

FACULTAD DE INGENIERIA **U. N. A. M.**

**UNICO**

**PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RIO  
"EL RODEO", K. M. 124+620 DEL CAMINO HERMOSILLO CD. JUAREZ, TRAMO  
MAZOCAHUI-HUASABAS CON ORIGEN EN HERMOSILLO (SONORA)**

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
I N G E N I E R O C I V I L  
P R E S E N T A  
SALVADOR MAGAÑA REYES



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

0/11-3106879



PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RIO  
"EL RODEO", K. M. 124+620 DEL CAMINO HERMOSILLO CD. JUAREZ, TRAMO  
MAZOCAHUI-HUASABAS CON ORIGEN EN HERMOSILLO (SONORA)

TESIS PROFESIONAL

SALVADOR MAGAÑA REYES

MEXICO, D. F.

1968

A la memoria de mi padre  
RAFAEL MAGAÑA MENDES

A mi madre  
REFUGIO REYES VDA. DE MAGAÑA

Con sinceridad y cariño  
A MARTHA.

A mis hermanos

ISABEL  
IGNACIO  
ANGELA  
HILDA  
RAFAEL  
TERESA  
MINERVA  
EDUARDO  
ARTURO

A mis cuñados

RAMIRO  
RAFAEL  
JAVIER  
HUBERTO  
YOLANDA  
BETTY  
RAQUEL

A mis sobrinos

A mi querida  
FACULTAD DE INGENIERIA

A mis condicipulos

Con agradecimiento al sr.  
ING. JOSÉ MARIANO PONTON



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
Dirección  
Núm. 73-358  
Exp. Núm. 73/

Al Pasante señor SALVADOR MAGAÑA REYES  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso al señor Profesor Ingeniero-- JOSE MARIANO PONTON MORALES, para que lo desarrolle como tesis en su exámen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR - EL RIO "EL RODEO", KM. 124;620 DEL CAMINO HERNO ILLO CD. - JUAREZ, TRAMO MAZOCALMI-HUATUBAS CON ORIGEN EN HERNO ILLO- (SONORA)

El Río "El Rodeo" presenta en el lugar del cruce una anchura aproximada de 50 mts., con un tirante de aguas máximas extraordinarias de 1.30 mts., un tirante de aguas máximas ordinarias de 0.40 mts., permaneciendo seco - al cauce en época de estiaje; presentando la corriente una velocidad media en el cauce principal de 3.25 mts./seg., con un gasto total de 122 m<sup>3</sup>/seg.

Por lo que se refiere a los materiales de que está formado el cauce, se puede decir que tanto en sus riberas como en el fondo del cauce aparecen capas sucesivas de los siguientes materiales: grava y arena con bolos empacados en arcilla, arcilla con grava y gravillas, a partir de la cual aparece una capa de boleado empacado en arcilla de espesor indefinido.

Los esfuerzos de compresión que se pueden asignar a estas diferentes capas serían los siguientes: a las primeras tres capas 2 Kg/cm<sup>2</sup>, y para la última capa de boleado empacada en arcilla 4 Kg/cm<sup>2</sup>.

Se deberá tener en cuenta para el desarrollo de esta tesis un ancho de camino de 10.00 mts., y para el puente un ancho de calzada de 7.50 mts., para dos líneas de tránsito de camiones tipo K-15 S-12 empleando guarniciones de 0.80 mts. de ancho y papeles de 150 Kg/m.l. cada uno, debiendo utilizar en forma general y preferentemente - para el cálculo de este puente especificaciones A.S.T.M.

Se presentarán los diversos anteproyectos que sean necesarios para justificar el tipo de puente que se adopte, así como los cálculos y planos que sean necesarios, los correspondientes métodos de construcción, programa y presupuesto general de la obra.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones,-- deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente  
"POR MI PAZ HABDRA EL ESPIRITU"  
México, D. F., a 17 de Mayo de 1968  
EL DIRECTOR



Ing. Manuel Paulín Ortiz

## INDICE

1._	Generalidades	1
2._	Datos generales del puente	2
3._	Proyecto de las nervaduras	12
4._	Apoyos	41
5._	Calculo de la pila	44
6._	Sub estructura	58
7._	Presupuesto	72
8._	Sistema de construcción	77
9._	Programación	79

## GENERALIDADES.

El norte de la República Mexicana es una zona de gran riqueza que requiere de adecuadas vías de comunicación con las zonas de consumo. Una de las principales es el camino Hermosillo - Cd. Juárez, que en su recorrido corta numerosas corrientes de agua.

En el Km. 124+620 de dicho camino, con origen en Hermosillo, Son., cruza el río "El Rodeo", sobre el cual se construirá la estructura que es objeto del presente estudio.

Este río tiene su origen a 10 Km del cruce; su cuenca es de forma rectangular con una anchura promedio de aproximadamente 4 Km y una área de 35 Km<sup>2</sup>.

A 420 m aguas arriba del cruce y por su margen derecha recibe su principal afluente; aguas abajo, a 90 m del cruce y por su margen izquierda, se le une otro de 4 Km de longitud con una cuenca de 3.5 Km<sup>2</sup>; más abajo, a 380 m contados desde el cruce recibe la afluencia de otro por su margen izquierda, cuya cuenca es del orden de 0.5 Km<sup>2</sup> con un gasto probable de 2 a 3 m<sup>3</sup>/seg.

El estudio hidráulico se llevó a cabo del cruce hacia aguas abajo, en virtud de que hacia el lado de aguas arriba no se encontró buen sitio para hacerlo, ya que en más de 1 Km de distancia existen grandes zonas de inundación, no así hacia el lado de aguas abajo donde desde unos 40 Km antes de cruzar al proyecto es encajonado y bien definido.

El gasto se determinó con base en huellas bien definidas y con información del Sr. José Gutiérrez, caporal de la finca "El Rodeo", con más de 15 años de vivir en dicha finca.

ESTUDIOS DE CAMPO

I. Topográficos:

Se dió preferencia al trazo del camino, fijado por el Departamento de Vías Terrestres de la S.O.P.

Para obtener la planta configurada de la zona del cruce se efectuó un levantamiento a base de poligonales cerradas y secciones transversales niveladas a cada 20 m, con curvas de nivel a cada metro, de las cuales se obtuvieron los siguientes datos:

Tirante Aguas Máximas Extraordinarias: 1.30 m  
Tirante Aguas Máximas Ordinarias: 0.40 m  
Tirante Aguas Mínimas: Cauce seco

En la sección del cruce.

II. Hidráulicos:

El cruce se efectúa en la zona de "conducción" del río, habiéndose observado que en esa zona la pendiente es suave.

Se obtuvieron 4 secciones auxiliares y el perfil del fondo del cauce.

No. 1 a 25.40 m aguas abajo del cruce  
57.00 m aguas arriba de la desembocadura  
No. 2 a 260.00 m aguas abajo del cruce  
No. 3 a 440.00 m aguas abajo del cruce

A partir de dichas secciones y de la pendiente se obtuvo un valor del gasto igual a 122 m<sup>3</sup> por segundo.

Las crecientes se efectúan en los meses de julio, agosto, septiembre y octubre, en tanto que la época de estiaje se verifica en los meses de noviembre y junio.

La velocidad máxima en el cruce es de 3.25 m/seg en crecientes máximas extraordinarias.

Las llanuras de inundación aguas atrás son muy amplias ya que en aguas máximas extraordinarias la lámina de agua tiene una anchura de 300 m.

### III. Geológicos:

Se efectuaron seis sondeos con máquina rotatoria (penetración standard), a una profundidad máxima de 25.30 m, habiéndose obtenido 151 muestras con muestreadores Shelby.

El corte geológico se ilustra en el Apéndice. Las recomendaciones del Departamento de Suelos de la S.O.P. fueron:

El tipo de cimentación propuesta en este proyecto será el de superficie, dando una resistencia a una profundidad aproximada promedio de 3 m de 20 ton/m<sup>2</sup>, terraplenes de acceso al puente sin problemas de asentamiento.

### IV. Construcción:

a) Clima.- Extremoso

b) Materiales.-

1. Cemento.- Hermosillo, Son. a:

71 Km Pavimentado	\$300.00 ton.
51 Km Brecha	\$300.00 ton.
2. Cal.- Hermosillo, Son. \$240.00 ton.
3. Revestimiento.- En el lugar.
4. Piedra quebrada y Agregado fino.- En el lugar, 360 m aguas abajo.
5. Mampostería.- En el arroyo "Las Lajas", a 6 Km (Brecha).

(4)

6. Agua Potable.- 420 m aguas arriba haciendo pozos.
7. Madera.- \$1.50 pie tablón en Hermosillo, Son.
8. Fierro Estructural.- Hermosillo, Son. \$4500.00/ton.
9. Fierro de Refuerzo.- Hermosillo, Son. \$2400.00/ton.
10. Jornales acostumbrados en la Región.- \$30.00 por 8 horas.

V. Tránsito:

Ancho Camino: 5.50 m

Ancho Puente: 7.50 m

Cargas: H 15 - S 12

El tránsito de peatones es mínimo.

Se usarán las especificaciones A.A.S.H.O.

PRESUPUESTO DE PRIMER ANTEPROYECTO

UN DISEÑO DE PUENTE PREESFORZADO PARA LIBRAR UN CLARO DE  
40 M CALZADA 7.50 M, CONDICIONES DE CARGA H-15 S-12

CONCEPTO	U	CANT	P.U.	PRECIO
<b>1. CONCRETO:</b>				
a) En placas extre- mas prefabricadas f'c = 450 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	1	1300.00	1300.00
b) En trabes precola- das f'c = 350 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	103.1	1200.00	124000.00
c) Diafragmas coloca- dos en el lugar f'c = 350 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	10.3	1200.00	12400.00
d) Losas entre pati- nes f'c = 350 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	23.7	1200.00	27500.00
e) En guarniciones f'c = 200 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	10.8	1000.00	10800.00
f) Relleno de la cal- zada f'c = 100 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	6.5	600.00	3900.00
2. ASFALTO	m <sup>3</sup>	13.5	2000.00	27000.00
3. ACERO DE REFUERZO	ton	14.3	4000.00	57000.00
4. ANCLAJES LONGITU- DINALES	pzas	104	50.00	5200.00
5. ANCLAJES TRANS- VERSALES	pzas	80	50.00	4000.00
6. DRENEOS	pzas	28	20.00	560.00
7. NEOPRENO	lm <sup>3</sup>	23	80.00	2240.00
8. EXCAVACION	m <sup>3</sup>	1400	25.00	35000.00
9. MAMPOSTERIA	m <sup>3</sup>	1040	160.00	167000.00
10. RELLENO	m <sup>3</sup>	600	25.00	15000.00
TOTAL=				\$492900.00
Por metro lineal de puente			\$12400.00	

PRESUPUESTO DE SEGUNDO ANTEPROYECTO

UN DISEÑO DE UN PUENTE CON 2 ESTRIBOS, 1 PILA AL CENTRO Y  
CON DOS CLAROS DE 20 M DE LOSA NERVURADA CON 2 NERVADURAS  
PRINCIPALES

CONCEPTO	CANT	U	P.U.	IMPORTE
<b>1. CONCRETO:</b>				
a) f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup>	99	m <sup>3</sup>	1100.00	109000.00
b) f'c = 210 kg/cm <sup>2</sup>	16	m <sup>3</sup>	1000.00	16000.00
c) f'c = 200 kg/cm <sup>2</sup>	15	m <sup>3</sup>	900.00	13500.00
d) f'c = 180 kg/cm <sup>2</sup>	25	m <sup>3</sup>	900.00	22500.00
2. ACERO	19	ton	4000.00	76000.00
3. NEOPRENO	20	Dm <sup>3</sup>	80.00	1600.00
4. ASFALTO	285	m <sup>2</sup>	40.00	11400.00
5. DRENES LOSA	40	pzas	20.00	800.00
6. MAMPOSTERIA	1000	m <sup>3</sup>	160.00	160000.00
7. EXCAVACION	1300	m <sup>3</sup>	25.00	32500.00
8. RELLENO	700	m <sup>3</sup>	25.00	17500.00
9. DRENES ESTRIBOS	20	pzas	20.00	400.00
<b>TOTAL</b>				<b>450940.00</b>

Costo por m.l. \$11200.00

DEBIDO A LA DIFERENCIA EN COSTO, ESTE TIPO DE PUENTE REVISANDOSE POR CLARO ECONOMICO SERA EL QUE NOS CONVENGA.

## ELECCION DEL TIPO DE PUENTE

Son factores importantes para la elección de un puente los siguientes:

- a) Económico
- b) Funcional
- c) Facilidad de Construcción
- d) Que cumpla con una vida útil económica

Para la determinación definitiva del tipo de puente procederemos a hacer un estudio del claro económico del puente.

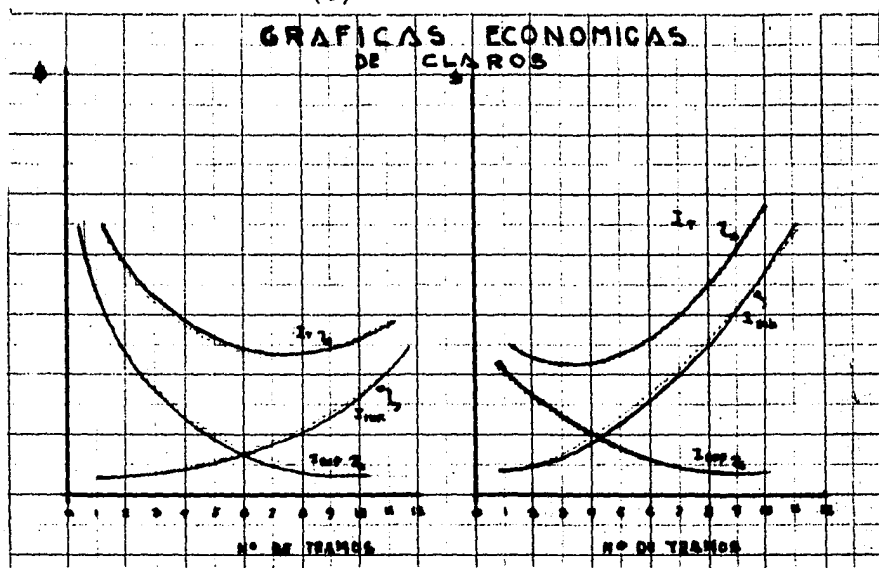
Como limitaciones existen claro mínimo entre pilas para permitir el paso de cuerpos flotantes 10.00 m y como espacio libre 1.00 m.

### Claro Económico del Puente

Sea un río que va a necesitar un puente de poca altura, cimentación sencilla; además las pilas van a ser económicas ya que se cuenta con bancos de materiales próximos a la obra.

Considerando el caso en que la altura de la boca es constante y en forma de cajón y que se va a poner un solo claro, llevando la situación a una gráfica "Importe - Número de Tramos" (el sistema de piso, parapetos, estribos y armaduras constantes), conforme se aumenta el número de tramos el importe del puente disminuye; al ir aumentando el número de pilas el costo total también aumenta. Se lleva a la práctica también el caso de un puente muy profundo y en el que sus desplantes y sus excavaciones también son profundos. En este caso el costo de las pilas es muy grande, por lo cual es conveniente usar claros grandes.

(6)



- (1) Para claros de poca altura corresponden tramos de corta longitud.
- (2) Para cauces de gran altura, o bien con cimentaciones profundas, corresponden tramos de mayor longitud y el costo total resulta mayor que en el caso (1).
- (3) Resuelto el claro económico, hay que tener muy en cuenta el claro mínimo que permite con facilidad el paso de los cuerpos flotantes, dependiendo de la zona.

#### Cálculo Analítico del Claro Económico

##### a) Nomenclatura

$I_t$  = Importe total del puente

$I_p$  = Importe total de una pila con su excavación y relleno

$I_E$  = Importe total de un estribo con su excavación y relleno

$I_I$  = Importe por metro lineal de las vigas maestras o armaduras de la superestructura, según el caso.

(7)

$I_2$  = Importe por metro lineal del sistema de piso, parapetos y contravientos

$N$  = Número de tramos

$L$  = Longitud total del puente

$l$  = Longitud de un tramo

$$I_t = 2I_E + (N-1)I_p + (I_I + I_2)L$$

$I_I = Cl$  ;  $C$  = Coeficiente que depende del tipo de puente empleado.

Para determinar el mínimo con respecto al número de tramos:

$$\frac{dI_t}{dN} = I_p - CL^2 \frac{1}{N^2} = 0 \quad \therefore \quad I_p = \frac{CL^2}{N^2} = C \frac{L}{N} \frac{L}{N} = I_I l = Cl^2$$

Se llega a la condición de claro económico:

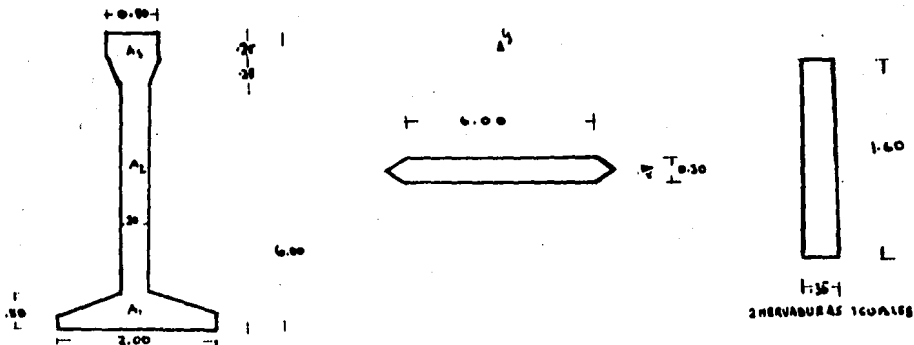
$$I_p = I_I l$$

O sea:

El importe total de una pila con su excavación y relleno debe ser igual al importe de uno de los tramos que se apoya en ella (vigas maestras o armaduras, o sea la parte variable de la superestructura), sin olvidar el claro mínimo indispensable para el paso de cuerpos flotantes.

