

3446

UNAM

---

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RIO  
ANGULO Km. 23+400 CAMINO PURUANDIRO-ZINAPARO TRAMO PURUANDIRO-  
San Fco. ANGAMACUTIRO CON ORIGEN EN PURUANDIRO MICHOACAN

DESCARTE

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a:

JUAN LAGUARDIA LOPEZ

México, D.F.

1966



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

A mis padres con cariño  
y eterna gratitud.

A mi esposa e hijos.

A mis hermanos y familiares  
afectuosamente.

A mis maestros con respeto.

Al Ing. José Mariano Pontón

por su valiosa ayuda en la preparación de este trabajo.

A mis Amigos.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73-2923 CU  
Exp. Núm. 73/214.2/1.-

Al Pasante señor Juan LAGUARDIA LOPEZ  
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 el señor profesor Ingeniero José Mariano Pontón, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RIO ANGULO km. 23+400 CAMINO PURUANDIRO-ZINAPARO TRAMO PURUANDIRO-Sn. Fco. ANGAMACUTIRO CON ORIGEN EN PURUANDIRO MICHOACAN.

El río Angulo presenta en el lugar del cruce una anchura aproximada de 600 m. con tirante de aguas máximas extraordinarias de 7m., tirante de aguas máximas ordinarias de 5.30m. y tirante de aguas mínimas de 0.7m.; presenta una velocidad media en su cauce principal de 1m/seg. y un gasto total de 671m<sup>3</sup>/seg.

Del corte geológico que se le proporciona al mencionado alumno para el desarrollo de su tesis se puede apreciar tanto en sus riberas como en el fondo del cauce capas sucesivas de diferentes materiales que varían desde arcillas negras muy blandas, arcilla gris, tepetate, arcillas arenosas, limo arenoso, grava, arena, arcilla y limos arenosos duros. Se puede aceptar para las primeras capas de materiales que se encuentran a partir de la arcilla negra blanda esfuerzos de compresión de --- 2.5kg/cm<sup>2</sup>.

Se deberá tener en cuenta para el desarrollo de esta tesis un ancho de camino de 10.00m. con calzada de 7.50m. para dos líneas de camiones tipo H-15 S-12 guarniciones de 0.80m. de ancho y parapetos de 150kg/ml. cada uno; debiendo utilizar en forma general para el cálculo de este puente especificaciones de la AASHO.

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, como 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, debe-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

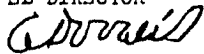
FACULTAD DE INGENIERIA  
Dirección  
Núm. 73-2923 CU  
Exp. Núm. 73/214.2/1.-

- 2 -

rá 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 RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D. F., a 13 de junio de 1966  
EL DIRECTOR

  
Ing. Antonio Dovalí Jaime

  
ADJ/MSO/rr.

## I N D I C E

CAPITULO I	PAG.
1.-Antecedentes e Informes	1
CAPITULO II	
1.-Justificación del cruce y elección del tipo de puente.	5
CAPITULO III (SUPERESTRUCTURA)	
1.-Cálculo de la losa	9
2.-Cálculo de los diafragmas	16
3.-Cálculo de las nervaduras	20
4.-Cálculo de los apoyos	32
CAPITULO IV (PILAS 2 Y 3)	
1.-Descripción general	35
2.-Análisis de la subcorona	42
3.-Análisis de la sección intermedia	45
4.-Análisis del desplante.	51
5.-Verificación del escalón	60
CAPITULO V (ESTRIBOS 1 Y 4)	
1.-Datos Generales	63
2.-Análisis de la subcorona	66
3.-Análisis de la sección intermedia	71
4.-Análisis del desplante	75
5.-Verificación del escalón	80
CAPITULO VI	
1.-Procedimientos de Construcción	83
2.-Presupuesto general del puente	88
3.-Programa general de la obra	89

## CAPITULO I

### ANTECEDENTES E INFORMES

Se trata de proyectar un puente carretero para cruzar el río Angulo, localizado en el kilómetro 23+400 del camino Puruándiro-Zináparo, tramo Puruándiro-San Francisco Angamacutiro.

### INFORMES DE CAMPO.

#### a).-Datos Topográficos.

Para efectuar el levantamiento topográfico en la zona del cruce fué necesario trazar 3,400m. de poligonales. Se procedió a sacar las curvas de nivel a cada metro en una zona que abarca 500m. a cada lado del cruce y se levantaron todos los accidentes topográficos que existen, los que se indican en el plano de la planta de la zona, que se anexa.

Todos los niveles se basan en el banco de nivel BN-23-1 sobre roca a 30.40m. a la izquierda de la estación 23+337.50 con una Elevación de 999.280m.

El eje del camino es normal al eje de la corriente.

#### b).-Datos Hidráulicos.

1.-El cauce del río es recto y limpio en el cruce, hacia aguas -- arriba es muy sinuoso; tiene una curva horizontal 80m. aguas arriba del cruce pero el río en toda la zona del cruce no presente señales de socavación ni de posible cambio de su curso. Es un río de agua permanente, en el estiaje tiene un tirante de 1.00m. y lámina de 15m. en aguas máximas extraordinarias en el cauce aparece un tirante de 7m. y de 2m. en las llanuras de inundación que tienen aproximadamente 500m. de longitud.

2.-El río no recibe ningún afluente próximo al cruce, que queda a 15km. de su desembocadura en el Lerma. No tiene ningún obstáculo aguas abajo del cruce.

3.-Nivel de aguas mínimas	Elev = 990.00
Nivel de aguas máximas ordinarias	Elev = 995.30
Nivel de aguas máximas extraordinarias	Elev = 997.05

#### 4.-Coeficiente de rugosidad.

$n = 0.035$  en el cauce  
 $n = 0.060$  en zonas próximas al cauce  
 $n = 0.100$  en las llanuras de inundación

5.-La duración de las crecientes máximas extraordinarias es de 5 a 7 días, tienen una frecuencia de 16 años y se efectúan entre Agosto y Octubre.

