formas.

4.02.04 CURADO

- ... El curado debe iniciarse tan pronto sea posible, sin dañar la superficie del concreto y prolongarse ininterrumpidamente por un mínimo de 7 días durante este tiempo se mantendrá la temperatura sobre los 10^oC. Si se utiliza cemento de alta resistencia inicial en la aplicación del concreto, este tiempo podrá reducirse a 3 días.

- ... El curado se efectuará por medio de la aplicación de agua o por medio de membranas selladoras.

•- En el caso de utilizar agua, podrá hacerse: re-
gando el concreto en forma de lluvia permanente,
cubriendo el concreto con crudo humedo, cubrien-
do el concreto con arena mojada o inundando la
superficie del concreto.

•- El metodo de curado emplear debe ser probado
por el Ingeniero Inspector.

4.02.05 ADITIVOS

No es recomendable el uso de aditivos en las superfi-
cies de concreto expuesto. En caso de ser necesario
podrá utilizarse solamente aditivos aceleradores, re-
tardadores y reductores de agua que cumplan con las
especificaciones ASTM C 494.

4.02.06 CONTROL DE CALIDAD

1.- La trabajabilidad del concreto se efectuará cada
hor y de acuerdo con el prueba del Slump ASTM C
143.

2.- La resistencia del concreto será comprobada
mediante el uso de probetas cilindricas de acuer-
do con la norma ASTM C 173. Se tomará un mínimo
de 9 tanto en el vaciado de arribos como en el
vaciado de la super estructura.

3.- La prueba de resistencia consiste en romper
probeta los 3 días, 7 días y 28 días, la
resistencia se considerará como el promedio de las
probetas.

4.- Las pruebas se realizarán en un laboratorio inde-
pendiente de la organización del Contratista y
aprobado por el Inspector.

E.- En la eventualidad que no se alcanzare la resistencia especificada, el Ingeniero Inspector podrá ordenar las pruebas de carga totales o parciales que especifique el Reglamento Nacional de concreto Armado. Si estas pruebas no son satisfactorias podrá ordenar la demolición .

F.- El costo de las pruebas así como el costo de la demolición y reconstrucción si estas llegaran a ser necesarias será cuenta exclusiva del contratista, el cual no podrá justificar demoras en la entrega de obra por estas causas.

4.03 ACABADOS DE SU ERFICIO

Las caras visibles de los estribos y de la super estructura tendrán recabada un "carravista" luego de limpiarse y resacas se pulirán con chorro de arena para obtener una superficie de textura y color uniforme.

La superficie del tablero se terminara a base de palote inmediatamente después de poner recabado de cuerda durante transversalmente al sentido del tránsito, debiendo quedar superficie terminada con un estriado uniforme de 2 mm. de profundidad y apta para recibir la capa asfáltica.

4.04 MATERIALES

4.04.01 CEMENTO

A.- Se usara cemento portland ASTM C 150 de marca conocida en el mercado.

B.- Será almacenado en lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad.

C.- No podrá usarse cemento que tenga más de 3 meses -

de cinco años.

4.04.02 AGRAGADOS

1.- Los agregados para concreto cumplirán con las especificaciones ASTM C 33, ASTM C 110.

Podrán usarse agregados que no cumplan con estas especificaciones, pero que haya demostrado por medio de la práctica o ensayos especiales que se producen concretos de resistencia y durabilidad adecuadas.

2.- El tamaño máximo del agregado no será mayor de $1/5$ de la mayor dimensión entre los ejes del encofrado ni mayor que $3/4$ del espacio libre mínimo entre barras.

3.- Los agregados de diferente granulometría serán de la clase correspondiente, libres de alteraciones, sus contenidos de humedad, contenido de arcilla y/o sustancias orgánicas.

4.04.03 AGUA

El agua que se utilice para el concreto, será potable, en caso de no ser potable, el agua a usar deberá estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, sales, materias orgánicas u otras sustancias que puedan ser dañinas para el concreto o el acero.

Si no es posible el agua a utilizar, debe enviarse al laboratorio para un análisis químico o de lo contrario la resistencia de los cubos de portero fabricados

condos con el agua potable en los 7 y 2. Si se no
 debe ser menor al 90 de la resistencia de los
 manes similares fabricados con agua potable

4.04.04 ACERO DE REFLEJO

A.- El acero está especificado en los planos en todo
 carga de fluencia; pero deberá además cumplir
 con las siguientes condiciones mínimas.