De acuerdo con la solución analítica resuelta anteriormente procederemos a suponer secciones y dimensiones tanto de pila como nervadura para llegar a un claro económico.

A continuación vemos las dimensiones propuestas:



(8)

CALCULO DE PRECIOS Y CUBICACIONES DE PILA Y NERVADURA PARA SUSTITUIRLOS EN LA FORMULA DEL CLARO ECONOMICO

VOLUMEN PILA:

SECCION	AREA	LONG	VOL
1	0.75	6	4.5
2	1.50	6	9.0
3	0.225	6	1.35
TOTAL			14.85 m3

VOL. NERVADURA POR M.L.:

SECCION	AREA	LONG	VOL
1	1.12	1	1.12
TOTAL			1.12 m3

COSTO PILA:

CONCEPTO	U	CANT	P.	COSTO
a) Excavación	m3	50	26.00	1300.00
b) Relleno	m3	38	26.00	1000.00
c) Concreto Armado	m3	14.85	1200.00	17800.00
TOTAL				20100.00

COSTO NERVADURAS POR M.L.:

CONCEPTO	U	CANT	P.	COSTO
a) Concreto Armado	m3	1.12	1000.00	1120.00

(9)

Sustituyendo valores en la fórmula del claro económico tenemos que:

$$I_p = I_1 l$$

$$20100 = 1120 l$$

$$\therefore l = \frac{20100}{1120} = 18.20 \text{ m}$$

Tomando en cuenta las condiciones geológicas y el resultado del estudio de claro económico intuimos que la solución más apropiada a nuestro caso serán 2 losas de 20 m apoyadas en 2 nervaduras de concreto.

Basados en lo anterior, la solución es por medio de 2 claros iguales de 20 m, apoyados en dos estribos y una pila.

#### DATOS DE PROYECTO

a) Superestructura:

Consistirá en 2 losas, con 2 nervaduras, de longitudes iguales (20 m).

b) Subestructura:

Las losas se apoyarán en 2 estribos de mampostería y 1 pila de concreto.

c) Infraestructura:

Se cimentará la pila sobre una losa de concreto; en cuanto a los estribos se desplantarán a 3 m de profundidad, donde es la zona en que se encuentra el terreno con una resistencia de 3 kg/cm<sup>2</sup>.

Localización:

Entre secciones Km 124+625 y Km 124+665.

Elevación:

NAME 969.84 m

Espacio Libre Vertical:

1.50 m

(10)

Bombeo de la Calzada:

1%

Ancho Calzada:

7.50 m

Ancho Guarniciones:

0.80 m

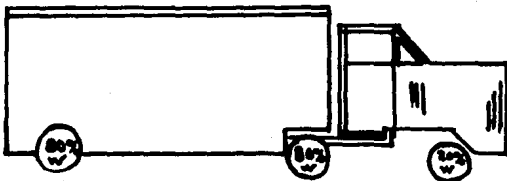
Ancho Total:

9.10 m

Se usará concreto de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

Se usará acero con límite de fluencia  $f_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$ .

La carga de proyecto consistirá en un camión tipo H-15 S-12, de las siguientes características:



4.23 a 9.14 m.

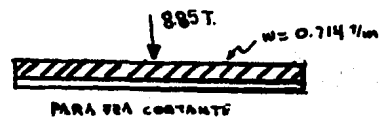
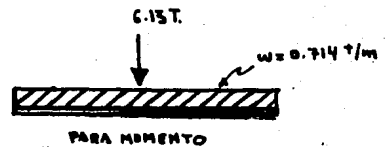
4.27 m.

5.48 T.

5.48 T.

1.26 T.

1.83 m.



(11)

Cargas muertas:

Parapetos	150 kg/m.l.
Carpeta asfáltica	2000 kg/m <sup>3</sup>
Concreto reforzado	2400 kg/m <sup>3</sup>

Fatigas de trabajo y Constante del concreto:

$$f_c = 0.40 f'_c$$

$$f_c = 0.40 \times 250 = 100.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi \text{ } 1")$$

$$f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\phi \text{ } 1")$$

$$n = 10$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} = 0.333$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.885$$

$$k = \frac{1}{2} f_{ckj} = 14.8 \text{ kg/cm}^2$$

(12)

## SEPARACION ECONOMICA ENTRE NERVADURAS

Cuando se logra un equilibrio entre el momento negativo del voladizo y el momento positivo del paño de la nervadura correspondiente al claro entre nervaduras, logramos una separación económica entre nervaduras.

Haciendo uso del método empírico sugerido por el Ingeniero José Mariano Pontón para simplificar el cálculo, procederemos a hacer el primer tanteo.

### Hipótesis:

Para mayor facilidad usaremos (suma de carga muerta y peso propio) iguales y se anularán las cargas vivas también.

#### 1.- Momento positivo:

$$M (+) = \frac{L_1^2}{8} \quad L_1 = \text{distancia c.a.c. entre nervaduras}$$

#### 2.- Momento negativo:

$$M (-) = \frac{L_2^2}{2} \quad L_2 = \text{longitud del voladizo}$$

$$M (+) = M (-)$$

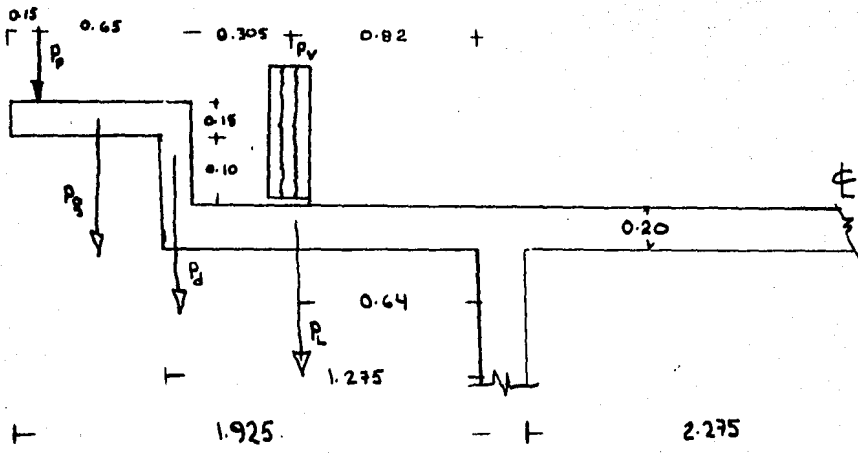
$$\frac{L_1^2}{8} = \frac{L_2^2}{2} \quad ; \quad L_1 = 2L_2 \quad \text{----- (1)}$$

$$\text{como } L = L_1 + 2L_2 \quad L_1 = L - 2L_2 \quad \text{----- (2)}$$

teniendo en cuenta (2) en (1)

$$L - 2L_2 = 2L_2 \quad \text{-----} \quad L_2 = \frac{9.10}{4}$$

$$L_2 = 2.275 \quad \text{-----} \quad L_1 = 4.55$$



## ANALISIS CARGAS MUERTAS

CONCEPTO	PESO	BRAZO	MOMENTO
Parapeto $P_p$	150	1.77	265.5
Guarnición $P_y$	288	1.52	436.7
Dado $P_d$	36	1.20	43.1
Losa $P_l$	612	0.64	39.2
TOTAL			784.5

## ANALISIS CARGAS VIVAS

Tomando en cuenta que se considera que la distribución de la carga en una rueda es de un ancho

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 82 + 1.14 = 1.797$$

$X$  = Distancia de paño de la nervadura a la carga

$I$  = 30% siempre para el voladizo

$$M = \frac{PX}{E} (I + 1) = \frac{5450 \times 82}{1.797} (1.30) = 336214$$

$$M \text{ total} = 414664 \text{ kg-cm}$$

(14)

Losa Centro

Carga Muerta:

$$= 1 \times 2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m.l.}$$

$$McM = \frac{sw^2}{10} = \frac{480 \times 2070}{10} = 99360 \text{ kg-cm}$$

Carga Viva:

Considerando la que rueda al centro del claro distribuida en dirección del eje del puente en un ancho

$$E = 0.48X + 1.14 = 0.4 \times 4.55 + 1.14 = 2.96 \text{ m}$$

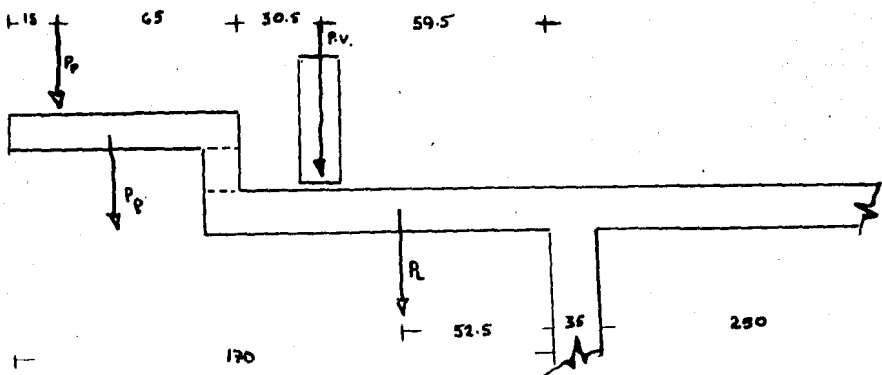
El momento se tiene que incrementar por condición de impacto.

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} > 30\% \quad \text{Por lo tanto, } I = 30\%$$

$$Mc.v. = \frac{PS}{5E} (1+I) = \frac{5450 \times 455}{5 \times 296} (130) = 217810 \text{ kg/cm}$$

$$Mt = 217810 + 99360 = 317170 \text{ kg-cm}$$

Vemos que el momento en el voladizo es mayor al momento de la losa entre nervaduras, por lo que procederemos a hacer un segundo tanteo, cambiando las dimensiones.



(15)

### VOLADIZO

#### Análisis Carga Muerta

CONCEPTO	$\omega$	BRAZO	MOMENTO
Pp	150	155	23350
Pg	285	130	37200
Pd	36	97.5	3510
Pl	504	52.5	26500
TOTAL			90560

#### Análisis Carga Viva

$$E = 0.8x + 1.14 = 0.8 \times 59.5 + 1.14 = 1.616$$

$$I = 30\%$$

$$Mv = \frac{PK}{E} (1+I) = \frac{5450 \times 59.5 \times 1.3}{1.616} = 259685$$

$$Mt = 90560 + 259685 = 350245 \text{ kg-cm}$$

#### Losa entre nervaduras:

$$\omega = 2400 \times 0.2 \times 100 = 480 \text{ kg/m}$$

$$Mcm = \frac{\omega s^2}{10} = \frac{480 \times 2500}{10} = 120000 \text{ kg-cm}$$

#### Por Carga Viva:

$$E = 0.4s + 1.14 = 2 + 1.14 = 3.14$$

$$I = \frac{15.24}{5+38.10} > 30\% \quad \text{Por lo tanto, } I = 30\%$$

$$M = \frac{PK}{E} (1+I) = \frac{5450 \times 500 \times 1.3}{5 \times 3.14} = 225435 \text{ kg-cm}$$

$$Mt = 120000 + 225435 = 345435$$

Debido a la similitud de valores obtenidos de momentos entre voladizo y losa entre nervaduras, aceptamos para diseño el mayor de ellos.

$$M = 350245 \text{ kg-cm}$$

(16)

### DISEÑO DE LA LOSA

Usando la ecuación  $d = \sqrt{\frac{M}{K_b}}$  encontremos a continuación el peralte efectivo de la losa:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{350245}{14.8 \times 100}} = 15.5 \text{ cm}$$

Por tratarse de una losa no será necesario revisar el cortante, ya que rige la flexión.

Obtendremos el área de acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{350245}{2000 \times 0.089 \times 15.5} = 12.8 \text{ cm}^2$$

Usando:

$$\phi = \frac{1''}{2} \text{ (varillas del No. 4)}$$

$$A_s = 1.29 \text{ cm}^2$$

Se obtienen varillas del No. 4 a cada 10 cm c.a.c.

Usando:

$$\phi = \frac{3''}{4} \text{ (varillas del No. 6)}$$

$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2.84 \times 100}{12.8} = 22 \text{ cm}$$

Se usarán varillas del No. 6 a cada 22 cm c.a.c.

Como el momento en las proximidades de los apoyos disminuye, es innecesario y antieconómico continuar el armado, por lo cual, valiéndonos de los diagramas de momentos, determinaremos las longitudes de las varillas y los puntos en que se deben doblar.

(17)

DETERMINACION DE LA LEY DE VARIACION  
DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

Tomando en cuenta las recomendaciones A.A.S.H.O., el momento máximo maximorum en losas con armado perpendicular por carga móvil se calcula mediante la siguiente expresión:

$$M_{cv} = \frac{PSI}{5E} \text{ ----- (1)}$$

P = Carga Viva

S = Separación entre Nervaduras

I = Impacto

E = Ancho de Distribución de la Carga Viva (Móvil)

El momento por carga viva, si la losa fuera simplemente apoyada, sería:

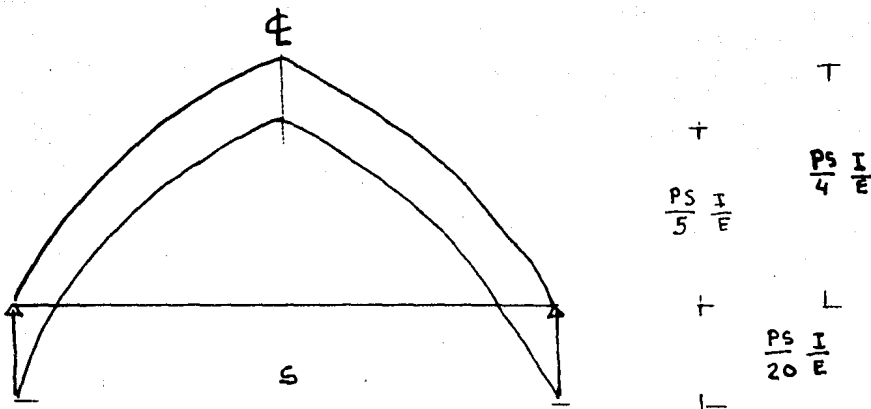
$$M_{cv} = \frac{PSI}{4E} \text{ ----- (2)}$$

En las expresiones (1) y (2) se observa que la A.A.S.H.O. admite un momento de empotramiento de:

$$\frac{PSI}{4E} - \frac{PSI}{5E} = \frac{PSI}{20E}$$

para la condición de carga móvil.

La variación para la anterior condición se ilustra en el diagrama:



(18)

Para carga muerta y peso propio se estima que su momento vale:

$$M_{cm} = \frac{ws^2}{10}$$

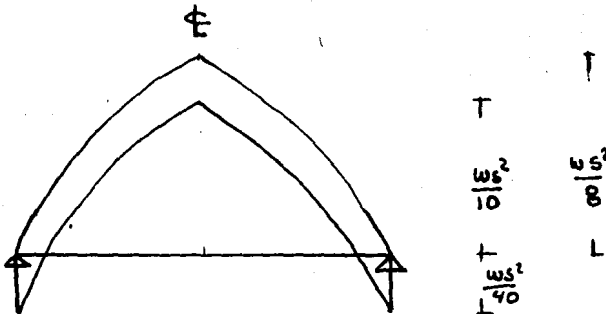
En tanto que si se considera libremente apoyada:

$$M_{cm} = \frac{ws^2}{8}$$

Por lo tanto ímplicitamente admitiremos como momento de empotramiento:

$$\frac{ws^2}{8} - \frac{ws^2}{10} = \frac{ws^2}{40}$$

Que se ilustra en la figura:

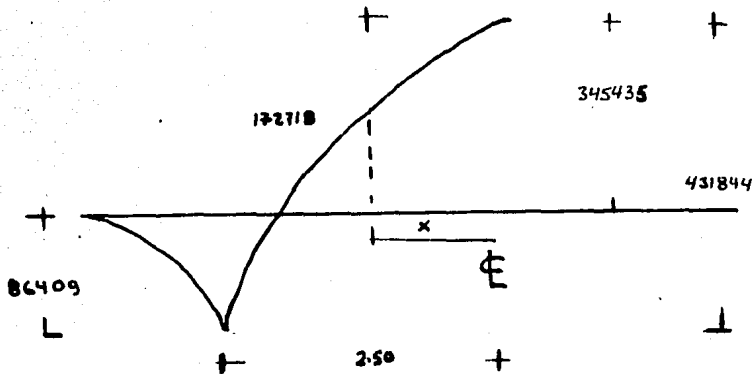


Por lo tanto valüaremos nuestros momentos de la siguiente forma:

En el centro	En los apoyos
Carga muerta: 120000 kg/cm	$M_{cm} = -\frac{ws^2}{40} = 30000 \text{ kg/cm}$
Carga viva: 225435 kg/cm	$M_{cv} = -\frac{PSI}{20E} = 56409 \text{ kg/cm}$
TOTAL: 345435 kg/cm	TOTAL: = 86409 kg/cm

EXPRESANDOLOS GRAFICAMENTE QUEDAN:

(19)



Es conveniente prolongar  $10 \phi$  la mitad del refuerzo del paño de empotramiento:  $10 \phi = 10 \times 1.9 = 19 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$ .

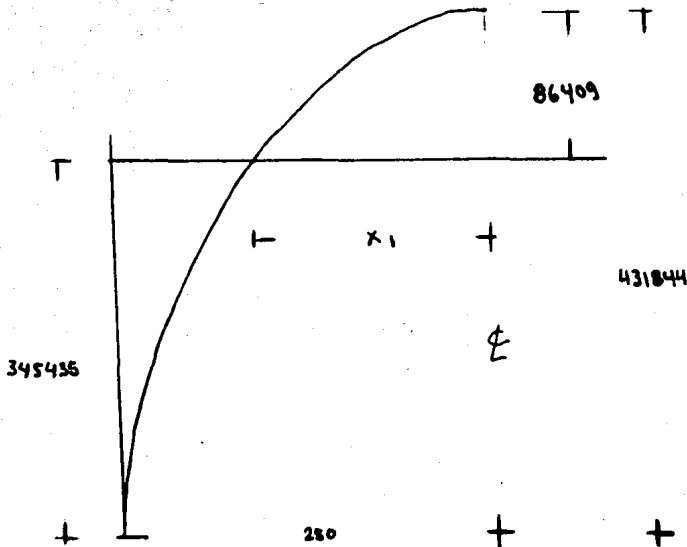
La mitad de las varillas se doblará a la distancia  $X$  correspondiente a una parábola, de la ecuación de la cual obtendremos:

$$x = 250 \sqrt{\frac{172718}{431844}} \approx 158 \text{ cm} \approx 160 \text{ cm}$$

Por lo que la mitad del acero principal tendrá una longitud de  $2 \times 160 = 320 \text{ cm}$ , en tanto que la mitad restante se prolongará hasta  $20 \text{ cm}$  del paño del empotramiento, o sea que tendrá una longitud de  $2 \times 270 = 540 \text{ cm}$ .