6.-El río arrastra troncos y arboles hasta de 7.00m. de longitud, por lo cual se recomienda dejar un claro mínimo de 10.00m. y una distancia libre vertical de 1.00m. entre el N.A.M.E. y la parte inferior de la super estructura.

7.-El cauce del río es estable y tiene tendencia a depositar - (no a socavar) habiendose encontrado Limo, poca arena y arcilla como materiales depositados.

8.-Para calcular el gasto del río en el cruce se tomó el nivel de la superficie del agua en un tramo que comprende 1,000m. - aguas arriba del cruce y 1,280m. aguas abajo del mismo. Se tomó una sección hidráulica auxiliar a 850m. aguas arriba del -- cruce, esta sección se trazó tomándose en cuenta que siempre debe de ser normal a la dirección del agua.

Esta misma característica se tomó en consideración para trazar la sección hidráulica normal en el cruce y lo mismo se hizo en la sección que se tomó a 553m. aguas abajo del cruce.

Se tomaron datos del N.A.M.E. en estas 3 secciones y como son tan grandes las llanuras de inundación y tan pequeña la pendiente hidráulica, las elevaciones se tomaron por informes en cada orilla.

Para los cálculos hidráulicos se dividieron las secciones en diversos tramos tomando en cuenta la magnitud de los tirantes y su ubicación con relación al cauce

Los resultados obtenidos difieren bastante entre sí, por eso se estima que se debe desechar la sección de aguas abajo con una - llanura de inundación tan enorme, que ella sola tiene mayor área hidráulica que la totalidad de las arcos hidráulicas de las -- otras 2 secciones. Los gastos de estas son más parecidos y aparentemente algo más parecidos a la realidad, aunque puede ser - que estén un poco excedidos.

Los cálculos correspondientes a las mencionadas secciones hidráulicas son los que se encuentran en las tablas adjuntas.

9.-El agua del río Lerma se desborda, remansa la del río Angulo y éste a su vez se desborda también, las llanuras de inundación van aumentando sus tirantes pero el agua no corre por ellas. A la hora de bajar el agua, ésta lo hace con la velocidad que se lo permite el régimen hidráulico del río Lerma, Los canales de riego - que hay no se destruyen con las crecientes y lo mas que ocurre - es que los tienen que limpiar después.

#### c).-Datos de Cimentación.

En el fondo del cauce existe una capa superficial de arcilla arenosa, después alternan el limo, las arcillas y la arena mas o menos compacta. En las orillas arcilla y poco tapete.

Para obtener el corte geológico en el cruce se hicieron 6 sondeos con perforadora de rotación.

d).-Datos de construcción.

- 1.-Hay posibilidades de construir con obra falsa económica.
- 2.-Las cimentaciones no se harán en agua si se hacen en estiaje.
- 3.-Cemento León a \$320/ton.
- 4.-Calhidra en Morelia a \$ 230/Ton.
- 5.-Agregado fino de banco a 400m. desviación a la izquierda de la est. 24+560.
- 6.-Grava del río 6 de la Piedad de 64 km.
- 7.-Piedra de banco en est. 23+700.
- 8.-Agua buena en el cruce.
- 9.-Madera de pino de la. \$ 2.50/pie en la obra.
- 10.-Madera de pino de 2a. \$ 2.00/pie en la obra.
- 11.-Jornales:

Peón	\$ 12.30/dia
Chofer	\$ 30.00/dia
Carpintero	\$ 30.00/dia
Albañil	\$ 30.00/dia
Sobrestante	\$ 45.00/dia

12.-Clima Templado.

e).-Datos de tránsito.

- 1.-Ancho de calzada 7.50m.
- 2.-Cargas para proyecto H15-S12
- 3.-No necesita banquetas.

CALCULO DEL GASTO EN LAS DIFERENTES SECCIONES POR EL METODO INDIRECTO DE SECCION Y PENDIENTE  
APLICANDO LA FORMULA DE MANNING PARA OBTENER LA VELOCIDAD.

1.-Sección normal en el cruce N.A.M.E. 997.05.

TRAMO	AREA (m <sup>2</sup> )	PERIMETRO (m)	RADIO HIDRAULICO (n)	PENDIENTE s	COEF. DE RUGOSIDAD n	$r \frac{2}{3}$	$s \frac{1}{2}$	$\frac{1}{n}$	VELOCIDAD (m/seg.)	GASTO (m <sup>3</sup> /seg)
I	410.44	152.03	2.70	0.00011	0.120	1.939	0.01049		0.17	70
II	902.03	263.48	3.42	0.00011	0.100	2.270	0.01049		0.24	216
III	264.26	70.12	3.77	0.00011	0.060	2.422	0.01049		0.42	111
IV	186.64	33.63	5.55	0.00011	0.035	2.135	0.01049		0.94	175
V	196.53	54.77	3.59	0.00011	0.060	2.345	0.01049		0.41	81
VI	97.28	44.05	2.21	0.00011	0.100	1.697	0.01049		0.18	18

671m<sup>3</sup>/seg.

2.-Sección normal a 850m. aguas arriba del cruce N.A.M.E. Elev = 997.15.

I	968.06	325.58	2.97	0.00011	0.100	2.066	0.01049		0.22	213
II	127.53	37.61	3.39	0.00011	0.060	2.257	0.01049		0.40	51
III	168.97	31.63	5.34	0.00011	0.035	3.055	0.01049		0.92	155
IV	70.70	23.54	3.00	0.00011	0.060	2.080	0.01049		0.36	23
V	513.85	201.28	2.55	0.00011	0.100	1.867	0.01049		0.20	103

547m<sup>3</sup>/seg.