Carga de fluencia	4,200 Kg/cm ²
- Carga de rotura	5,600 Kg/cm ²
Deformación a la rotura en	
20 cm	12
- Corrugaciones	Norma ASTM

B.- La colocación de la armadura se efectuará en
 estricto acuerdo con los planos y con una tolerancia
 no mayor de 5 m.m. en su ubicación. Una
 vez colocada la armadura se sujetará firmemente
 en su posición mediante espaciadores aprobados
 por el Inspector de obra.

4.05 RECUERDOS

A.- Los muros y arcos de los tendones una resistencia
 adecuada para soportar con seguridad y sin deforma-
 ciones apreciables las cargas impuestas por su peso
 propio, el peso o empuje del concreto fresco y una
 sobrecarga de llenado no inferior a 200 Kg/m².

B.- Los encofrados serán debidamente limpiados y nivelados
 de tal manera que formen elementos de las dimen-
 siones indicadas en los planos con una tolerancia
 no mayor de 5 m.m.

4.05.01 ENCOFRADO CAMPAÑA

- A.- Se empleará Trislay de 19 m.m. con marcas de madera o madera capillada con unión mechimbreada pero no una combinación de ambos.
- B.- Las ataduras entre anclajes de caras o puestas se harán mediante ataduras metálicas de cabeza removible o mediante tubos plásticos y pasadores alineados tanto horizontal como verticalmente; en ningún caso se permitirá el uso de lumbre tortolados.
- C.- Los anclajes deberán tener rigidez uniforme en todo el elemento por llenar, un encastrado poco rígido o de rigidez no uniforme al vibrado ocasiona vibraciones de amplitud alta y desigual en el ras del panel, trayendo como consecuencia cambios de color en la superficie del concreto terminado.
- D.- Para las uniones: debe usarse ras ordenados impregnados en aceite, para evitar los bordes y se minimizará la absorción de agua y lechada de cemento por estas uniones.
- E.- Las uniones de los paneles y los bordes de los huecos por medio de pasadores de sujeción deben ser pintados y sellados con cinta de espuma elástica para evitar la fuga del agua del concreto.
- F.- Para facilitar el desencofrado y evitar el desmenuamiento de la superficie de concreto se aplicará al desencofrado aceite con 2% de aditivos o emulsiones de agua en aceite.
- G.- Los lubricantes, aceite o emulsiones deben

ser aplicados 24 horas antes del llanado, utilizando atomizador o rociillo a razón de 20 m²/galón.

H.- No se permitirá el uso de aceite quemado.

4.05.02 DESENCOFRADO

A.- Antes de desencofrar el concreto deberá tener suficiente resistencia para portarse así mismo y para no desmenuarse durante el proceso de desencofrado.

B.- Al desencofrar se cuidará de no forzar los formos ni producir traspasaciones.

C.- Los tiempos mínimos de desencofrado serán:

- Cercas de estribos 2 días
- Cercados y sardineles 4 días
- Fondo de losa de tablero 7 días

D.- El tiempo exacto de desencofrado se realizará en función de la resistencia de los probetas.

4.06 REJANES

Los rejanes se reducirán al mínimo y solamente se aceptarán los siguientes:

4.06.01 LLANADO DE HUECOS

Antes de llanar los huecos se limpiará la superficie con agua y se utilizará mortero más claro que el concreto. El acabado será con frotocho de madera, pues el acabado con badilejo de color más oscuro. Se usará el mismo material del concreto e igual tiempo de curado.

4.06.02 ELIMINACION DE LAMINA

Las varillas serán quitadas tres semanas después de haber llenado. Las varillas de hierro o polvo serán limpiadas con cepillo de cerdas y agua limpia; las varillas de aceite se eliminarán con detergente.

5.00 ESTRUCTURAS METÁLICAS

5.01 MATERIALES

5.01.01 ACERO

Se usarán perfiles planos y planchales fabricados de acuerdo al estándar ASTM A-36 con las siguientes características:

Punto de fluencia mínimo		2,530	Kg/cm ²
Resistencia a tracción	1.25 tensión	5,625	Kg/cm ²

5.01.02 SOLDADURA

Se usará soldadura de electrodos E-70, el material de certificación deberá cumplir las siguientes condiciones:

Punto de fluencia mínimo		4,220Kg/cm ²
Resistencia a tracción	1.25 tensión	5,060Kg/cm ²
Elongación mínima en 2"		20%

5.02.0 ARMADO Y DETALLE

A.- Los perfiles, transportados en partes, empalmarán en obra utilizando soldadura a tope con penetración completa tanto en el alma como en los patines.