Para el momento negativo, su variación corresponde a la indicada en la figura y solo se prolongará 1 de cada 3 varillas para dar armado al acero de temperatura, ya que son innecesarias más allá de donde el momento cambia de signo.

(20)



De la ecuación de la parábola:

$$x_1 = 250 \sqrt{\frac{86409}{431844}} = 112 \text{ cm} \pm 115 \text{ cm}$$

O sea que para armado por momento negativo se colocarán varillas  $\phi \frac{3}{4}$  (No. 6) a cada 22 cm, con una longitud de  $90 + 35 + 135 = 260$  cm, corriendo 1 cada 66 cm.

Distribución de Acero:

Se expresa como un porcentaje del acero de refuerzo principal, indicado en la siguiente fórmula:

$$Pd = \frac{100}{3.285} = \frac{100}{3.28 \times 2.50} = \frac{100}{2.86} = 35\%$$

$$As = 0.35 \times 12.8 = 4.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

para varillas de  $\phi \frac{1}{2}$ " (No. 4). La separación será:

$$S = \frac{1.22}{4.48} \times 100 = 27 \text{ cm}$$

Se pondrán varillas de  $\frac{1}{2}$ " a cada 25 cm c.a.c.

Acero de Temperatura:

Dado que el acero de distribución ayuda a resistir los efectos de temperatura en la parte inferior de la losa, solo se colocará la mitad del porcentaje especificado en la parte superior de la losa:

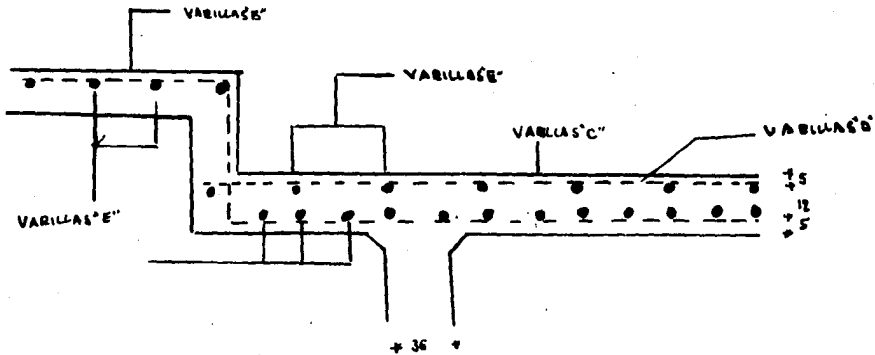
$$A_t = \frac{1}{2} \times 0.003bd = 0.0015 \times 100 \times 15.4 = 2.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usando varillas de  $\frac{1}{2}$ " :

$$S = \frac{122}{2.30} = 52 \text{ cm}$$

Se procederá a colocar varillas de  $\frac{1}{2}$ " a cada 50 cm c.a.c.

Para armado del voladizo se prolongarán las varillas de refuerzo principal inferior, con lo cual se obtiene facilidad en el armado y se satisfacen los esfuerzos.

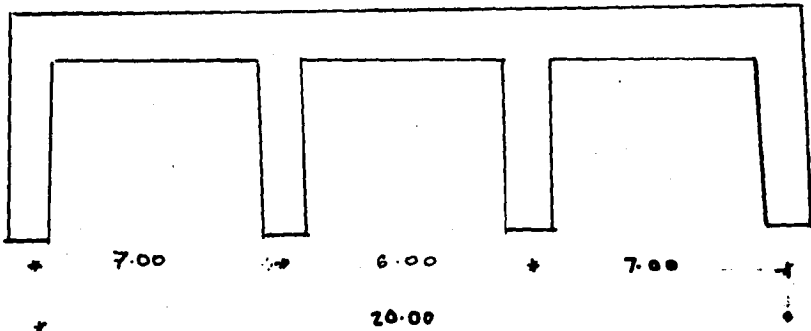


VARILLAS	CALIBRE	SEPARACION	LONGITUD
A	#6 (3/4)	22 cm	3.20 m
B	#6 (3/4)	41 cm	10.00 m
C	#6 (3/4)	22 cm	2.75 m
D	#6 (3/4)	66 cm	7.80 m
E	#4 (1/2)	25 cm	19.90 m
F	#4 (1/2)	50 cm	19.90 m

## DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS

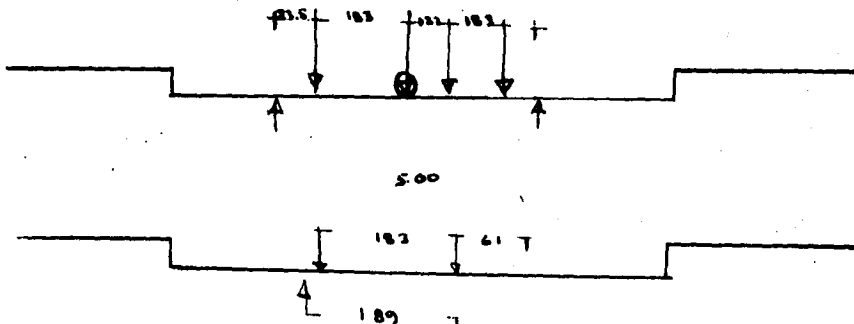
En el momento de aproximarse la carga móvil al bordo de la losa, en los apoyos, el ancho de la distribución se reduce; es conveniente, con el objeto de prevenir el incremento de esfuerzo en la losa, colocar piezas llamadas diafragmas.

En cuanto al claro entre apoyos, al excentrarse la carga se producen deformaciones independientes en cada nervadura, o sea que se inducen torsiones en ellas; con objeto de dar a dichas deformaciones una variación lineal y con ello absorber las torsiones, se colocarán diafragmas intermedios según la distribución indicada en la figura:



## 1). Diafragmas Intermedios:

Se calculan como vigas libremente apoyadas, por lo cual se deben obtener las condiciones más desfavorables que, para momento flexionante debido a carga viva, se producen según las posiciones indicadas en la figura:



(23)

La fuerza cortante máxima se produce con la siguiente posición de cargas:

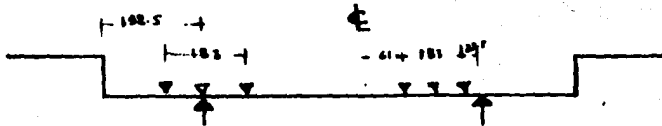
$$R_a = \frac{2P(114.5 + 490)}{535} = \frac{10886 \times 604.5}{535} = 12.30 \text{ ton}$$

La fuerza cortante será:

$$V_{c.v.i.} = 12.30 - 5.443 = 6.857 \times 1.30$$

$$V_{c.v.i.} = 8.9 \text{ ton}$$

En cuanto a carga muerta



El diafragma soporta la sección de la losa en la figura.

Suponemos al diafragma un ancho  $b = 25$  cm y un peralte  $d = 1.10$  m.

$$\text{Peso propio} = 1.10 \times 0.25 \times 5.00 \times 2400 = 3400 \text{ kg}$$

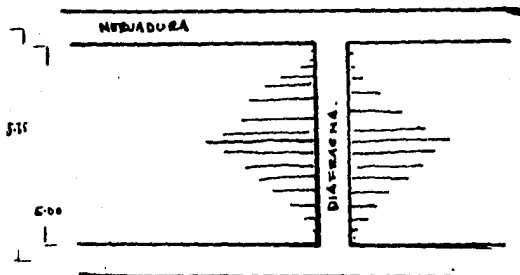
$$\text{Losa} = \frac{5.00^2}{4} \times 2 \times 2400 \times 0.2 = 6000 \text{ kg}$$

El momento producido por estas cargas es:

$$M_{c.m.} = \frac{L^2}{8} + \frac{L^2}{6}$$

$$L = 3400$$

$$L = 6000$$



(24)

$$M_c.m. = \frac{3400}{8} + 5.00 + \frac{6000 \times 5.00}{6} = 7.125 \text{ ton-m}$$

La fuerza cortante sería:

$$V_c.m. = 0.5(3400 + 6000) = 4700 \text{ kg} = 4.7 \text{ ton}$$

Sumando estos efectos a los debidos a carga viva:

$$M_t = 13.8 + 7.125 = 20.925 \text{ ton-m}$$

$$M_v = 8.9 + 4.7 = 13.6 \text{ ton}$$

Revisando por cortantes:

$$\frac{V}{b_j d} = \frac{13600}{25 \times 0.089 \times 1.05} = 5.83 \text{ kg/cm}$$

$$V \text{ perm.} = 0.03 \times 250 = 755 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Por lo tanto:}$$

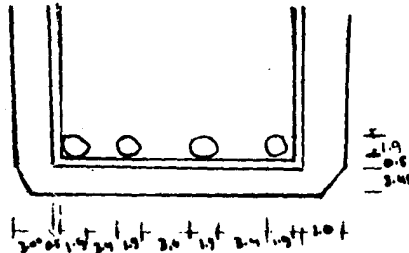
$$V \text{ perm.} = 6.3 \text{ kg/cm}^2$$

Vemos que no tenemos problema en cuanto a esfuerzo cortante.

Acero de Refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2092500}{2000 \times 0.089 \times 1.05} = 11.1 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de  $\frac{3}{4}$ " (No. 6) en un solo lecho.



Estribos:

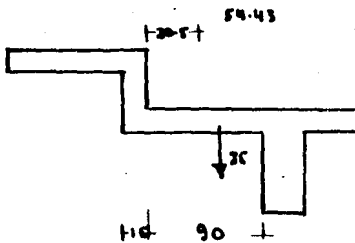
Se colocarán para facilitar el armado únicamente 1 a cada 25 cm con objeto de amarrarlos a las varillas 1 de la losa.

(25)

ANALISIS DE LOS DIAFRAGMAS EXTREMOS:

Unicamente se analizarán las ménsulas ya que el tramo entre nervaduras es igual al de los intermedios.

La carga se colocará en la posición más crítica que es (Especificaciones A.A.S.H.O.) a 1 ft. del paño de la guarnición.



Por Carga Viva:

$$Mc.v.I = 54.43 \times 59.5 \times 1.3$$

$$Mc.v.I = 4.21 \text{ ton-m}$$

$$Vc.v.I = 5443 \times 1.3 = 7.076 \text{ ton}$$

Por Carga Muerta:

$$\text{Peso Propio} = \frac{1.05 \times 1.10}{2} \times 2400 = 1.386 \text{ ton}$$

$$\text{Aplicado a } \frac{105}{3} = 35 \text{ cm}$$

$$Mc.m. = 1386 \times 0.35 = 485.1 \text{ kg-m}$$

La fuerza cortante total es:

$$Vt = 1386 + 7076 = 8462 \text{ kg}$$

El momento total es:

$$Mt = 4210 \text{ kg-m} + 485 \text{ kg-m} = 4695 \text{ kg-m}$$

El peralte por momento flexionante se obtiene de la fórmula:

$$d = \frac{M}{K_b} = \frac{469500}{14.8 \times 25} = 1268.8$$

$$d = 35.7 \text{ cm}$$

Por cortante:

$$d = \frac{v}{\sqrt{j_b}} = \frac{8462}{7.5 \times 0.889 \times 25} = 51 \text{ cm}$$

(26)

Se observa que no hay problema por cortante si por razones estéticas igualamos los peraltes de las nervaduras. El Area de Acero queda:

$$A_s = \frac{M}{F_s j d} = \frac{469500}{2000 \times 0.889 \times 1.05} = 2.52 \text{ cm}^2$$

Si usamos varilla  $\frac{1}{2}$ " con  $A = 1.29 \text{ cm}^2$

Se colocarán 2 varillas de  $\frac{1}{2}$ "

Con objeto de facilitar el armado se colocarán estribos #2 a cada 25 cm c.a.c.

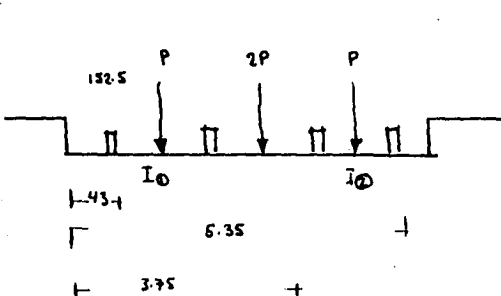
En los diafragmas intermedios como en los extremos se colocará refuerzo longitudinal en las dos caras con un área de  $0.63 \text{ cm}^2$  por cada 30.5 cm de altura (Especificaciones A. A.S.H.C.).

Se colocarán barras #3 a cada 30 cm c.a.c.

#### DISEÑO DE NERVADURAS

Debido a que los camiones no siempre circulan en un solo carril, y aunque fuere así no van al centro del carril, esto provocará que las nervaduras tengan diferentes condiciones de carga, por lo cual hay que calcular el factor de concentración según la teoría de J. Courben:

Para ello se colocan las cargas en la disposición indicada en la figura:



P = carga por eje (dos ruedas)

$$e = \frac{3.750}{2} - 1.525 = 35 \text{ cm}$$

e = excentricidad

$$F_1 = \frac{2P}{2} + \frac{2Pe}{1} \text{ y}$$

(27)

La expresión encontrada no es sino la fórmula de la escuadría aplicada a este caso, en que:

$$N = 2P$$

$$A = 2(\text{Nervaduras Unitarias})$$

$$M = 2P \times e$$

I = Momento Centroidal (respecto a  $\phi$ ) de las nervaduras

Y = Distribución del  $\phi$  a la nervadura

$$F_1 = P + \frac{2P \times 0.35}{2 \times Y} \times Y = P + 0.13P$$

$$F_1 = 1.13P$$

$$F_2 = 0.87P$$

Tomando el mayor de los valores.

El valor del impacto es:

$$I = \frac{15}{L + 38.10} \times 100 \quad L = 20 \text{ m}$$

$$I = \frac{15}{58.10} \times 100 = 25.8\%$$

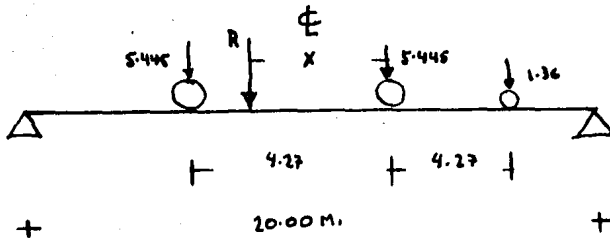
#### Momento Máximo Maximorum

Como son concentradas las cargas el diagrama de momentos flexionantes es una poligonal y, forzosamente, el valor máximo se obtendrá en uno de los vértices de la poligonal, que corresponde a su vez al punto en que se aplica una de las ruedas.

Está demostrado que el momento máximo maximorum, en una viga libremente apoyada, se produce sobre la rueda que diste una distancia igual, del centro del claro, que la resultante.

Dado que se buscan las condiciones más desfavorables, la posición será la indicada en la figura:

(28)



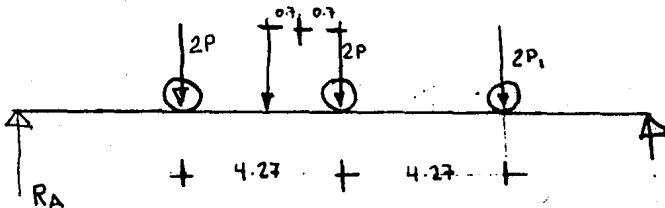
Si tomamos los momentos con respecto a la rueda pequeña:

$$R(4.27 + x) = 5.443(4.27 + 8.54) = 70$$

$$R = 10.886 + 1.36 = 12.246$$

$$4.27 + x = \frac{70}{12.246} = 5.69$$

Por lo tanto  $x = 5.69 - 4.27 = 1.42$  m



Valor de las Reacciones:

Tomando momentos respecto al apoyo (B) se obtiene:

$$R_A = \frac{12.246 \times 10.71}{20} = 6.57 \text{ ton}$$

$$R_B = 12.246 - 6.57 = 5.676 \text{ ton}$$

Tomando el momento bajo la rueda (2):

$$\begin{aligned} M_2 &= 6.57 \times 10.71 - 5.443 \times 4.27 \\ &= 70.2 - 25.2 \end{aligned}$$

$$M_{\text{máx}} = 45 \text{ ton-m}$$

$$33.175$$

Predomina el momento por carga de camión.

(29)

Valor Final del Momento por Carga Viva:

$$M_v = 45 \times 1.13 \times 1.258 = 64 \text{ ton-m}$$

En que:

$F_c = 1.13$  (Factor de Concentración)

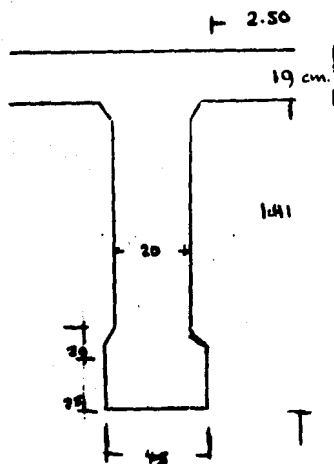
$I = 1.258$  (Incremento del Impacto)

A este momento le debemos sumar el que se produce debido al peso propio.

Momento debido al peso propio y carga muerta:

Parapeto: 150 kg/ml

Asfalto:  $3.75 \times 0.01 \times 2000 = 75 \text{ kg/ml}$  (capa de 1 cm)



Banqueta: = 288 kg/m.l.  
Losa Volada = 582 kg/m.l.  
Dado = 36 kg/m.l.