## CAPITULO II

### JUSTIFICACION DEL CRUCE Y ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.

#### JUSTIFICACION DEL CRUCE.

En el sitio elegido para el cruce se encontraron las ventajas y condiciones favorables que a continuación se indican.

El cruce estudiado tiene que atravesar el valle del río Angulo que es una zona que se inunda a consecuencia de los desbordamientos del río Lerma, del cuál es afluente y en el que desemboca 15km. aguas abajo del cruce.

Desde el cruce hacia aguas abajo no hay posibilidad de cruzar el río más que atravesando unas llanuras de inundación de 1,100m. de longitud como mínimo. El cruce está situado al final de una zona donde la longitud de estas llanuras de inundación alcanza 600m. Para reducir en 200m. esta longitud de las zonas de inundación tendríamos que cruzar el río unos 4km. aguas arriba del cruce estudiado, esto implicaría alargar el trazo en más de 8km. y alejar el camino de San Francisco Angamacutiro, el pueblo mayor de todo el camino.

El cruce es normal y aparentemente no sería posible encontrar un lugar donde se encuentren materiales de cimentación diferentes a las que tiene el cruce estudiado.

#### ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.

Para hacer una elección apropiada del tipo de puente, debemos estudiar minuciosamente la estructura, de tal manera que nos salga lo más económica posible satisfaciendo al mismo tiempo los requisitos de eficiencia y estabilidad necesarios.

Para encontrar la estructura más económica, será necesario considerar los siguientes aspectos.

##### a).-Longitud mínima del puente.

Esta longitud está íntimamente ligada y fijada por la velocidad que llevará al agua al pasar el gasto total por el área hidráulica bajo el puente, valor que se aceptará si la socavación que se pueda producir no pone en peligro la estabilidad de la estructura.

##### b).-Determinación del número de claros.

Para la determinación del número de claros nos basaremos en los anteproyectos que posteriormente se calculan suponiendo secciones en la superestructura, estribos y pilas. Consideraremos la superestructura de dos nervaduras puesto que para tramos mayores de 12m. son más económicos que con 3 nervaduras.

Cálculo de la longitud mínima del puente:

$$Q = 671 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Area Hidráulica} = 2,057 \text{ m}^2.$$

$$\text{Velocidad} = \frac{671}{2057} = 0.38 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Si damos una velocidad} = 2\text{m/seg.}$$

$$\text{Area Hidráulica necesaria} = 335 \text{ m}^2.$$

Esta área se da con un puente de longitud = 62m. pero como con las pilas se reducirá la sección tomaremos como longitud definitiva - del puente 64m.

Determinación del número de tramos.

Para determinar el número de tramos estudiaremos principalmente el aspecto económico, además de comprobar que se cumplan condiciones particulares como son: la separación mínima entre pilas y estribos debido a las dimensiones de los cuerpos flotantes; terraplenes de acceso; el espacio libre vertical entre la superestructura y el nivel de aguas máximas. Condiciones que algunas veces nos fijan la separación entre apoyos y el peralte de la superestructura; habiendo escogido los siguientes anteproyectos:

Anteproyecto No. 1

Superestructura: Cinco tramos de losa nervurada de 12.80m. de claro, de concreto reforzado.

Subestructura: Dos estribos y cuatro pilas de mampostería de 3a. clase juntas con mortero de cemento y coronas de concreto reforzado.

<u>Concepto</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Unidad</u>	<u>Precio Unit.</u>	<u>Importe</u>
<b>I.-PRESUPUESTO DE LA SUPERESTRUCTURA:</b>				
1.-Concreto f'c = 210kg/cm <sup>2</sup> . en losa nervurada.	164.00	m <sup>3</sup>	749.00	122,836.00
2.-Acero de refuerzo grado estructural.	33.88	Ton.	2,080.00	70,470.40
3.-Plomo en apoyos.	150.00	Kg.	7.20	1,080.00
4.-Acero Estructural (placa y pernos).	0.48	Ton.	7,100.00	3,408.00
5.-Concreto en parapetos.	9.50	m <sup>3</sup>	1,225.00	11,637.50
<b>II.-PRESUPUESTO DE LA SUBESTRUCTURA:</b>				
1.-Ademes	384.00	m <sup>2</sup>	26.00	9,984.00
2.-Excavaciones	1,184.00	m <sup>3</sup>	10.80	12,787.20
3.-Plantilla	262.00	m <sup>2</sup>	19.00	4,978.00
4.-Rellenos compactados.	316.00	m <sup>3</sup>	8.00	2,528.00

5.-Mampostería de 3a.	1,000.00	m <sup>3</sup>	156.00	170,040.00
6.-Concreto f'c=210kg/cm <sup>2</sup> . en coronas.	24.20	m <sup>3</sup>	473.00	11,446.60
7.-Acero de refuerzo en coronas.	1.65	Ton.	2,480.00	4,092.00
8.-Drenes.	9	Pza.	28.00	252.00

COSTO TOTAL: \$ 425,539.70

---



---

Anteproyecto No. 2.

Superestructura: Cuatro tramos de losa nervurada de 16m. de claro, de concreto reforzado.

Subestructura: Dos estribos y tres pilas de mampostería de 3a. clase juntas con mortero de cemento y coronas de concreto armado.