B.- El empalme de patines se hará a una distancia mínima de 6' del empalme del alma y los empalmes de planchales, a una distancia del empalme de patines.

C.- Los planchales se soldarán a los perfiles antes

de su lanzamiento.

- D.- Los atizadores y conectores de cortante serán fijados después del lanzamiento del perfil.
- E.- El lanzamiento de los perfiles se hará de uno por uno, empleando el equipo necesario que permite su colocación en forma eficiente evitando aballduras ó distorsiones del elemento y que ofrezca seguridad a los trabajadores y transeúntes.
- F.- Una vez colocados los perfiles en su posición final se sueltra en uno de sus extremos como indica los planos de detalles y se les proporcionara el arriostreimiento temporal adecuado mientras se fijan los diafragmas.
- G.- Para los trabajos de soldadura debe emplearse personal especializado para obtener buenas soldaduras en calidad, forma, dimensiones, y apariencia general, este trabajo será controlado permanentemente por el Inspector con calibradores de soldadura.
- H.- Además de la inspección visual permanente se controlara los defectos internos como falta de fusión, falta de penetración, porosidad y la presencia de escoria; por medio de máquinas portátiles de Rayos X.
- I.- Se rechazarán todos los soldaduras subdimensionadas recalentadas o que tengan más de 5 % de defectos internos.

6.00 ISPOSITIVO DE APUYO

- A.- Los dispositivos de apoyo como se indica en los planos deberán constituirse por 2 capas de neopreno, grado de dureza 70, de 12 mm de espesor cada una y protegido entre dos planchas metálicas de 1 mm. de espesor. Estos apoyos corresponden a las planchas "STANDART STUP"; pero podrán usarse otros marcos con características similares.
- B.- En el estribo izquierdo se dejarán enclavados pernos de 3/4" x 6" para enclavar el extremo fijo de cada viga.
- C.- Los huecos en el perfil interior de la viga serán de 7/16"; para impedir la fricción se ajustarán con tuercas y contratuerca, y dejando holgura para que pueda girar libremente la viga.
- D.- La superficie del estribo donde se va a colocar los apoyos de neopreno deberá llevar revoque de mortero de cemento, parte 1:2 y 1.5 cm de espesor, presentando una superficie lisa, plana horizontal.
- E.- La superficie correspondiente al apoyo de viga no cubierta por los dispositivos de apoyo deberá protegerse con una plancha de tecnopor de 1 cm de espesor.

7.00 PINTURA

- A.- Llevarse pintura toda la estructura metálica.
- B.- Antes de proceder al pintado, se lijaron, limaron y pulirán los cables, conexiones y soldaduras para presentar una superficie uniforme; los indicios de oxidación serán disueltos con ácido sulfúrico y finalmente se limpiarán todas las superficies con pistola de agua.

brando también especial cuidado en las vigas exteriores.

- C.- A las superficies completamente limpias y lisas se aplicará por mimo su pintura anticorrosiva en forma uniforme y utilizando brocha.
- D.- Se evitará el vetado o escurrimiento de la pintura y se dejará secar por lo menos 12 horas antes de aplicar la segunda mano de pintura.
- E.- Los superficies imprimadas con pintura anticorrosiva recibirán dos manos de pintura de igual color y acabado.
- F.- Las pinturas a utilizar deben ser de marca conocida en el mercado y autorizada por el inspector.

8.00 LIMPIEZA DE OBRAS:

- A.- La obra debe presentarse en todo momento correcta y limpia y ordenada.
- B.- El material proveniente de la excavación y resacas o desperdicios se eliminará de forma continua.
- C.- La limpieza de la obra se hará después de recibir los materiales de acabado, el equipo de los camiones o retirar las construcciones provisionales dejando completamente libre la obra y libre de trabajo.

9.00 VARIOS

- A.- Los extremos del tablero al igual que la construcción de los estribos, serán protegidos con el ángulo de 1" x 1/4", para evitar su deterioro, la construcción de esto. Ángulos durante los etapas de construcción llevan una plancha de tecnoport de 1" de espesor para evitar el ingreso de concreto.

C.- En los tercios del Puente, llevará un tubo de F⁰G⁰-
2 Ø p. r. al drenaje de lluvias, como se indica
en los planos de detalles correspondientes.

D.- Para facilitar la construcción de bordados, los
pilastres podrán ser elementos prefabricados y en-
clase al momento de vaciar el tablero del puente. -
El corchón horizontal será vaciado in situ.

D.- El tablero llevará carpeta asfáltica de 2^a de espes-
sor.