Losa Interior =  
 $2.5 \times 0.19 \times 2400 = \frac{1140}{2271} \text{ kg/m.l.}$

Suponiendo la sección de la figura:

$0.45 \times 0.25 \times 1.00 \times 2400$	-----	270 kg/m.l.
$\frac{0.45 + 0.20(20)}{2} \times 1.00 \times 2400$	-----	156 kg/m.l.
$0.20 \times 0.96 \times 1.00 \times 2400$	-----	460 kg/m.l.
		886 kg/m.l.

TOTAL:  $886 + 22.71 = 3157 \text{ kg/m.l.}$

(30)

El diafragma contribuye con:

$$1.10 \times 0.25 \times 2.50 \times 2400 = 1650 \text{ kg (Interiores)}$$

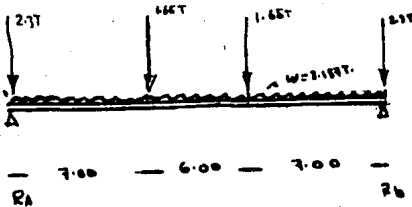
$$1650 + \frac{1.05 \times 1.10}{2} \times 2400 \times 0.25 = 2300 \text{ kg (Extremo)}$$

$$R_A = 31.57 + 2.3 + 1.65$$

$$R_A = 35.52 \text{ ton}$$

$$R_A = \text{Neta} = 3.95 - 2.3$$

$$R_A = \text{Neta} = 1.65$$



El Momento Máximo es:

$$M_m = \frac{wL^2}{8} + R_A \text{ Neta} \times 10 - 1.65 \times 3 = \frac{wL^2}{8} + 1.66 \times 7$$

$$M_m = \frac{3.157 \times 20^2}{8} + 1.65 \times 7 = 157.80 + 11.55$$

$$M_m = 169.35 \text{ ton-m}$$

El Momento Final será:

$$M_t = M_v + M_m = 64 + 169.35$$

$$M_t = 233.35 \text{ ton-m}$$

Para diseño del peralte nos basaremos en el siguiente cálculo:

Cálculo Peralte Económico:

Su determinación está en función de los costos de madera, concreto y acero de refuerzo, además de los momentos determinados anteriormente.

$$d = \frac{T(M_v + M_m)}{f_s j (b' + 3e r')}$$

(31)

$$r = \frac{\text{Costo de 1 m}^3 \text{ de Acero}}{\text{Costo de 1 m}^3 \text{ de Concreto}} \quad \text{Costo/ton Acero: } 2400 + 100 \text{ (flete)}$$

$$r' = \frac{\text{Costo de 1 m}^3 \text{ de Madera}}{\text{Costo de 1 m}^3 \text{ de Concreto}} \quad \text{Análisis Cimbra:}$$

$$\begin{aligned} &1 \text{ ft de tablón ocupa un volumen de:} \\ &0.093 \times 0.0254 = 0.00235 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

O sea que el millar da 2.35 m<sup>3</sup>.

El precio por millar es: \$1100.00.

$$\text{El costo por m}^3 = \frac{1100}{2.35} = \$470.00$$

Considerando un espesor de 1" el área será:

$$\frac{93}{2.35} = 39.5 \text{ m}^2/\text{m}^3$$

Se consideran \$8.00 por m<sup>2</sup> de colocación:

$$8 \times 39.5 = \$316.00$$

El costo total será:

$$470 + 316 = \$786.00$$

b' = Espesor del alma

e = Espesor de la forma

$$r = \frac{2500 \times 7.85}{300} = 65.3$$

$$r' = \frac{\$786.00/\text{m}^3}{\$307.24/\text{m}^3} = 2.55$$

$$M_m + M_v = M_t - M_{pp} = 233.35 - 44.35 = 189 \text{ ton-m}$$

$$b' + 2er = 20 + 5 \times 2.55 = 32.75$$

$$d = \frac{65.3 \times 18900}{2000 \times 0.089 \times 32.75} = 146 \text{ cm}$$

Diseño como Viga T:

Para esto debemos encontrar el ancho b de la losa que corresponde.

(32)

Según especificación de la A.A.S.H.O.:

$$16 + b' = 16 \times 18 + 20 = 288 \text{ cm}$$

$$b = \frac{1}{4} = \frac{2000}{4} = 500 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$b = 288 \text{ cm}$$

El valor de  $j$  para vigas T está dado por la expresión:

$$j = \frac{6 + 6(t/d) + 2(t/d) + \frac{1}{2np} (t/d)^3}{6 - 3(t/d)}$$

$$t/d = \frac{18}{146} = 0.123$$

$$(t/d)^2 = 0.0152$$

El último término del numerador es despreciable, por lo que no se calcula.

$$j = \frac{6 - 6 \times 0.123 + 2 \times 0.0152}{6 - 3 \times 0.123} = \frac{5.292}{5.631} = 0.938$$

Determinación del área de acero necesaria:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{23335}{1.8 \times 0.938 \times 146} = 94.8 \text{ cm}^2$$

Usando barras #10:

$$A_s = 7.94 \text{ cm}^2$$

$$\frac{94.8}{7.94} = 12 \text{ varillas ; } A_s = 12 \times 7.94 = 95.28 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ } \emptyset \frac{1}{4} = 19.0 \text{ cm}$$

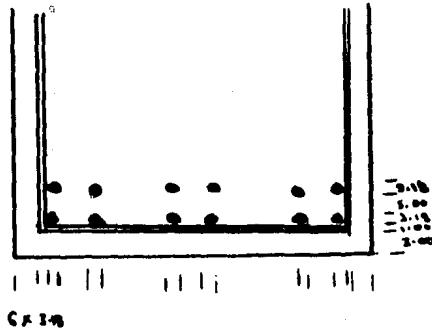
$$5 \text{ S} = 5 \times 3.18 = 15.9$$

$$2 \text{ } \emptyset \#3 = 2 \text{ cm}$$

$$2r = 2 \times 3 = 6 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho necesario} = 42.9 \text{ cm}$$

(33)

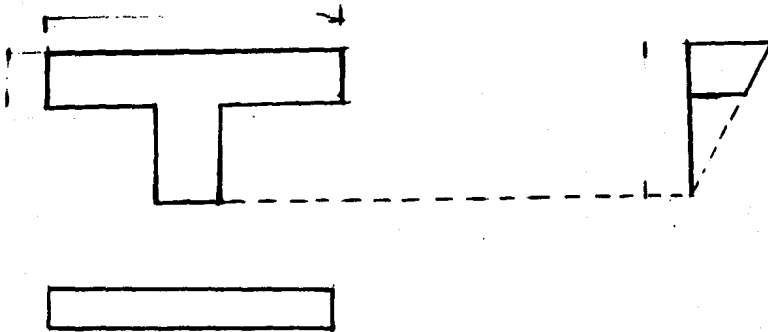


$$h = 146 + 8.68 \approx 154.68$$

$$\text{Si } h = 155$$

$$d = 146.32 \text{ cm}$$

REVISION DE LA VIGA COMO T



Despreciando la compresión en el alma y tomando momentos respecto al plano superior de la losa:

AREA	BRAZO	MOMENTO
bt = 5200	9	46800
has = 952.8	146.32	140000
TOTAL		166800

$$K_d = \frac{166800}{6152.8} = 27.2$$

(34)

$$z = \frac{t}{3} \frac{3Kd - 2t}{2Kd - t} = 6 \quad \frac{8.16 - 36}{54.4 - 18} = 8$$

$$jd = \frac{138.32}{146.32} = 0.943$$

Con lo cual podemos observar que es correcta la  $j$  supuesta.

Ahora revisemos los esfuerzos:

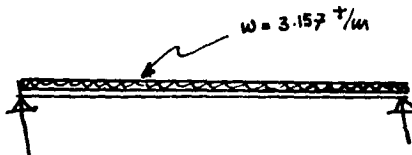
$$f_s = \frac{M}{btjd} \times \frac{2Kd}{2Kd - t} = \frac{23335000}{95.28 \times 137.32} \times \frac{54.4}{36.4} = 49 \text{ kg/cm}^2$$

Podemos observar que la fatiga en el acero es practicamente la permisible de trabajo, en tanto que el concreto no tiene problemas de trabajo, de donde deducimos que la sección es correcta para flexión.

Revisión por cortante:

El cortante máximo aparece en el apoyo y tiene un valor igual a la reacción.

1). Carga Muerta:



$$RA = \frac{3157 \times 20}{2} = 31570 \text{ kg}$$

Sumando diagramas obtenemos:

$$RA = 31.57 + 1.65 = 33.22 \text{ ton}$$

2). Carga Viva:

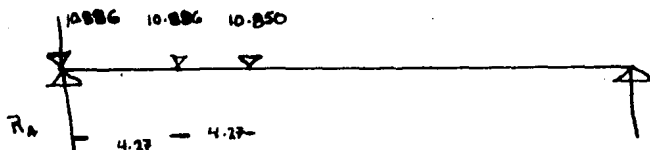
Se estudia primero carga de camión y despues carga de la línea.

A) Carga de Camión:

Suponiendo la carga a una distancia tan pequeña como

(35)

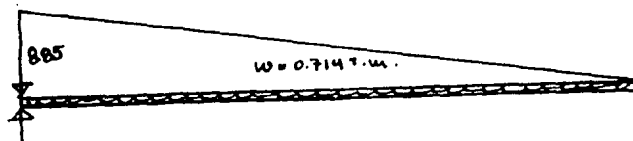
sea posible, a la derecha del apoyo,  $V_{max} = R_A$ .



$$V_{max} = \frac{10.886 \times 15.73 + 2.72 \times 11.46}{20} = 10.11 \text{ ton}$$

$$+ \frac{10.886}{20.996} \text{ ton}$$

En cuanto a carga de línea, el máximo se produce en la reacción:



$$V_{max} = \frac{0.714 \times 20}{2} = 7.14 + 8.85 = 15.99 \quad 20.996$$

Predomina el cortante por carga de camión.

Más incremento en dicho valor por impacto y por factor de concentración:

$$V = 20.996 \times 1.258 \times 1.13 = 29.70 \text{ ton}$$

$$V_t = 33.22 + 29.70 = 62.92$$

$$= \frac{V}{b_j d} = \frac{62.92}{20 \times 0.939 \times 1.46} = 22.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Admisible} = 0.075 \times 250 = 18.75 \quad 22.80$$

Tendremos que incrementar el peralte y el espesor a 1,55 y 25 cm, con lo cual se obtiene:

$$\frac{6292}{25 \times 0.938 \times 155} = 17.3 \text{ kg/cm}^2 \quad 18.75$$

(36)

El área de acero será:

$$A_s = \frac{23335000}{1800 \times 0.938 \times 155} = 90 \text{ cm}^2$$

Por lo que entonces se conservará el mismo armado de 12 barras #10, que arrojan un  $A_s$  efectiva de 95.28 cm<sup>2</sup>, con el cual se checan con mayor holgura las fatigas de los materiales.

Se revisará la adherencia con objeto de saber que número de barras se deben correr en el apoyo y de cuantas se dispone para doblar y absorber tensión diagonal.

La fatiga por adherencia está especificada por:  
= 0.075 F'c = 18.75 kg/cm

Se requerirá un perímetro:

$$\frac{V}{v_j d} = \frac{6292}{18.75 \times 0.938 \times 155} \quad 23.3 \text{ cm}$$

Corriendo 3 barras #10 se obtiene:

$$3 \times 9.99 \approx 30 \text{ cm} > 23.3$$

Por lo cual es suficiente con correr tres barras en el apoyo, dejando para doblado 9 disponibles.

La longitud de anclaje será:

$$L_a = \frac{f_s d}{8u} = \frac{1800 \times 3.18}{8 \times 18.75} = 38.2 \text{ cm}$$

Cortante en el centro del claro:

Se considerará solamente carga viva:

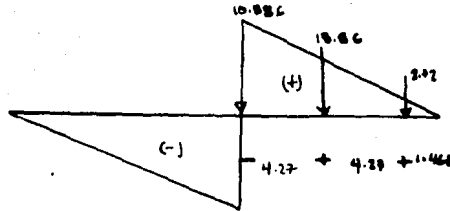
A). Carga de Camión:

Se calculará a partir de la línea de influencia del cortante en el  $\zeta$  :

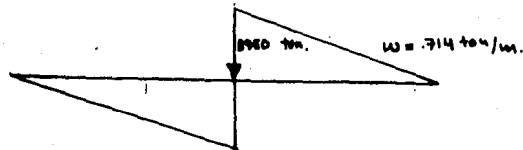
$$V_c = 10.886(0.5 + 0.573 \times 0.5) + 2.72 \times 0.146 \times 0.5$$

$$V_c = 8.43 + 0.2 = 8.63 \text{ ton}$$

(37)



B). Carga de la Línea:



$$V = 4.425 + \frac{0.714 \times 10 \times 0.5}{2} = 4.425 + 1.78 = 6.205 \quad 8.63 \text{ ton}$$

Vemos que rige la carga de línea; por lo que la fuerza cortante en el será:

$$8.63 \times 1.13 \times 1.258 = 12.1 \text{ ton}$$

El diagrama para media viga será:



Los esfuerzos correspondientes serán:

$$\frac{12100}{25 \times 0.938 \times 155} = 3.32 \text{ kg/cm}^2$$

(38)

El momento flexionante rige las barras que se pueden doblar; esta gráfica es parabólica con posición del máximo muy aproximada al  $\phi$  .

La expresión que nos da la distancia de doblado a partir del  $\phi$  es:

$$X = \frac{L}{2A_{st}} AsL$$

$$X = \frac{2000}{2 \times 9.48} = 31.60$$

NOMENCLATURA:

L = Longitud del claro

A<sub>st</sub> = Area acero total

AsL = Area de acero doblado

BARRAS

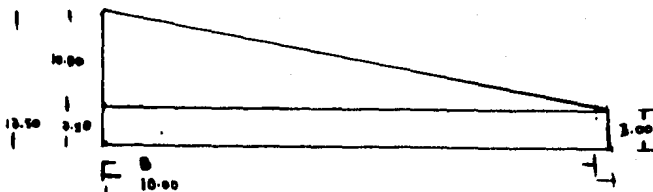
DOBLADAS	AsL	X MINIMA
142	15.88	126 cm
344	31.76	177 cm
546	47.64	218 cm
748	63.52	250 cm

Para el diseño del acero de refuerzo por cortante tomaremos en cuenta la especificación (1), (7), (6) de A.A.S.H.O., que indica que, para evitar la posibilidad de pandeo, se colocarán estribos especiales a una distancia no mayor de  $16 \phi$  refuerzo principal.

$$16 \times 3.18 = 50.88 \text{ cm}$$

En cuanto al diagrama de esfuerzo cortante, queda modificado debido a que el concreto es capaz de absorber un esfuerzo cortante de  $0.03 f'c = 7.5 \text{ kg/cm}^2$ .

(39)



Calculemos B:

$$\frac{B}{10} = \frac{10}{14.18} \text{ ----- } B = 7.06$$

Los esfuerzos cortantes a tomar con estribos son:

$$\frac{10 \times 706 \times 25}{2} = 88250 \text{ kg}$$

Si se toma con barras dobladas, utilizando las disponibles de flexión:

$$\text{Cada par toma: } 2 \times 7.94 \times 1800 = 28600 \text{ kg}$$

Haciendo uso de los pares disponibles:

3 y 4, 5 y 6, 7 y 8, y cortando 1 y 2 a  $126 + 57 = 183$  cm del centro del claro.

ESTRIBO No.	z/n	K-0.5	d TEORICA	d PRACTICA
1	406		270 cm	270
2	406	1.5	500 cm	500
3	406	2.5	640 cm	630

Se prolongarán  $15 \cdot 0 = 15 \times 3.81 = 57$  cm.

En el lecho superior excepto el último porque se correrá la longitud del apoyo además.

No obstante poder tomar todo el cortante con estas barras, obviamente no se cumple con las especificaciones de separación máxima, por lo cual se usarán estribos verticales del número 3, que aparte facilitarán el armado.

(40)

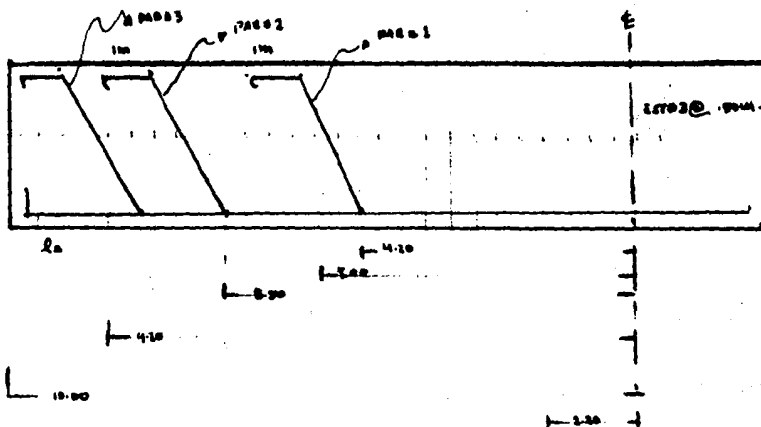
Su separación será la menor de las siguientes:

16  $\phi$  Reforzamiento principal = 50.88 cm

$$S_{max} = \frac{d}{2} = 77.5 \text{ cm}$$

$$\frac{5.88}{7} = 84 \text{ cm}$$

5.88 = Distancia que no requiere armado, por lo tanto se colocarán estribos #3 a cada 50 cm.



Para complementar el armado del alma, debemos colocar (Esp. (1) (7) (5) h. A.A.S.H.O.) por lo menos 2.66 cm<sup>2</sup>/m en cada lado de las nervaduras, con espaciamento no mayor de 60 cm.

$$\text{Long. no armada} = 155 - 13.36 = 141.64$$

$$1.42 \times 2.66 = 3.78 \text{ cm}^2$$

$$3 \phi \#4 = 3.81 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 3  $\phi$  #4 a cada 34 cm.