<u>Concepto</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Unidad</u>	<u>Precio Unit.</u>	<u>Importe</u>
-----------------	-----------------	---------------	---------------------	----------------

I.-PRESUPUESTO DE LA SUPERESTRUCTURA:

1.-Concreto f'c=210 kg/cm <sup>2</sup> . en losa nervurada.	167.20	m <sup>3</sup>	749.00	125,232.80
2.-Acero de refuerzo grado estructural.	39.80	Ton.	2,080.00	82,784.00
3.-Plomo en apoyos	352.00	Kg.	7.20	2,534.40
4.-Acero estructural (placas y pernos).	0.50	Ton.	7,100.00	3,550.00
5.-Concreto en parapetos.	9.50	m <sup>3</sup> .	1,225.00	11,637.50

II.-PRESUPUESTO DE LA SUBESTRUCTURA:

1.-Ademes	288.00	m <sup>2</sup>	26.00	7,488.00
2.-Excavaciones	1,028.00	m <sup>3</sup>	10.80	11,102.40
3.-Plantilla	227.00	m <sup>2</sup>	19.60	4,313.00
4.-Rellenos compactados	248.00	m <sup>3</sup>	8.00	1,984.00
5.-Mampostería de 3a.	930.00	m <sup>3</sup>	156.00	145,080.00
6.-Concreto f'c=210 kg/cm <sup>2</sup> . en coronas.	21.20	m <sup>3</sup>	473.00	10,027.60
7.-Acero de refuerzo en coronas.	1.41	Ton.	2,480.00	3,496.80
8.-Drenes.	9	Pza.	28.00	252.00

COSTO TOTAL : \$ 409,482.50

---



---

Anteproyecto No. 3.

Superestructura: Tres tramos de losa nervurada de 21.33m. de claro, de concreto armado.

Subestructura: Dos estribos y dos pilas de mampostería de 3a. clase juntaeda con mortero de cemento y coronas de concreto armado.

<u>Concepto</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Unidad</u>	<u>Precio Unit.</u>	<u>Importe</u>
<b>I.-PRESUPUESTO DE LA SUPERESTRUCTURA:</b>				
1.-Concreto f'c=210kg/cm <sup>2</sup> . en losa nervurada.	184.00	m <sup>3</sup>	749.00	137,816.00
2.-Acero de refuerzo grado estructural.	43.95	Ton.	2,080.00	91,416.00
3.-Plomo en apoyos	390.00	Kg.	7.20	2,808.00
4.-Acero estructural (placas y pernos).	0.51	Ton.	7,100.00	3,621.00
5.-Concreto en parapetos	9.50	m <sup>3</sup> .	1,225.00	11,637.50
<b>II.-PRESUPUESTO DE LA SUBESTRUCTURA:</b>				
1.-Ademes	202.00	m <sup>2</sup>	26.00	5,252.00
2.-Excavaciones	882.00	m <sup>3</sup>	10.80	9,525.60
3.-Plantilla	204.00	m <sup>2</sup>	19.00	3,876.00
4.-Rellenos compactados	203.00	m <sup>3</sup>	8.00	1,624.00
5.-Mampostería de 3a.	832.00	m <sup>3</sup>	156.00	129,792.00
6.-Concreto f'c = 210kg/cm <sup>2</sup> . en coronas.	20.20	m <sup>3</sup>	473.00	9,554.60
7.-Acero de refuerzo en coronas.	1.19	Ton.	2,480.00	2,951.20
8.-Drenes.	9	Pza.	28.00	252.00
<b>COSTO TOTAL:</b>				<b>\$ 410,125.90</b>

**Conclusión:**

Como se puede apreciar en la comparación del costo de las tres alternativas estudiadas, la solución más económica sería para un puente con 4 tramos de 16 metros con el inconveniente de tener una pila en el centro de la corriente. En cambio con un costo un poco mayor podemos construir un puente que no tenga pila al centro del cauce -- como el del tercer anteproyecto. Por lo tanto haremos el proyecto detallado para la 3a. alternativa o sea un puente con 3 claros de 21.33m., dos estribos y dos pilas intermedias.

### CAPITULO III

#### CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

##### I.-DESCRIPCION DE LA SUPERESTRUCTURA.

Estará formada transversalmente por una losa de concreto armado apoyada en dos nervaduras de concreto armado y longitudinalmente por 3 tramos de 21.33m. de claro, con espesor constante y perfil parabólico.

##### II.-DATOS PARA EL PROYECTO.

Ancho de calzada = 7.50m.  
Ancho de guarniciones = 0.80m.  
Claro = 21.33m.  
Bombeo parabólico = 1%  
Número de nervaduras = 2 pza.

##### III.-CARGAS.

###### a).-Carga muerta.

Parapetos = 150kg/m.  
Peso del concreto armado = 2400kg/m<sup>3</sup>.  
Peso del asfalto = 2000kg/m<sup>3</sup>.

###### b).-Carga viva.

Camión tipo H 15-S12 en dos líneas de circulación.

Carga equivalente:

Carga uniformemente repartida, para el tipo de carga que estamos usando se consideran 714kg/m.

Carga concentrada a lo ancho del camino que en este caso tiene el valor de 8,185kg.

###### c).-Impacto.

Para puentes carreteros vale:

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 30\%$$

en donde L = claro en pies.

IV.-ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES.

a).-Concreto

Esfuerzo de ruptura a los 28 días	$f_t = 210 \text{ kg/cm}^2$ .
Esfuerzo de trabajo 40% de $f_t$	$f_c = 84 \text{ kg/cm}^2$ .
Esfuerzo cortante en vigas sin refuerzo en el alma pero con barras longitudinales ancladas = 0.03 $f_t$	= $6.3 \text{ kg/cm}^2$ .
Con refuerzo en el alma = 0.075 $f_t$	= $15.75 \text{ kg/cm}^2$ .
Adherencia entre el acero y el concreto sin anclaje especial $u = 0.05 f_t$	$u = 10.50 \text{ kg/cm}^2$ .
Con anclaje especial $u = 0.075 f_t$	$u = 15.75 \text{ kg/cm}^2$ .

b).-Acero.

Acero de refuerzo tipo estructural  $f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$ .

V.-CONSTANTES DE CALCULO.

$$n = 12$$

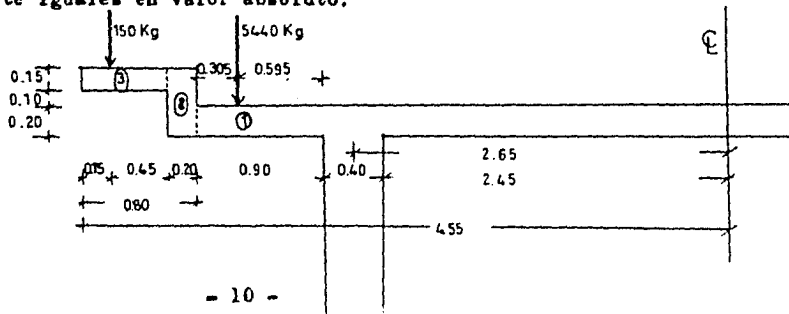
$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1265}{12 \times 84}} = \frac{1}{2.26} = 4.42$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{4.42}{3} = 1 - 0.148 = 0.852$$

$$k = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} 84 \times 4.42 \times 0.852 \approx 15.8 \text{ kg/cm}^2$$

DISTRIBUCION Y ANALISIS TRANSVERSAL

Suponiendo que las nervaduras tengan un ancho de 40cm., la separación entre ellas se obtiene por tanteos, de manera que el momento máximo negativo en el voladizo y el momento positivo de la losa entre nervaduras sean aproximadamente iguales en valor absoluto.



I.-MOMENTO EN EL VOLADIZO.

a).-Carga muerta (Considerando una faja de 1.00m. de ancho)

Concepto		Cálculo de la carga	Valor en kg	Brazo	Momento
Parapeto		Dato	150	1.55	232
Guarnición	3	0.15x0.60 x 2400	216	1.40	302
Guarnición	2	0.20x0.45 x 2400	216	1.00	216
Losa	1	0.90x0.20 x 2400	432	0.45	195
Asfalto		0.90x0.02 x 2000	36	0.45	16
					M <sub>cm</sub> = 961 kg/m.

b).-Carga viva.

$$E = 0.8 x + 1.14 \quad x \text{ es el brazo de la rueda.}$$

$$E = 0.8 x 0.595 + 1.14 = 1.62$$

$$M_{cv} = \frac{Px}{E} = \frac{5440 x 0.595}{1.62} = 2000 \text{ kg/m.}$$

c).-Impacto.

$$M_I = 0.30 M_{cv} = 0.30x2000 = 600 \text{ kg/m.}$$

Por lo tanto el momento total en el voladizo nos queda:

$$M_T = M_{cm} + M_{cv} + M_I = 961 + 2,000 + 600 = 3,561 \text{ kg/m.}$$

$$M_T = 3,561 \text{ Kg.m.}$$

II.-MOMENTO POSITIVO AL CENTRO DEL CLARO.

a).-Carga muerta.

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

$$\text{Concreto} \quad \frac{2400 x 0.20 x 4.90^2}{10} = 1,170 \text{ kg m.}$$

$$\text{Asfalto} \quad \frac{2000 x 0.02 x 4.90^2}{10} = 98 \text{ kg m.}$$

$$M_{cm} = 1,268 \text{ kg m.}$$

b).-Carga viva.

$E = 0.40 s + 1.14$  en donde  $s$  es la distancia entre las caras interiores de las nervaduras.

$$E = 0.40 \times 4.90 + 1.14 = 3.10\text{m.}$$

$$M_{cv} = \frac{PL}{5E} = \frac{5440 \times 4.90}{5 \times 3.10} = 1,720 \text{ kg m.}$$

c).-Impacto.

$$I = \frac{15}{L + 38} = \frac{15}{4.90 + 38} = 0.35 \text{ por lo tanto } I = 0.30$$

$$M_I = 1720 \times 0.3 = 517 \text{ kg m.}$$

El momento total al centro del claro vale:

$$M_T = M_{cm} + M_{cv} + M_I = 1266 + 1720 \times 0.3 = 3.503 \text{ kg m.}$$

$$M_T = 3,503 \text{ kg m.}$$

#### CALCULO DE LA LOSA.

a).-Peralte.

Para diseñar la losa tomamos el mayor momento de los obtenidos anteriormente.

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{356100}{15.8 \times 100}} = \sqrt{226} = 15\text{cm.}$$

Considerando un recubrimiento de 2.5cm. y una superficie de desgaste de 1.5cm. el peralte definitivo queda.

$$h = 19.0\text{cm.}$$

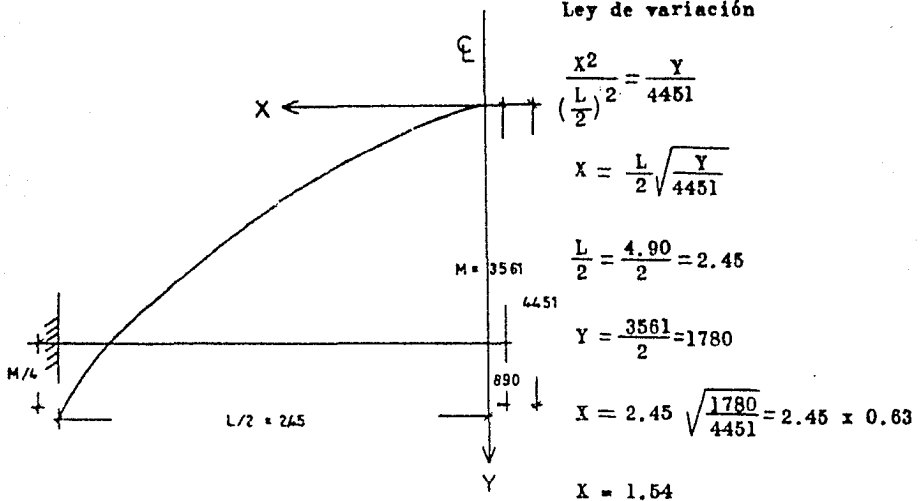
b).-Refuerzo principal.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{356100}{1265 \times 0.852 \times 15} = 22\text{cm}^2.$$

$$\text{Usando varillas de } 3/4" \quad A_s = 2.84 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \times A_s}{A_s} = \frac{100 \times 2.84}{22} = 12.8 \text{ cm} \doteq 12\text{cm.}$$

c).-Ley de variación del momento positivo para encontrar el tamaño de las varillas.