(41)

### APOYOS

En los apoyos usaremos neopreno, tanto en los apoyos fijos como en los apoyos móviles, dado que este material presenta ventajas como total ausencia de fricción inicial transmitida a las pilas, fácil colocación, carencia de mantenimiento, y bajo costo.

1). Diseño del apoyo móvil:

$$R_{tot} = 52.566 \text{ ton}$$

$$RM = 31.570 \text{ ton}$$

$$RV = 20.996 \text{ ton}$$

$$l \times f_c = 1.13 \times 1.26 = 1.42$$

$$RV (l \times f_c) = 29.7 \text{ ton}$$

$$RT \text{ final} = 61.27 \text{ ton}$$

$$S = \frac{PL}{L} \quad \frac{P}{E} = \frac{S}{L}$$

Suponiendo placa de 25.4 cm x 45.7 cm (10" x 18"), la compresión resultante será:

$$\frac{61270}{25.4 \times 45.7} = 53.2 \text{ kg/cm}^2$$

La fatiga permisible del neopreno es 70 kg/cm<sup>2</sup>, por lo cual el diseño está correcto.

La dilatación total será la dada por la fórmula.

$$A = 0.000011 t^0 L$$

Se supondrá una variación de 15°.

$$A = 0.000011 \times 15 \times 2000 + \frac{2000 \times 2000}{2100000}$$

$$A = 0.33 + 1.9 = 2.23 \text{ cm}$$

El espesor que se recomienda como mínimo es el doble del desplazamiento calculado.

$$e = 2 \times 2.23 = 4.46 \text{ cm}$$

(42)

Se pondrán 4 placas de  $\frac{1}{2}$ " que dan 5.08 cm, separadas por placas de acero de  $\frac{1}{16}$ " de espesor  $\pm 0.16$  cm.

El factor de forma será:

$$\frac{10 \times 18}{2(10 + 18) \frac{1}{2}} = \frac{180}{28} = 6.42$$

Verificando en tablas se obtiene una deformación menor del 15% que es permisible.

La deformación máxima es de 2,23 cm = 0.88" y la fuerza necesaria para producirla será  $F = \frac{EvAe}{T}$ .

$$F = \frac{110 \times 180 \times 0.88}{2.00} = 8700 \text{ lb}$$

En que:

$$Ev = 110 \text{ lb/in}^2 \text{ (Dureza Shore 50)}$$

$$A = 10 \times 18 = 180 \text{ in}^2$$

$$e = \frac{2.23}{2.54} = 0.88"$$

$$T = 4 \times \frac{1}{2} = 2"$$

Para que no exista resbalamiento en el apoyo, la deformación límite está dada por la expresión:

Refacción de carga muerta (lb) x espesor apoyo (in) x 1.9

5 x Longitud de apoyo (in) x ancho apoyo (in) 110

$$R_{cm} \pm 69500 \text{ lb}$$

$$\frac{69500 \times 2 \times 1.9}{5 \times 10 \times 18 \times 110} = 2.66" > 0.88"$$

Por tanto el diseño estará correcto.

2). Diseño del apoyo fijo:

Deberá tener capacidad para equilibrar las fuerzas horizontales, que son:

(43)

$$a). \text{ Frenaje} = 0.05 \frac{(L + PM) \times N^0}{2 \text{ Nerv.}} = 1 \text{ t}$$

$$b). \text{ Fricción} = \frac{R_{cm}}{n} = \frac{31.57 \times 0.33}{1.21} = 5.47 \text{ t}$$

$$\text{Fuerza horizontal} = 6.47 \text{ ton}$$

La fricción máxima que puede desarrollar el apoyo es:

$$61.27 \times 0.2 = 12.25 \text{ ton} > 6.47 \text{ ton}$$

Por carga muerta únicamente es:

$$31.57 \times 0.2 = 6.3 \text{ ton} > 5.47 \text{ ton}$$

Se acepta la placa de 10" x 18" x  $\frac{3}{4}$ ".

(44)

### CALCULO DE LA PILA

El diseño se hará como columnas de concreto armado de:

$$f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$$

#### Datos de Proyecto:

N.A.M.E. -----	970.00
N.A.M.O. -----	969.10
SOBREELEVACION-----	0.05 m
GASTO DE LA CORRIENTE -----	122 m <sup>3</sup> /seg
VELOCIDAD DE LLEGADA -----	3.25 m/seg
ESPACIO LIBRE -----	

Los materiales que constituyen el subsuelo son de una resistencia admisible por lo que la pila se descargará sobre zapatas de concreto armado.

ELEVACION DE LA RASANTE -----	973.15 m
ALTURA DE NERVADURAS -----	1.65 m
ELEVACION DEL DESPLANTE (ZAPATA)-----	966.50 m
ALTURA TOTAL DE LA PILA -----	6.00 m

#### Condiciones de Apoyos:

Consideraremos apoyos fijos en los dos estribos en la pila: móvil y fijo.

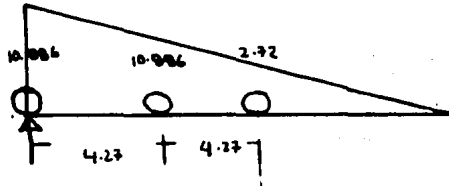
#### Cargas:

##### 1). Carga Permanente:

Losa: 0.20 x 7.50 x 2400 x 10 =	36 ton
Nervaduras: 2 x 0.25 x 1.45 x 2400 x 10 =	17.4 ton
Guarnición y Dado: 324 x 2 x 10 =	3.0 ton
Diafragmas: 2 x 0.25 x 1.10 x 5.0 x 2400 =	6.6 ton
TOTAL =	68.50 ton

(45)

2). Carga Viva:



$$RA = 10.886 \frac{(1 + 15.73)}{20} + 2.72 + 1.55$$

$$RA = 21 \text{ ton}$$

Incrementada por impacto, dado que son pilas de concreto:

$$RA = 21 \times 1.258 = 26.4 \text{ ton}$$

Para dos bandas de circulación:

$$RA = 52.8 \text{ ton}$$

c). Frenaje:

Ya calculada para el diseño de los apoyos:

$$FR = 1 \text{ ton}$$

Para dos bandas de circulación:

$$FR = 2 \text{ ton}$$

Esta fuerza va aplicada a 1.22 m sobre la rasante, pero dada la baja relación entre su brazo y la distancia entre pilas, la acción del momento es despreciable, por lo que se puede considerar aplicada en la corona de la pila.

d). Viento normal en la superestructura:

$$A = (1.60 + 0.10 + 0.15 + 0.60) 20 = 49 \text{ m}^2$$

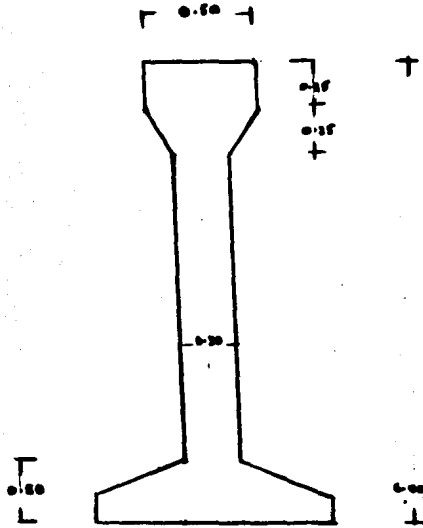
Se tomará una intensidad de 244 kg/m<sup>2</sup> (A.A.S.H.O. (1) (2)

b.1.)

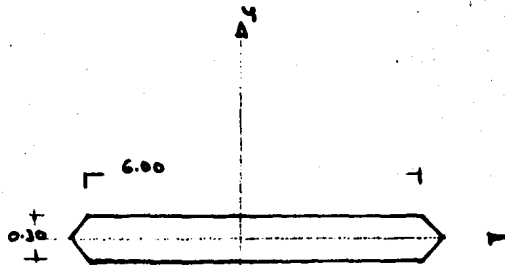
$$49 \times 0.244 = 13.2 \text{ ton}$$

Se considerará aplicada en el C.C. de la sección expuesta que está a 40 cm bajo la rasante.

(46)



SECCION SUPUESTA DE LA PILA



(47)

Análisis de las secciones:

1). Subcorona:

Longitud libre de la pila =  $6.00 - 0.50 = 5.50$

$$\frac{5.50}{20} = 27.5 \pm 30 \text{ cm}$$

Combinaciones de Carga

Grupo 1:

Carga permanente + carga móvil + impacto

$$2(64.5 + 52.8) = 117.3 \text{ ton} \times 2 = 234.6 \text{ ton}$$

Dado que la carga es axial calculemos la capacidad de una columna como la propuesta con un porcentaje mínimo de acero 1%.

$$18000 \times 0.01 = 180 \text{ cm}^2$$

Usando varillas del #12 se obtiene que 16 del #12 dan:

$$As = 182 \text{ cm}^2$$

$$P = Ag(0.18 f'c + 0.8 fs Pg)$$

Ag = Area total de concreto

Pg = Porcentaje de refuerzo

$$P = 18000 (0.18 \times 180 \times 0.8 \times 18.00 \times 0.01)$$

$$P = 841 \text{ ton} > 234.6 \text{ ton}$$

Observando este resultado, vemos que la columna está sobrada, por lo que se podrá pensar a base de dos columnas aisladas, pero dado que la columna estará sujeta a impactos fuertes de cuerpos flotantes, y que éstos podrían crear obstrucciones al quedar entre las dos columnas, se aceptará la sección representada.

Usaremos 16 barras #10 que nos darán un porcentaje  $Pg = 0.0089$ , con lo que se logrará disminuir los tipos de varillas que se usen en la obra.

(48)

Lo anterior fue solo para dar una idea de la capacidad de la pila, la que en realidad estará sujeta a cargas mayores que los asentados y además serán excéntricas, por lo cual el muro trabajará como una columna corta excéntrica.

Calculemos ahora las cargas del Grupo III:

Grupo III: Grupo I + fza. longit. x carga viva + frenaje + 30% viento en la superestructura + viento sobre la carga viva.

a). Viento transversal:

Por especificación A.A.S.H.O. son 149 kg/m, aplicados a 1.83 m sobre la superficie de rodamiento.

$$0.149 \times 20 = 2.98 \text{ ton}$$

b). Viento longitudinal:

1). Sobre la carga viva:

Suponiendo que la carga viva ocupa el ancho total:

$$7.50 \times 60 = 0.45 \text{ ton}$$

2). Sobre la corona:

195 kg/m<sup>2</sup> por Especificación A.A.S.H.O.

$$0.195 \times 6.00 \times 0.50 = 0.585 \text{ ton}$$

Se tomará únicamente el 30%:

$$0.585 \times 0.3 = 0.18 \text{ T}$$

3). Sobre la superestructura:

Superficie expuesta = 2.45 m<sup>2</sup>/m

$$2.45 \times 20 \times 0.0585 = 2.86 \text{ ton}$$

Se tomará solo el 30%:

$$2.86 \times 0.3 = 0.86 \text{ ton}$$

(49)

CARGAS	VERTICALES	HORIZONTALES	BRAZO	Mx	My
CARGA MUERTA	137		0		
CARGA VIVA + IMPACTO	105.6		0		
FRENAJE		2	0.50	1.00	
30% VIENTO S/C.V. (NORMAL)		2.98	2.32		6.9
30% VIENTO S/C.V. (TANG)		0.45	2.32	1.00	
VIENTO SOBRE SUPERESTRUCTURA 30% (N)		3.96	1.50		5.9
VIENTO SOBRE SUPERESTRUCTURA 30% (T)		0.86	1.50	1.23	
VIENTO SOBRE CORONA 30%		0.054	0.25	0.014	
TOTALES	242.6 ton			3.244	12.84

$$e_x = \frac{3.244}{242.6} = 0.0134 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{12.84}{242.6} = 0.053 \text{ m}$$

$$\frac{e_x}{t} = \frac{1.34 \text{ cm}}{30} = 0.447$$

Se podrá calcular con la fórmula:

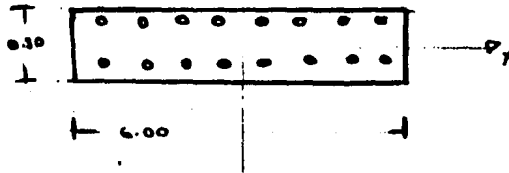
$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{N}{0.18 f'c A_g + 0.8 A_{sf}}$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{I_x} \quad F_b = 0.40 f'c$$

Calculemos el valor de los elementos geométricos de la sección transformada:

(50)

$\Delta^4$



$$I_x = \frac{bt^3}{12} + (n - 1) Pbt \left(\frac{gt}{2}\right)^2$$

$$I_x = \frac{600 \times 30^3}{12} + 11 \times 0.0089 \times 18000 \times 64 = 1462000 \text{ cm}^4$$

$$= bt + (n - 1) pbt = 19752 \text{ cm}^4$$

Dado el gran valor del  $I_y$  de la sección de concreto, despreciaremos el debido a las barras:

$$I_y = \frac{30 \times (600)^3}{12} = 540 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

A continuación determinaremos la carga excéntrica máxima de seguridad de la sección propuesta, despejando  $N$  de la ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1$$

$$N \frac{1}{0.18 f'c A_g + 0.8 A_s f_s} + \frac{et}{0.8 f'c'} = 1$$

$$N \frac{1}{0.18 \times 180 \times 18000 + 0.8 \times 127 \times 2000} + \frac{1.34 \times 30}{0.8 \times 180 \times 1.452 \times 10^6} = 1$$

$$N = \frac{1}{1.48} \times 10^6 = 670000 \text{ kg} \quad 242.6 \text{ ton}$$

Con objeto de completar el estudio de la subcorona comprobaremos el aplastamiento que produce la reacción máxima, suponiendo que la subcorona recibe la carga concentrada y la distribuye en la forma indicada:

(51)

SUPERFICIE DE DISTRIBUCION:

$$58 \times 30 = 1740 \text{ cm}^2$$

$$1740 \times 70 = 121.8 \text{ ton} \quad , \quad 121.3 \text{ ton}$$

COMPROBACION DE LA SECCION INFERIOR DE LA PILA:

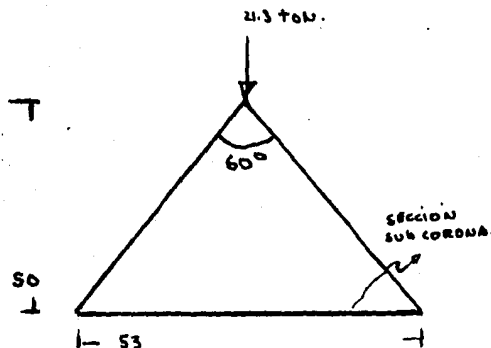
Cargas:

a) Peso del Cuerpo:

$$\begin{aligned} \text{Corona: } & 0.50 \times 0.25 \times 6.00 + \\ & \frac{0.50 + 0.30}{2} \times 0.25 \times 6.00 \end{aligned}$$

$$1.35 \times 2.400 = 3.24 \text{ ton}$$

$$\text{Cuerpo: } 0.30 \times 5.00 \times 6.00 \times 2.400 = 21.6 \text{ ton}$$



b) Empuje del viento sobre la subestructura:

1°) Normal sobre la corona:

$$0.90 \times 0.50 \times 0.195 = 0.0875 \text{ ton}$$

2°) Tangencial sobre la corona:

$$= 0.585 \text{ ton}$$

Aplicadas a 5.05 sobre la sección de desplante.

3°) Sobre el cuerpo:

En aguas mínimas:

(No hay empuje)

En aguas máximas:

$$\text{UN pila} = 1.13 \times 0.30 \times 0.195 = 0.066 \text{ ton}$$

$$\text{UT pila} = 1.13 \times 6.00 \times 0.195 = 1.32 \text{ ton}$$

Aplicados a 4.50 del desplante.

c) Empuje dinámico del agua:

$$E_d = K_A \frac{V^2}{2g} = 0.75 (0.30 \times 1.30) \frac{3.25^2}{19.62} = 0.016 \text{ ton}$$

Aplicada a  $1.50 + \frac{2}{3} \times 1.30 = 2.30 \text{ m}$  del desplante.

Analizaremos los Grupos I, II, y III de cargas para la sección de desplante.

(53)

CARGAS	SIMBOLO	VALOR	BRAZOS		MOMENT.		VERT.
			X	Y	X	Y	
CARGA MUERTA	C.M.	137.0					
CARGA VIVA (2 TRAMOS)	C.V.	105.6					
PESO CORONA	Wca	3.24					
PESO CUERPO	Wc	21.60					
FRENAJE	FR.	2 ton	5.50		11.00		
FRICCIÓN S/ CARGA VIVA	F	5.47	5.50		30.00		
VIENTO TANG. SUPERESTRUCTURA	VTs	2.86	5.50		15.7		
VIENTO TANG. CARGA VIVA	VTc.v.	0.45	5.50		2.5		Ls EJE X
VIENTO TANG CORONA	VTc.A	0.585	5.27		3.08		
VIENTO TANG. A. MAX.	VTc.M	1.32	4.44		5.85		
CUERPO A. MIN.	VTc.m						
VIENTO NORMAL SUPER	VNS	13.2	5.50		72.8		
VIENTO NORMAL CARGA VIVA	VNc.v.	2.98	5.50		16.4		
VIENTO NORMAL CORONA	VNc.A	0.03	5.27		0.16		
CUERPO A. MAX.	VNc.M	0.066	4.44		0.24		Ls EJE Y
CUERPO A. MIN.	VNc.m						
EMPUJE DINAMICO AGUA	ED	0.109	3.08		0.33		

---

 68.13 89.98

(54)

Grupo I

$$C.M. + WcA + Wc + C.V. + ED$$

$$P = 267.44 \text{ ton (Podemos considerarla axial).}$$

La sección soporta una carga axial mucho mayor que la que representa este grupo.