Estas varillas las debemos prolongar 15 diámetros ó  $\frac{1}{20}$  del claro

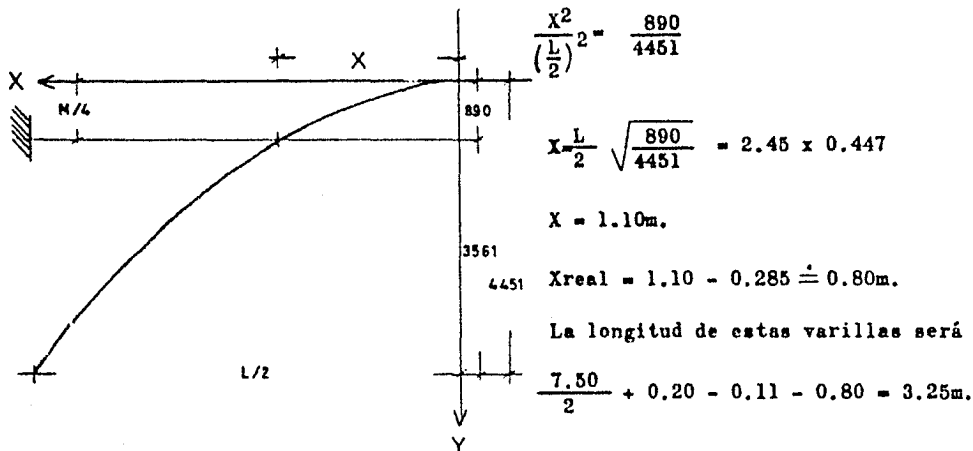
$$15 \text{ diámetros} = 15 \times 1.9 = 28.5 \text{ cm.}$$

$$\frac{1}{20} = \frac{4.90}{20} = 24.5 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la longitud real de las varillas = 1.54 + 0.285 = 1.85m.  
y la longitud recta de la mitad de las varillas para refuerzo de momento positivo será 3.70m.

La otra mitad de las varillas se deben prolongar diez veces el diámetro de las mismas mas allá de los apoyos o sea 19cm.

d).-Ley de variación del momento negativo.



De cada cuatro varillas para momento negativo se prolongará una para armar el acero de temperatura, que vá arriba y en el centro de la losa.

e).-Acero de distribución (A's).

Las especificaciones A.A.S.H.O. recomiendan que en la parte interior de la losa central y en la parte superior de los voladizos se ponga refuerzo perpendicular al principal, con objeto de distribuir las cargas, se dá como porcentaje del refuerzo principal y vale

$$p = \frac{100}{\sqrt{S}} \leq 50\% \quad \text{en donde } S = \text{claro efectivo de la losa en pies.}$$

$$p = \frac{100}{\sqrt{4.90 \times 3.28}} = 25\%.$$

$$A'_s = 0.25 A_s = 0.25 \times 22 = 5.5 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usando varillas de 1/2" se tiene:  $a_s = 1.22 \text{ cm}^2.$

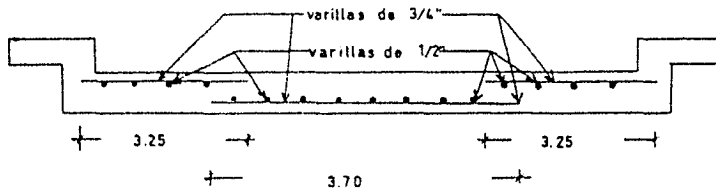
$$S = \frac{1.22}{5.5} \times 100 = 22\text{cm.}$$

f).-Acero de temperatura ( $A_{st}$ )

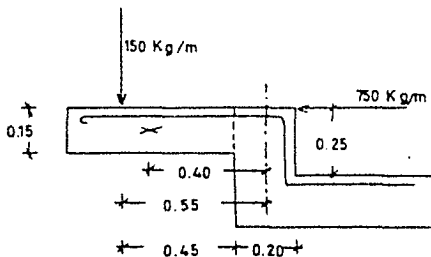
Este refuerzo va perpendicular al principal y en el lecho superior de la losa, con objeto de evitar que el concreto se agriete con los cambios de temperatura.

$$A_{st} = p b d = 0.0025 \times 100 \times 15 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Si usamos varillas de } 1/2'' \quad S = \frac{122}{3.75} = 32\text{cm.}$$



Refuerzo de la guarnición:



Las guarniciones se proyectarán para resistir una carga no menor de 750kg/m. aplicada en la parte alta de la misma, pero a no más de 25cm. sobre el piso en forma horizontal.

$$M_1 = 0.60 \times 0.15 \times 2400 \times 0.40 = 86.20 \text{ kgm.}$$

$$M_2 = 1.50 \times 0.55 = 82.50 \text{ kgm.}$$

$$M_3 = 7.50 \times 0.25 = 187.50 \text{ kgm.}$$

$$M_1 + M_2 + M_3 = 356.20 \text{ kgm.}$$

$$d = \sqrt{\frac{356.20}{15.8 \times 100}} = \sqrt{22.6} = 4.75 \text{ cm.}$$

Como se dispone de 12cm. está sobrada.

$$A_s = \frac{35620}{1265 \times 0.852 \times 12} = 2.75 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Con varillas de 1/2"  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Separación} = \frac{127}{2.75} = 46 \text{ cm.}$$

Por especificación quedarán las varillas a 30cm. centro a centro.