Grupo II

$$C.M. + WcA + Wc + VTs + VTc.A + VTc.M + VNS + Vnc.A + Vnc.M$$

$$P = 267.44 \text{ ton}$$

$$Mx = 32.13 \text{ ton-m}$$

$$My = 73.62 \text{ ton-m}$$

$$ex = \frac{32.13}{267.44} = 0.121 \text{ m} \quad 0.5t \quad (\text{No hay volteo})$$

$$ey = \frac{73.62}{267.44} = 0.275 \text{ m} \quad 0.5b$$

Grupo III

$$\text{Grupo I} + FR. + F + 0.3VTs + VTc.v. + 0.3VTc.A + 0.3VTc.M + 0.3VNS + Vnc.v. + 0.3Vnc.A + 0.3Vnc.M$$

$$P = 267.44$$

$$Mx = 53.21 \text{ ton-m}$$

$$My = 38.31 \text{ ton-m}$$

$$ex = \frac{53.21}{267.44} = 0.198 \quad 0.5t$$

$$ey = \frac{38.31}{267.44} = 0.143 \quad 0.5b$$

Incrementaremos la sección en su dimensión  $tat = 40 \text{ cm.}$

$$\frac{ta}{Fa} + \frac{tbx}{Fb} + \frac{tby}{Fb} = 1$$

(55)

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{N}{0.18 f'c A_g + 0.8 A_s f_s} = N \frac{1}{0.18 \times 180 \times 2400 + 0.8 \times 182 \times 2000}$$

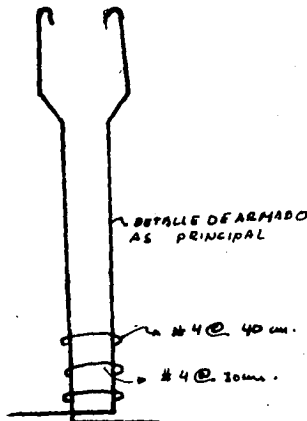
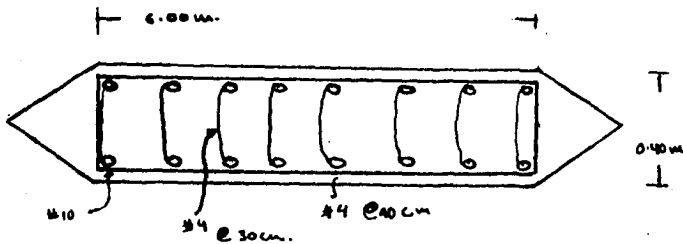
$$\frac{f_{bx}}{F_b} = \frac{N e_{yb}}{0.9 f'c i_x} = N \frac{1}{0.18 \times 180 \times 2400 + 0.8 \times 182 \times 2000}$$

$$f_{by} = \frac{N e_{xt}}{0.9 f'c i_y} = N \frac{19.8 \times 40}{0.9 \times 180 \times 720 \times 10^6}$$

$$\begin{aligned} N (10^7 \times 9.35 + 10^{-9} \times 1.73 + 8.55 \times 10^{-11}) \\ = N (9.37 \times 10^{-7}) = 2.67440 \times 9.37 \times 10^{-7} \\ = 0.25 \end{aligned}$$

Vemos que la sección estaría sobrada, pero, dada la condición de volteo, se acepta.

Las dimensiones y armado definitivos de la columna serán como se indican en la figura:



(58)

### ESTRIBOS

Los haremos de mampostería de tercera, con mortero de cemento 1:5, aleros de mampostería también, y corona y diafragma de concreto reforzado.

Especificaciones A.A.S.H.O.:

Carga viva: H-15 S-12 en dos bandas de circulación.

Apoyos: Serán fijos en ambos.

Cuerpo y Cimientos: Mampostería de 3a.:

$f_c = 10 \text{ kg/cm}^2$

$f_t = 1 \text{ kg/cm}^2$

$V = 2 \text{ kg/cm}^2$

Diafragma y Corona: Concreto reforzado  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Desplante: Cantos rodados y grava:

$r = 2 \text{ kg/cm}^2$

$= 0.8$

Localización:

Est 1: Km 124+625

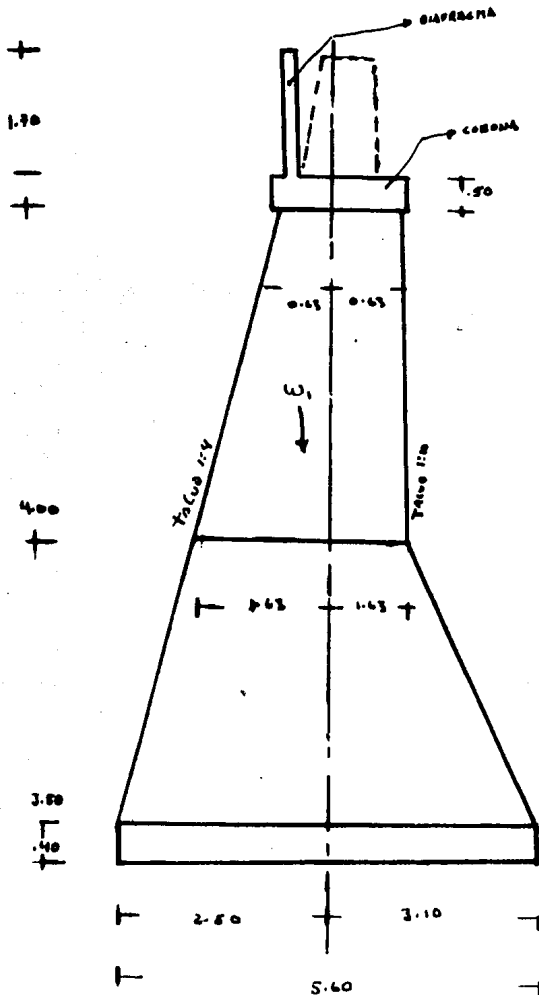
Est 2: Km 124+645

Cargas:

Al calcular las pilas, obtuvimos los valores de las cargas, con excepción del peso propio y el empuje de tierras, por lo cual presentamos a continuación una lista de ellas.

- 1) Carga Permanente: 68.5 ton
- 2) Carga Viva + Impacto: 26.4 ton
- 3) Frenaje: 2 ton (2 bandas de circulación) (a 1.22 sobre rasante)
- 4) Viento Normal en Superestructura: 6.6 ton (40m bajo la rasante)
- 5) Viento Longitudinal sobre Carga Viva: 1.45 ton
- 6) Viento Normal sobre Carga Viva: 1.5 ton (1.83 sobre la rasante)
- 7) Viento Longitudinal sobre Superestructura: 1.43 ton
- 8) Fricción: 5.47 ton (sin Carga Viva)

SE PROPONE LA SIGUIENTE SECCION QUE SE REVISARA:



(60)

CALCULO PESOS:

a) Peso Diafragma:

$$0.20 \times 1.70 \times 2400 = 0.82 \text{ ton/m}$$

$$X_0 = 1.51 \text{ m}$$

$$X_{01} = 3.60 \text{ m}$$

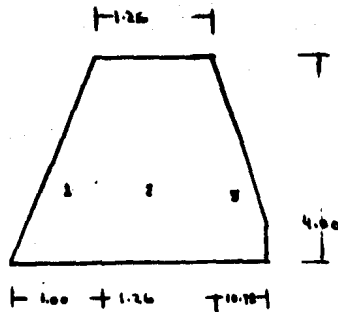
b) Peso Corona:

$$0.50 \times 1.26 \times 2.40 = 1.51 \text{ ton/m}$$

$$X_0 = 1.01 \text{ m}$$

$$X_{01} = 3.10 \text{ m}$$

c)  $\omega 1$ :



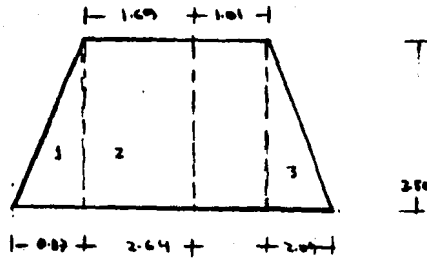
CUERPO	AREA	BRAZO	MOENTO $\frac{m^2}{m}$
1	$\frac{4.0 \times 1.0}{2} = 2.5$	1.97	3.94
2	$4.0 \times 1.26 = 5.04$	1.01	5.1
3	$\frac{0.38 \times 4.00}{2} = 0.76$	0.25	0.19
TOTAL	7.8		9.23

$$X_0 = \frac{9.23}{7.8} = 1.18 \text{ m}$$

$$X_1 = 3.27 \text{ m}$$

$$\omega 1 = 7.8 \times 2.2 = 17.16 \text{ ton}$$

(61)



CUERPO	AREA	BRACO	MOMENTO
1	$\frac{0.87 \times 3.5}{2} = 1.52$	5.02	7.62
2	$1.32 \times 3.5 = 4.61$	3.41	15.80
3	$\frac{2.09 \times 3.5}{2} = 3.65$	1.40	5.10
TOTAL	9.78		28.52

$$x_1 = \frac{28.52}{9.78} = 3.03$$

$$W_2 = 9.78 \times 2.2 = 21.51 \text{ ton}$$

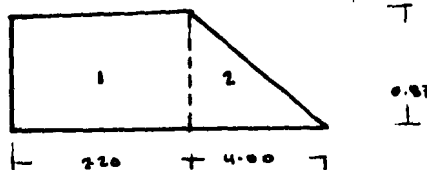
e)  $W_3$ :

$$0.40 \times 5.60 \times 2.2 = 4.94 \text{ ton}$$

$$x_1 = 2.80$$

PESOS TIERRA

a)  $W_{T1} =$  (Despreciamos el escalón de 3 cm)



(62)

CUERPO	AREA	BRAZO	MOMENTO (A)
1	2.2	0.50	1.1
2	2.0	0.333	0.67
TOTAL	4.2		1.77

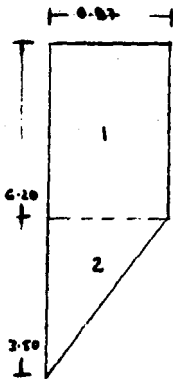
$$\frac{1.77}{4.2} = 0.42 \text{ m}$$

$$W_{T1} = 4.2 \times 1600 = 6.72 \text{ ton/m.l.}$$

$$Y_0 = 2.22 \text{ m}$$

$$X_1 = 4.31 \text{ m}$$

b)  $W_{T2}$



(63)

CUERPO	AREA	BRAZO	MOMENTO (B)
1	5.4	0.435	2.34
2	1.52	0.29	0.44
TOTAL	6.92		2.78

$$\frac{2.78}{6.92} = 0.40$$

$$K1 = 5.20$$

$$W T2 = 11.1 \text{ ton/m}$$

EMPUJES DE TIERRA:

I) Sección a 6.20 m bajo la rasante:

Como:  $h = 7.00 \text{ m}$

Para:  $\phi = 35^\circ$

$$\frac{W}{2} \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = 0.229$$

$$E = 0.229 \times 6.20 \times 7.40 = 10.5 \text{ ton}$$

Y se encuentra actuando a una distancia:

$$Y = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h + 2h')} = \frac{6.2^2 + 3 \times 3.72}{3 \times 7.40} = 2.23 \text{ m}$$

II) Sección de Desplante:

No se considera sobrecarga por ser la altura mayor de 7 m.

$$E = 0.229 \times 10.10^2$$

$$E = 23.4 \text{ ton}$$

$$Y = 3.37 \text{ m}$$

(64)

LONGITUDES DE DISTRIBUCION:

$$Lc = \text{Longitud Corona} + \text{Vuelo} \times 2 \text{ tang. } 15^\circ$$
$$\text{Longitud Corona} = 8.12 \text{ m}$$

$$\text{Vuelo} = \begin{array}{l} \text{Sección } 0 = 0.38 \\ \text{Sección } 0_1 = 2.47 \end{array}$$

En la sección intermedia:

$$Lc0 = 8.12 + 0.38 \times 0.538$$

$$Lc0 = 8.32 \text{ m}$$

En la sección de desplante:

$$Lc0_1 = 8.12 + 2.47 \times 0.538$$

$$Lc0_1 = 9.45 \text{ m}$$

CARGAS POR M DE ESTRUCTURA

CARGA	SECCION 0	SECCION 0 <sub>1</sub>
C.M.	$\frac{68.5}{8.32} = 8.22 \text{ ton}$	7.25 ton
C.V.+I	$\frac{52.8}{8.32} = 6.32 \text{ ton}$	5.08 ton
F	$\frac{2}{8.32} = 0.24 \text{ ton}$	0.212 ton
Fr	$\frac{5.47}{8.32} = 0.65 \text{ ton}$	0.58 ton
Ve	$\frac{1.45}{8.32} = 0.17 \text{ ton}$	0.15 ton
Vc.v.	$\frac{0.45}{8.32} = 0.06 \text{ ton}$	0.05 ton

(65)

Empuje de Tierras hasta la Subcorona:

$$E = 0.229 \times 2.20 (3.40) = 1.72 \text{ ton/m}$$

Ancho del Diafragma:

$$7.82 \text{ m.}$$

$$E = 1.72 \times 7.82 = 13.4 \text{ ton}$$

$$Y = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h + 2h')} = \frac{484 + 3.96}{3 \times 3.40} = 0.86 \text{ m}$$

ANALISIS DE SUBCORONA

CARGAS	VALOR	BRAZO	MOMENTO
C.M.	68.5	0.63	43
C.V.+I	52.8	0.63	35.5
Wc	12.26	0.63	7.7
Wa	3.12	1.13	3.54
TOTALES	136.68		86.74
E	13.4	0.86	11.5
Fr	2	0.50	1.0
F	5.47	0.55	3.00
Ve	1.43	0.50	0.72
Vc.v.	0.45	0.50	0.23

16.45

Considerando las cargas del Grupo I:

$$C.M. + Wc + Wo + c.v. + I + E$$

a) Volteamiento:

$$C.V. = \frac{Mv}{MH} = \frac{89.76}{11.50} = 7.8 \quad 2$$

(66)

b) Deslizamiento:

$$C_o = \frac{F_v}{F_b} = \frac{136.68}{13.4} \approx 10 > 2$$

c) Esfuerzo:

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_v - M_h}{F_v}$$

$$e = 0.63 - \frac{78.24}{136.68} = 0.11$$

Por fórmula de la escuadría:

$$f = \frac{F}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$f = \frac{136.68}{10.23} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.11}{1.26} \right)$$

$$f_1 = 13.4 \times 1.52 = 20.4 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = 13.4 \times 0.48 = 6.5 \text{ ton/m}^2$$

Analizando el Grupo II:

J.M. + C.V. + I + Wc + W o + I + E + Ve + Vc.m.

$$C_v = \frac{83.76}{15.45} > 2$$

$$e = 0.63 - \frac{74.3}{136.68}$$

$$C_D = \frac{136.68}{19.75} \times 0.6 = 4.1 > 2 \quad e = 0.09$$

$$f = 13.4 \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Dado el valor de e, vemos que la condición de fatiga queda satisfecha.

(67)

SECCION EN EL CAMBIO DE VALORES:

Ancho = 2.64 m

CARGA	VALOR	BRAZO	MOMENTO
C.M.	8.22	1.01	8.3
C.V.+I	6.32	1.01	6.4
wc	1.51	1.01	1.53
WD	0.82	1.51	1.24
w <sub>1</sub>	17.16	1.18	20.25
WT <sub>1</sub>	6.72	2.22	14.92
	40.75		52.64
Fr	0.65	6.25	4.05
F	0.24	6.20	1.49
VE	0.17	6.20	1.05
Vc.v.	0.06	6.20	0.38
E	10.50	2.23	23.40

11.62

Analizando las cargas del Grupo I:

$$C.M. + C.V. + I + wc + WD + w_1 + WT_1 + E$$

$$X_e = \frac{MH - Mv}{Fv} = \frac{29.24}{40.75} = 0.72 \text{ m}$$

$$e = 1.32 - 0.72 = 0.50 \text{ m}$$

$$f = \frac{40.75}{2.64} \left( 1 + \frac{3.00}{2.64} \right)$$

$$f_1 = 32.6 \text{ ton/m}^2 = 3.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 1.85 \text{ ton/m}^2 = 0.18 \text{ kg/cm}^2$$

Para cargas del Grupo II:

$$C.M. + wc + WD + WT_1 + 0.3VE + E$$

$$X = \frac{22.5}{34.43} = 0.65$$

(68)

$$e = 1.32 - 0.65 = 67 \text{ cm}$$

$$f = \frac{34.43}{2.64} \left(1 + \frac{4.02}{2.64}\right) \quad f_1 = 3.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 0.68 \text{ kg/cm}^2$$

Para cargas del Grupo III:

$$G: 1 + F + FrO_1 \quad 3VE + Vc.v.$$

$$Xe = \frac{Mv - MH}{Fv} = \frac{52.64 - 29.57}{40.25} = 0.57$$

$$e = 1.32 - 0.57 = 0.75$$

$$f = 13.4 \left(1 + \frac{4.50}{2.64}\right) \quad f_1 = 3.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 0.94 \text{ kg/cm}^2$$

SECCION DE DESPLANTE:

$$\text{Ancho} = 5.60 \text{ m}$$

CARGA	VALOR	BRAZO	MOMENTO
C.M.	8.22	3.10	25.5
C.V.+I	6.32	3.10	19.6
Wc	1.51	3.10	4.7
WD	0.82	3.60	3.0
W <sub>1</sub>	17.16	3.27	56.0
W <sub>11</sub> +W <sub>11</sub>	21.51	3.03	65.0
	4.94	2.80	13.5
WT <sub>1</sub>	6.72	4.31	29.0
WT <sub>2</sub>	11.10	5.20	57.8
	78.30		274.1
Fr	0.58	8.45	4.90
F	0.21	8.40	1.76

(69)

VE	0.15	8.40	1.26
Vc.v.	0.05	8.40	0.42
ET <sub>11</sub>	23.40	3.37	78.80

---

Grupo I

$$X = \frac{274.1 - 78.8}{78.3} = 2.48 \text{ m}$$

$$e = 2.80 - 2.48 = 0.32$$

$$f = 14.2 \left( 1 - \frac{1.92}{5.60} \right) \quad f_1 = 1.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 0.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_v = \frac{Mv}{M} = \frac{274.1}{78.8} \quad 2$$

$$C.D. = \frac{78.3}{23.4} \times 0.8 = 2.68 > 2$$

Grupo II:

$$C.M. + Wc + WD + WT_2 + 0.3VE + E + W_1 + W_2 + W_3$$

$$X = \frac{254.5 - 79.2}{72} = 2.44$$

$$e = 36 \text{ cm}$$

$$f = 12.8 \left( 1 - \frac{2.16}{5.60} \right) \quad f_1 = 1.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 0.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$C.V. = \frac{254.5}{79.2} \quad 2$$

$$C.d. = \frac{72}{23.45} \times 0.8 = 2.46 > 2$$

Grupo III:

$$G: 1 + F + Fr + 0.3Ve + Vc.v.$$

$$X_r = \frac{274.1 - 86.28}{78.3} = \frac{187.82}{78.3} = 2.38$$

$$e = 42 \text{ cm}$$

$$f = 14.2 \left( 1 - \frac{252}{560} \right) \quad f_1 = 2.05 < 1.25 \times 2.00$$

$$f_2 = 0.78$$

(70)

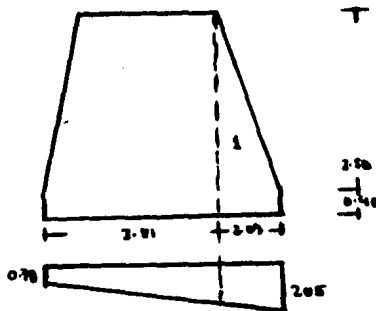
$$C.V. = \frac{274.1}{86.28} > 2$$

$$C.d. = \frac{78.3}{24.3} \cdot 0.8 = 2.57 > 2$$

Vemos que tanto en la sección correspondiente al cambiar de pendiente como en la de desplante las fatigas se encuentran dentro de tolerancia y se cumplen las condiciones de volteo y deslizamiento, por lo cual se aceptan.

#### VERIFICACION DEL ESCALON

Para este cálculo usaremos los esfuerzos producidos Grupo III ya que son los más desfavorables.



$$f_1 = 0.78 + \frac{1.27 \times 3.51}{5.60} = 1.56 \text{ kg/cm}^2$$

El valor total de la reacción del terreno será el volumen de la cuña trapezoidal indicada en la figura.

$$R = \frac{2.05 + 1.56}{5.60} = 1.56 \text{ kg/cm}^2$$

Si consideramos una faja de 1 m de ancho:

$$R = 37.7 \text{ ton}$$

(71)

Su brazo con respecto a la sección punteada será:

$$X_r = 70 \times \frac{5.66}{3.61} = 1.10 \text{ m}$$

$$M_r = 37.7 \times 1.1 = 41.47 \text{ ton-m}$$

Peso del escalón:

$$w_1 = \frac{2.09 \times 3.50}{2} \times 1 \times 2.4 = 8.8 \text{ ton}$$

$$X_1 = 0.7 \text{ m}$$

$$w_2 = 0.4 \times 2.09 \times 1 \times 2.4 = 2 \text{ ton}$$

$$X_2 = 1.05 \text{ m}$$

Sus momentos serán:

$$M_1 = 8.8 \times 0.7 = 6.16 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = 2 \times 1.05 = 2.1 \text{ ton-m}$$

La suma de éstos será:

$$8.26 \text{ ton-m}$$

El momento resultante es:

$$41.47 - 8.26 = 33.21 \text{ ton-m}$$

Comprobación de la flexión:

$$f = \frac{6M}{bn^2} = \frac{33.21 \times 6}{1 \times 3.90^2} = 13.2 \text{ ton/m}^2$$

$$f = 1.32 \text{ kg/cm}^2 < 3 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobación del cortante:

$$V = 26.9 \text{ ton}$$

$$V_{\max} = \frac{3}{2} \frac{V}{4} = \frac{3}{2} \frac{V}{3.90} = 10.3 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{\max} = 1.03 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ kg/cm}^2$$

(72)

CALCULO DEL COSTO DEL PUENTE

a) Losa, dado y guarnición: concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup>	36.6 m <sup>3</sup> /claro
b) Nervaduras:	11.6 m <sup>3</sup> /claro
c) Diafragmas:	5.5 m <sup>3</sup> /claro
	<hr/>
	53.7 m <sup>3</sup> /claro

Concreto de 250 kg/cm<sup>2</sup>  
Habrá 2 claros 107.4 m<sup>3</sup>

Concreto en pila:

f'c = 180 kg/cm<sup>2</sup>

Corona	0.375 x 0.5 x 6.00 =	1.125 m <sup>3</sup>
Columna	0.35 x 5.00 x 6.00 =	10.500 m <sup>3</sup>
Plataforma	3 x 8.50 x 0.60 =	15.300 m <sup>3</sup>
		<hr/>
		26.925 $\approx$ 27 m <sup>3</sup>

Concreto Pila 27 m<sup>3</sup>

Concreto de 200 kg/cm<sup>2</sup> en coronas y diafragmas de estribos:

a) Diafragmas	0.2 x 1.70 x 7.82 =	2.66 m <sup>3</sup>
b) Corona	0.5 x 1.30 x 8.12 =	5.30 m <sup>3</sup>
		<hr/>
		7.96 m <sup>3</sup> $\approx$ 8.00 m <sup>3</sup>

Habrá 2 estribos 16 m<sup>3</sup>

(73)

ACERO DE REFUERZO

En losa:

Varillas

$$A = \frac{20}{0.22} = 91 \text{ pzas.} \times 3.20 = 295 \text{ m} \times 2.25 = 650 \text{ kg}$$

$$B = 45.5 \text{ pzas.} \times 10.00 = 455 \times 2.25$$

$$C = 91 \text{ pzas.} \times 5.5 = 500.5 \text{ m} \quad 1190 \text{ m} = 2670 \text{ kg}$$

$$D = 30 \text{ pzas.} \times 7.8 = 234 \text{ m}$$

$$E = \frac{8.30}{1.25} = 34 \times 20.0 = 680 \text{ m}$$

$$F = 17 \times 20 = 340 \text{ m}$$

$$1020 \text{ m} = \frac{1020 \text{ kg}}{4340 \text{ kg}}$$

$$\text{En dos claros} \quad 8680 \text{ kg}$$

En diafragmas:

$$4 \times 5 = 20 \text{ m} \times 4 = 80 \text{ m} = 180 \text{ kg}$$

$$6 \times 5 = 30 \text{ m} \times 4 = 120 \text{ m} = 70 \text{ kg}$$

$$20 \times 3.10 = 4 = 248 \text{ m} = \underline{148.8 \text{ kg}}$$

$$398.8 \text{ kg}$$

$$\text{En dos claros} \quad 795.0 \text{ kg}$$

En nervaduras:

$$4 \times 22 = 88 \text{ m.l.}$$

$$2 \times 5 = 10 \text{ m.l.}$$

$$2 \times 16 = 32 \text{ m.l.}$$

$$2 \times 23.5 = 47 \text{ m.l.}$$

$$2 \times 25 = 50 \text{ m.l.} \quad 227 \times 6.225 \quad 1420 \text{ kg}$$

$$40 \times 4.10 = 164 \text{ m.l.} \quad \times 0.557 = 91 \text{ kg}$$

$$6 \times 21 = 126 \text{ m.l.} \quad \times 1.000 = \underline{126 \text{ kg}}$$

$$1636 \text{ kg}$$

$$\text{En 4 nervaduras} \quad 6520 \text{ kg}$$

(74)

En la pila:

16 x 8 = 128 m.l. x 6.225 =	800 kg
30 x 6 = 180 m.l. 236 m.l. =	235 kg
8 x 0.35 x 20 = 56 m.l.	
	<hr/>
	1035 kg

En plataforma:

17 x 9.50 = 162 m.l.	
43 x 3.20 = 151 m.l. 313 m.l. =	1950 kg
17 x 9.50 = 162 m.l.	
47 x 3.20 = 151 m.l. 313 m.l. =	<u>313 kg</u>
	2263 kg

Excavación:

En estribos: 1440 m3

Relleno:

En estribos: 600 m3

Mampostería:

En estribos: 1040 m3

Drenes en estribos: 20 pzas.

(75)

Concreto en parapetos:

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

15.30 m<sup>3</sup>

Neopreno:

a) Apoyos móviles:

$25.4 \times 45.7 \times 5.88 = 5900 \text{ cm}^3 = 5.9 \text{ dm}^3$

En 3 apoyos                      17.7 dm<sup>3</sup>

b) Apoyos fijos:

$25.4 \times 45.7 \times 1.91 = 2.22 \text{ dm}^3$

En 3 apoyos                      6.66 dm<sup>3</sup>

TOTAL: 24.36 dm<sup>3</sup>

Drenes:

Se colocarán a cada 3 metros en ambos lados de la

losa:

TOTAL: 42 piezas

Asfalto:

Se llevará una capa de 1 cm de espesor en toda la

losa:

$40 \times 7.50 \times 0.01 = 3.0 \text{ m}^3$                       300 m<sup>2</sup>

(76)

RESUMEN DE VOLUMENES Y COSTOS

CONCEPTO	CANTIDAD	U	P.U.	IMPORTE
CONCRETO f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup>	107.40	m <sup>3</sup>	1100.00	118000.00
CONCRETO f'c = 210 kg/cm <sup>2</sup>	15.30	m <sup>3</sup>	1000.00	15300.00
CONCRETO f'c = 200 kg/cm <sup>2</sup>	16	m <sup>3</sup>	900.00	14400.00
CONCRETO f'c = 180 kg/cm <sup>2</sup>	27	m <sup>3</sup>	900.00	24300.00
CONCRETO fs = 2000 kg/cm <sup>2</sup>	19.293	ton	4000.00	77200.00
NEOPRENO	24.36	Dm <sup>3</sup>	80.00	1950.00
ASFALTO 1 cm ESPESOR	300	m <sup>2</sup>	40.00	12000.00
DRENES EN LOSA	42	Pzas	20.00	840.00
MAMPOSTERIA	1040	m <sup>3</sup>	160.00	166000.00
EXCAVACION	1440	m <sup>3</sup>	25.00	36200.00
RELLENO	600	m <sup>3</sup>	25.00	15000.00
DRENES EN ESTRIBOS	20	Pza	20.00	400.00
<b>TOTAL</b>				<b>482590.00</b>

Por metro lineal de puente: \$12000.00

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

Se requiere comenzar la labor de limpieza y excavación tanto en estribos como en pilas, aprovechando la época de estiaje, o sea en los meses de noviembre y junio, para evitar en lo posible el bombeo.

Se dejarán como mínimo 5 días después de terminados los estribos para colocar y compactar las terracerías. Es recomendable colocar una carga vertical adicional al estribo con objeto de prever los esfuerzos que se producirán en el compactado.

La profundidad efectiva de desplante la deberá fijar el ingeniero residente conforme a su criterio. En caso de tener una variación mayor de 50 cm, se recalculará el estribo. En caso de quedar dentro de tolerancia, se variará la altura del estribo sin afectar las dimensiones de corona, subcorona, taludes, vuelo y peralte del cimiento.

Se deberá rellenar en capas no mayores de 30 cm, apisonándolas cuidadosamente.

En la zona que recibirá al terraplen se colocará una capa de piedra quebrada de 25 cm de espesor.

Se deberá curar el concreto, ya sea por medio de aditivos, o si no se dispone de ellos, cubriéndolos con una capa de arena que se deberá conservar húmeda como mínimo durante las 12 horas siguientes al colado.

El ingeniero residente deberá vigilar que en su totalidad el concreto sea correctamente vibrado, así como checar

(78)

las contraflechas antes de proceder al colado.

Se recomienda conservar colocada la cimbra hasta 7 días después del colado. En caso de usar acelerantes, este plazo se puede reducir a no menos de 3 días.

Deberán transcurrir 28 días después del último colado para poder abrir el puente al tráfico.

(79)

PROGRAMA DE TRABAJO

Dado que este tema es tan amplio como se desee y no es objeto preciso de esta tesis, se hará tan solo un breve bosquejo utilizando el método del "camino crítico".

ACTIVIDAD	DURACION
1) Otorgamiento del contrato	0
2) Campamento, bodegas y limpieza	10
3) Trabajos topográficos	4
4) Excavación en pila y estribos	15
5) Colado de la plataforma	6
6) Armado de la pila	4
7) Habilidadón de moldes para pila	5
8) Colado de pila	1
9) Mamposteo de los estribos	30
10) Colado de coronas y diafragmas	10
11) Habilidadón moldes de losas nervuradas	15
12) Erección de la obra falsa	10
13) Armado de las losas	15
14) Colado de las losas	5
15) Curado y resistencia de las losas	20
16) Limpieza y levantar campamento	40
17) Entrega	

INTRODUCCION Y VENTAJAS DEL METODO DE RUTA CRITICA:

Es un sistema lógico y racional de planeación, programación, y control que permite a todas las personas que intervienen en la realización de un proyecto ver cual es el modo más conveniente de ejecutarlo, programarlo en fechas de calendario, y controlarlo más eficientemente que como se hacía con el sistema tradicional de barras.

Este método no modifica al sistema de programación, sino más bien da lugar a que se haga de una manera más ordenada y por consiguiente con mejores resultados. En él se planean simultáneamente y se programan todas las actividades que normalmente se omiten en un programa de barras, como son proyectos, adquisiciones, compras, etc., y que son indispensables para que pueda ejecutarse y terminarse la obra en el plazo fijado.

El método de la ruta crítica , que también recibe el nombre de camino crítico, nos permite conocer cuales actividades, dentro de todas las que forman un proyecto, son las que definen la duración total del proyecto. Estas actividades, encadenadas una después de otra, son las que marcan la ruta crítica ya que cualquier adelanto o atraso en alguna de ellas origina un adelanto o atraso en la terminación total del proyecto.

## TABLA DE SECUENCIA

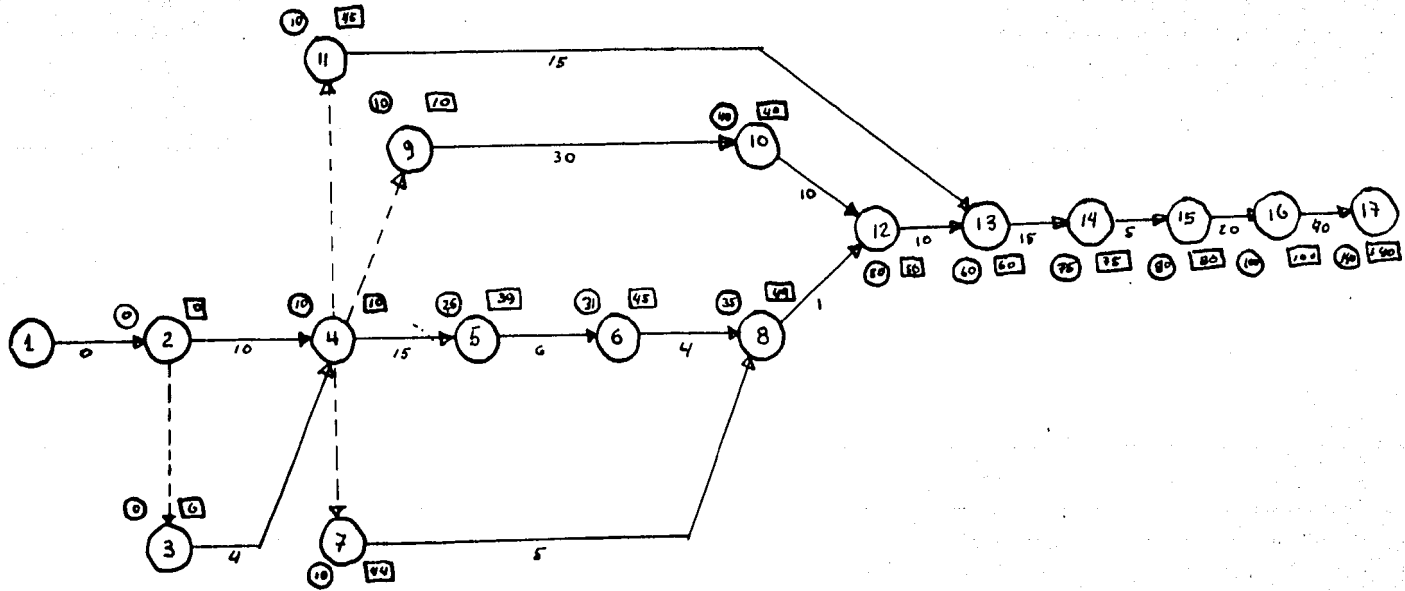
A \ B	B																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1		x															
2			x	x													
3				x													
4					x		x	x		x							
5						x											
6							x										
7								x									
8												x					
9									x								
10										x		x					
11													x				
12													x				
13														x			
14															x		
15																x	
16																	x
17																	

**NOTAS:**

*A = INMEDIATA ANTERIOR.*

*B = INMEDIATA POSTERIOR.*


# CAMINO CRITICO



DURACION 140 días

ACTIV.	DESCRIPCION	CANT. OBRA.	DURAC. EN DIAS	H. T.	H. L.	FECHA P.M.		FECHA U.T.		GRADO IMP.	
						INIC.	TERM.	INIC.	TERM.		
1-2	OTORG. DEL CONTRATO	100%	0	0	0	0	0	0	0	C	
2-4	CAMPAN. BODEGAS Y LIMPIEZA	100%	10	0	0	10	0	10	0	C	
3-4	TRABAJOS TOPOGRAFICOS	100%	4	0	0	4	6	10			
4-5	EXCAVACION EN PILA Y EST.	100%	5	6	6	10	25	24	39		
11-18	HABILITACION MULD. LOSAS N.	100%	15	15	0	10	25	45	60		
7-10	MAMPOSTEARO ESTRIBOS	100%	30	0	0	10	40	10	40	C	
5-6	COLADO PLATAFORMA	100%	6	14	0	25	31	39	45		
6-8	ARMADO PILA	100%	4	14	0	31	35	45	49		
7-8	HABILITACION MULD. LOSAS.	100%	5	34	0	10	15	44	49		
10-12	COLADO CORONAS Y DIAFRAG.	100%	10	0	0	40	50	40	50	C	
8-12	COLADO DE PILA	100%	1	14	0	36	36	44	50		
12-13	EJECUCION OBRA FALSA	100%	10	0	0	50	60	50	60	C	
13-14	ARMADO DE LA LOSA	100%	15	0	0	60	75	60	75	C	
14-15	COLADO DE LA LOSA	100%	5	0	0	75	80	75	80	C	
15-16	CURADO Y RESIST. LOSA	100%	20	0	0	80	100	80	100	C	
16-17	LIMPIEZA Y LEVANT. CAMP.	100%	40	0	0	100	140	100	140	C	