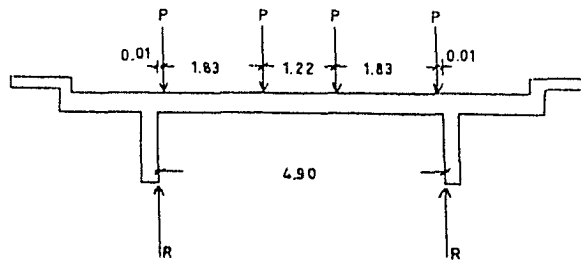
### Proyecto de los Diafragmas.

Estos se ponen para aumentar la resistencia de las nervaduras a la torsión. Como se recomienda que los diafragmas no estén espaciados más de 25 pies (7.62m) pondremos 2 diafragmas a los tercios de cada claro.

Los diafragmas se calculan soportando su peso propio y las ruedas más pesadas actuando sobre ellos.

a).-Momento y fuerza cortante por carga via.

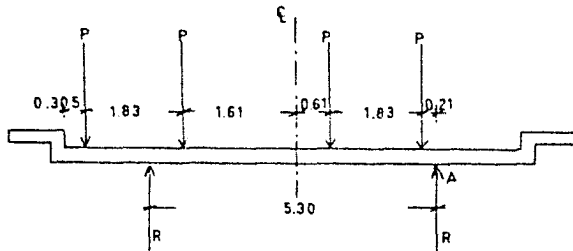
El momento y la fuerza cortante máxima se calculan tomando en cuenta que los camiones no invaden la faja de camino contraria, teniendo como límite el eje longitudinal de la calzada. Es decir si nuestro ancho de calzada es de 7.50m. la faja de circulación de cada camión (3.05m) puede colocarse en cualquier posición, transversalmente, dentro del ancho de 3.75m. que le corresponde, pero sin rebasar el eje longitudinal del centro de la calzada. Nos queda la posición más desfavorable para momento así:



$$M_{CV} = 5440 \times 1.84 + 5440 \times 0.01 = 10060 \text{ kg m.}$$

$$M_I = 0.30 \times 10060 = 3018 \text{ kg m.}$$

Para calcular la máxima fuerza cortante situamos una de las ruedas sobre un apoyo y las demás según les corresponde como se indica a continuación:



Tomando momentos con respecto al punto A nos queda:

$$5.30 R = (6.09 + 4.26 + 2.04 + 0.21) P.$$

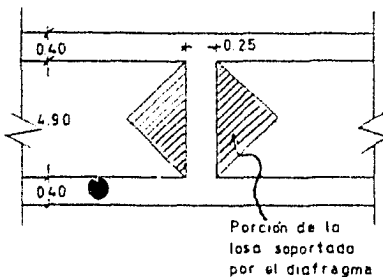
$$5.30 R = 12.60 P.$$

$$R = \frac{12.60 \times 5440}{5.30} = 12950 \text{ kg.}$$

$$V_{CV} = 12950 - 5440 = 7510 \text{ kg.}$$

$$V_I = 0.30 \times 7510 = 2,253 \text{ kg.}$$

b). -Momento y fuerza cortante por carga muerta.



Suponemos las siguientes dimensiones del diafragma:

Peralte: 1.15m.

Ancho: 0.25m.

peso propio:  $4.90 \times 0.25 \times 1.15 \times 2400$

$$W_1 = 3380 \text{ kg.}$$

Peso de la losa soportada por el diafragma.

$$W_2 = \frac{4.902}{2} (0.20 \times 2400 + 0.02) = 6340 \text{ kg.}$$

$$M_{cm} = \frac{W_1 L^2}{8} + \frac{W_2 l^2}{6} = \frac{3380 \times 4.90}{8} + \frac{6340 \times 4.90}{6}$$

$$M_{cm} = 2070 + 5170 = 7240 \text{ kg. m.}$$

$$V_{cm} = \frac{3380 + 6340}{2} = \frac{9720}{2} = 4860 \text{ kg.}$$

- Resumen -

$$M_{cm} = 7,240 \text{ kg m} \qquad V_{cm} = 4,860 \text{ kg.}$$

$$M_{cv} = 10,060 \text{ kg m} \qquad V_{cv} = 7,510 \text{ kg.}$$

$$M_I = 3,018 \text{ kg m} \qquad V_I = 2,253 \text{ kg.}$$

---


$$M_T = 20,318 \text{ kg m} \qquad V_T = 14,623 \text{ kg.}$$

c).-Cálculo del acero de refuerzo.

$$\text{Momento resistente} = M_r = Kbd^2.$$

$$M_r = 15.8 \times 25 \times 110^2 = 47800 \text{ kg. m.}$$

47800 > 20318 por lo tanto la sección es peraltada.