C  ACTIVIDAD CRITICA

 ACTIVIDAD NO CRITICA CON HOLGURA

△ PRIMA ULTIMA DE INICIACION

KM. +124+620

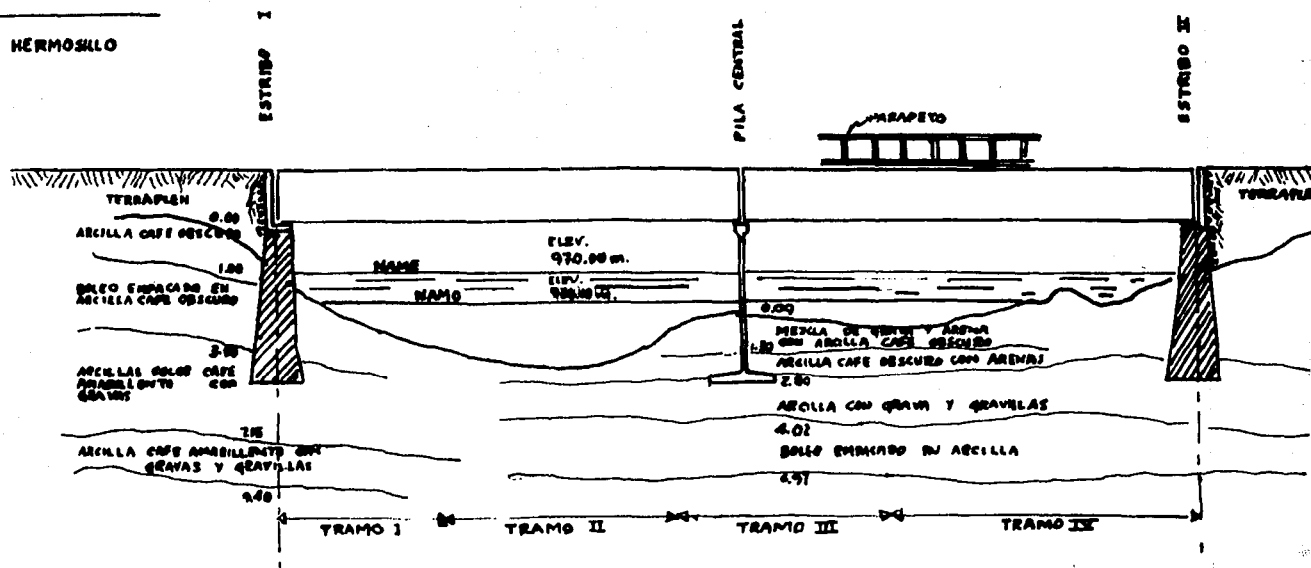
KM 124+640

KM 124+660

MARGEN IZQUIERDA



A HERMOSILLO



SECCION HIDRAULICA NORMAL EN EL CRUCE							
TRAMO	A(m <sup>2</sup> )	P(m)	R(m)	N	R <sup>2/3</sup>	V(m <sup>3</sup> /seg)	Q(m <sup>3</sup> /seg)
I	4.9	6.1	0.8	0.080	0.067	1.70	8
II	25.0	13.9	1.8	0.025	1.480	3.83	93
III	12.7	10.8	1.23	0.060	1.148	1.57	19
IV	11.8	13.7	0.98	0.080	0.953	0.94	12

A=51.4

Q=122

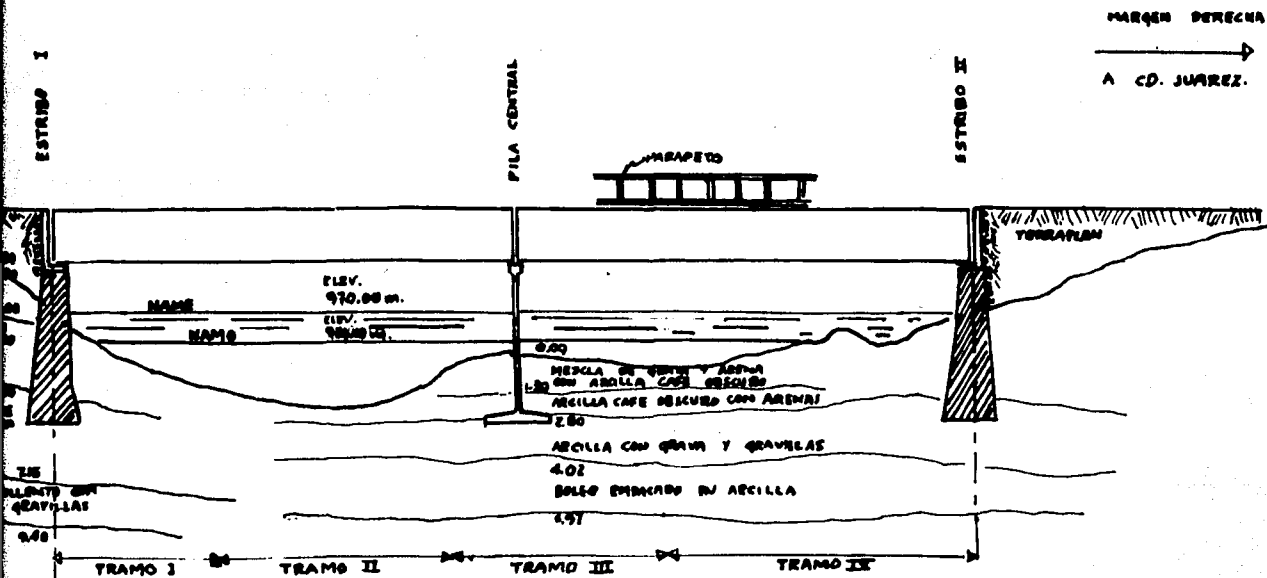
sh=0.00616

Xsh=0.01874

4+620

KM 124+640

KM 124+660



CANA NORMAL EN EL CRUCE				
(m)	N	R $\frac{1}{2}$	V (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /seg)
2.8	0.040	0.062	1.70	8
1.8	0.035	1.400	3.83	83
1.23	0.060	1.148	1.57	19
0.98	0.080	0.983	0.94	12

Q=122

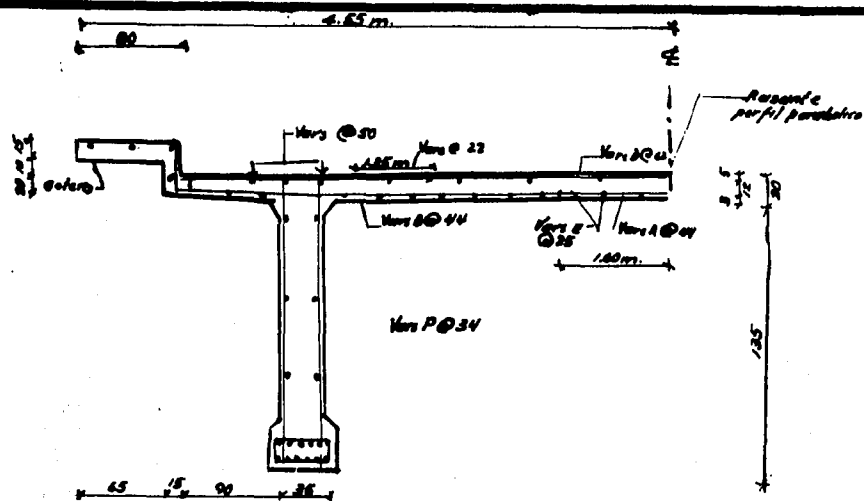
X shrao7874

U N A M  
FACULTAD DE INGENIERIA

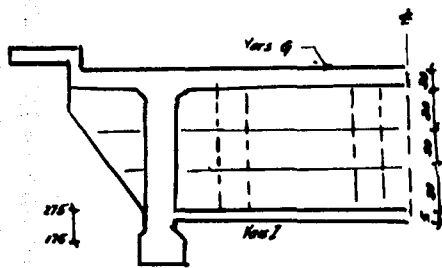
PUENTE SOBRE EL  
"RIO EL RODEO"

TESIS PROFESIONAL  
SALVADOR MAGAÑA REYES

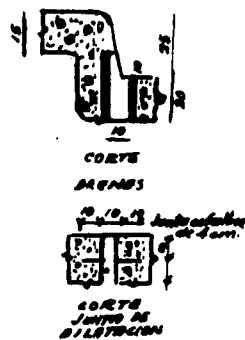
MEXICO DF 1968 PLANO N° 1



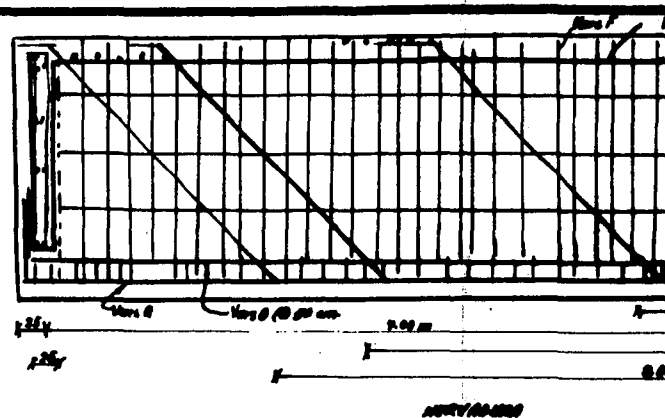
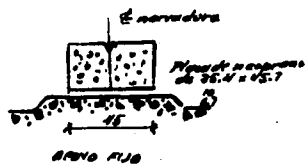
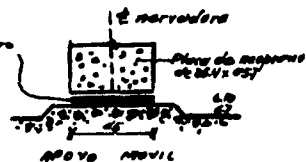
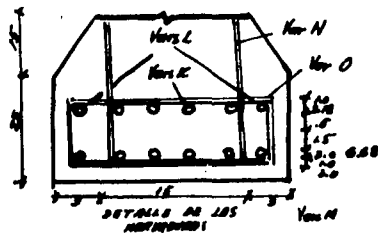
MEDIO CORTE TRANSVERSAL



DIAPHRAGMAS



CONTRAFLECHAS



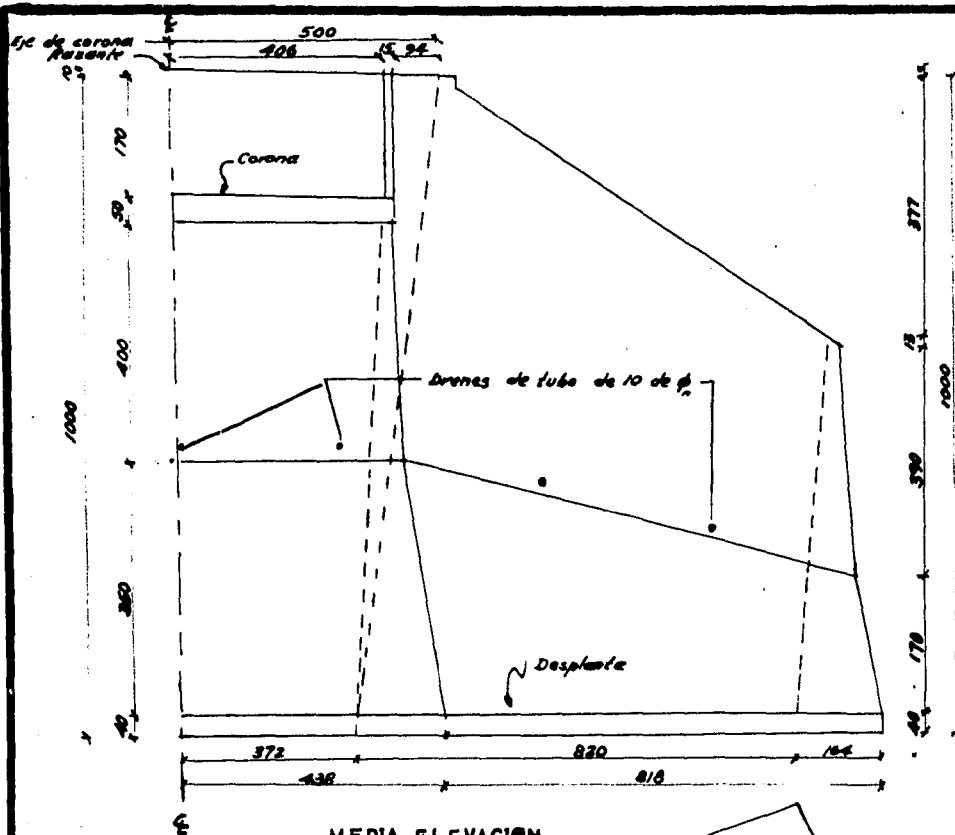
**LISTA DE VARILLAS**

Varilla	Longitud	Diámetro	Material	U	Δ	Vol
A	2.00	20	CS	1	0	0.00
B	2.00	20	CS	1	0	0.00
C	2.00	20	CS	1	0	0.00
D	2.00	20	CS	1	0	0.00
E	2.00	20	CS	1	0	0.00
F	2.00	20	CS	1	0	0.00
G	2.00	20	CS	1	0	0.00
H	2.00	20	CS	1	0	0.00
I	2.00	20	CS	1	0	0.00
J	2.00	20	CS	1	0	0.00
K	2.00	20	CS	1	0	0.00
L	2.00	20	CS	1	0	0.00
M	2.00	20	CS	1	0	0.00
N	2.00	20	CS	1	0	0.00
O	2.00	20	CS	1	0	0.00
P	2.00	20	CS	1	0	0.00
Q	2.00	20	CS	1	0	0.00

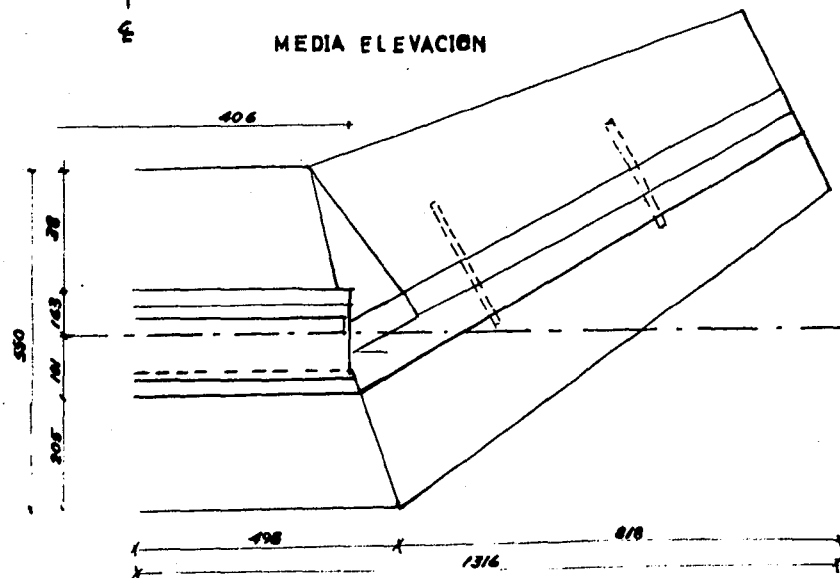
**MATERIALES**

Concreto $f' = 250 \text{ kg/cm}^2$	53.7 m <sup>3</sup>
Acero de Refuerzo	6012 kg
Bronce	14 pzas.
Mopron	2.12 dm <sup>2</sup>

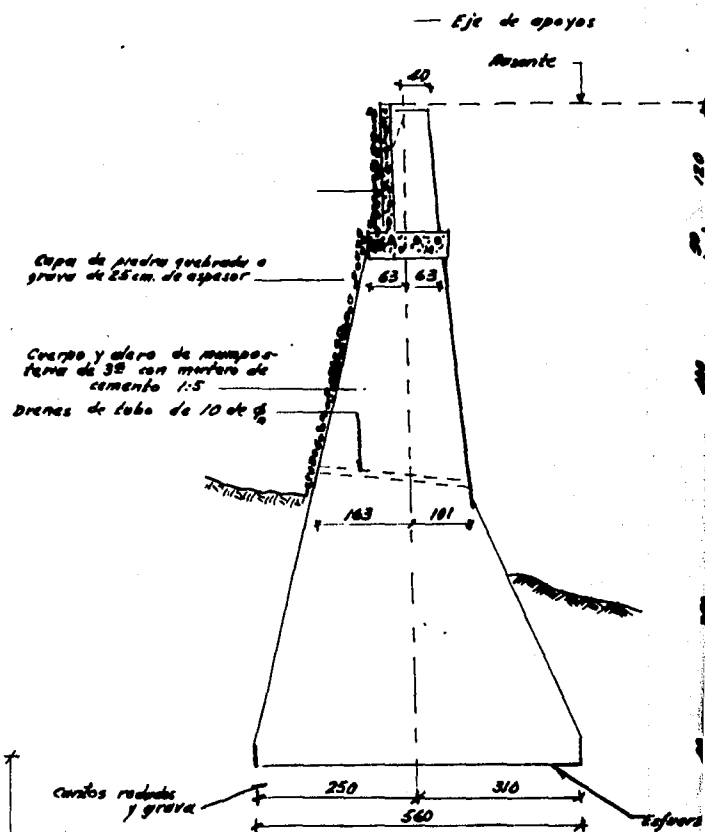




MEDIA ELEVACION



MEDIA PLANTA



CORTE POR EL EJE DEL CAMINO

MATERIALES

Concreto de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	7.8 m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo	392 kg
Mampostería de 35 clase con mortero de cemento 1:5	520 m <sup>3</sup>
Extrucciones	720 m <sup>3</sup>