Obtenemos la  $k$  para la viga peraltada:

$$k^3 - 3k^2 - \frac{6 M_n}{f_s b d^2} k + \frac{6 M_n}{f_s b d^2} = 0$$

$$\frac{6 M_n}{f_s b d^2} = \frac{6 \times 2031800 \times 12}{1265 \times 25 \times 12100} = 0.382$$

$$+1 \quad - 3.000 \quad - 0.382 \quad + 0.382$$

$$+ 0.312 \quad - 0.840 \quad - 0.382$$

---


$$- 2.688 \quad - 1.222 \quad 0.000$$

$$k = 0.312 \qquad j = 1 - \frac{0.312}{3} = 0.896$$

$$A_s = \frac{2031800}{1265 \times 0.896 \times 110} = 17.06 \text{ cm}^2.$$

Si usamos varillas de 5/8"  $a_g = 1.93 \text{ cm}^2$ .

$$N = \frac{17.06}{1.93} = 8.85 \approx 9 \text{ varillas}$$

Recubrimiento mínimo:

$$1 \frac{1}{2} \beta = 1.59 \times 1.5 = 2.38 \text{ cm.}$$

$$1" + \frac{\beta}{2} = 2.54 + 0.80 = 3.34 \text{ cm.} \leftarrow \text{rige}$$

Separación mínima entre varillas:

$$2 \frac{1}{2} \beta = 2.5 \times 1.59 = 3.98 \text{ cm.}$$

$$1" + \beta = 2.54 + 1.59 = 4.13 \text{ cm.} \leftarrow \text{rige}$$

$$b = 4 \times 4.13 + 2 \times 3.34 = 23.20 < 25 \text{ cm.}$$

por lo tanto las varillas si caben en dos capas.

Revisión por cortante:

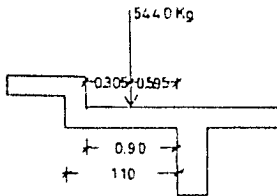
$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{14623}{25 \times 0.896 \times 110} = 5.94 \text{ kg/cm}^2.$$

Si consideramos varillas con anclaje final, el concreto tomará:

$$v_c = 0.03 f_c = 6.3 \text{ kg/cm}^2 < 5.94 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto el concreto toma todo el cortante y no se necesitan estribos, solo se pondrán para armar, e irán a cada 0.75d, colocando el primer estribo a 0.25d.

#### Ménsulas Extremos



$$M_{cvl} = 5440 \times 0.595 \times 1.30 = 4,200 \text{ kg m.}$$

$$V_{cvl} = 5440 \times 1.30 = 7,070 \text{ kg.}$$

$$M_{cm} = 1.10 \times 0.25 \times 0.60 \times 2400 \times 0.367 = 146 \text{ kg m.}$$

$$V_{cm} = 1.10 \times 0.25 \times 0.60 \times 2400 = 396 \text{ kg.}$$

El momento total vale:  $M_T = 4200 + 146 = 4346 \text{ kg m.}$

El cortante total vale:  $V_T = 7070 + 396 = 7466 \text{ kg.}$

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{434600}{14.5 \times 25}} = 34.6 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{V}{b j v} = \frac{7466}{25 \times 0.852 \times 6} = 58.2 \text{ cm.}$$

$$h = 58.2 + 5 = 63.2 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{434600}{1265 \times 0.852 \times 58} = 6.93 \text{ cm}^2.$$

Usando varillas de 5/8" se tiene

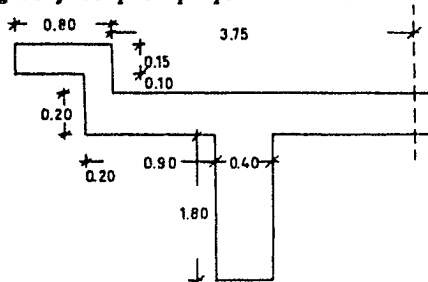
$$N = \frac{6.93}{1.93} = 3.6 = 4 \text{ varillas.}$$

En los diafragmas no se necesitan estribos, solo se pondrán para armar.

### Proyecto de las nervaduras.

a).-Momento por carga muerta.

La carga muerta actuando sobre cada nervadura es: el peso de la losa correspondiente a cada una de las nervaduras, el peso propio de los diafragmas y el peso propio de la misma nervadura.



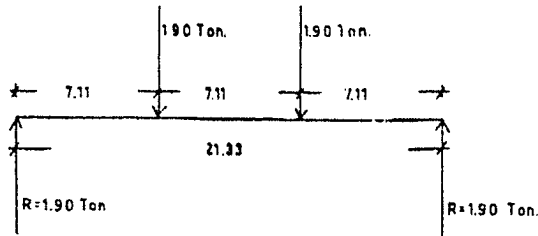
Parapeto		= 0.150 Ton/m.
Guarnición	0.80 x 0.15 x 2.400	= 0.288 "
	0.20 x 0.10 x 2.400	= 0.048 "
Losa	3.75 x 0.20 x 2.400	= 1.800 "
Asfalto	3.75 x 0.02 x 2.000	= 0.150 "
Nervadura	1.80 x 0.40 x 2.400	= 1.720 "
		<hr/>
		$W_m = 4.156 \text{ Ton/m.}$

La descarga de los diafragmas a las nervaduras será así :

$$\text{Peso del diafragma} = \frac{4.90}{2} \times 0.25 \times 1.15 \times 2.400 = 1.69 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso de las ménsulas} = \frac{1.30}{2} \times \frac{1.10}{2} \times 0.25 \times 2.400 = 0.21 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma = 1.90 \text{ Ton.}$$



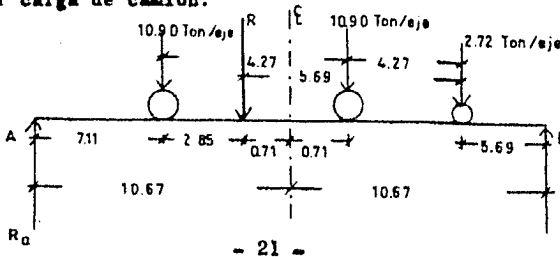
El momento total vale:

$$M_{cm} = \frac{4156 \times 21.33^2}{8} + 1900 \times 7.11 = 236,000 + 13550$$

$$M_{cm} = 249550 \text{ kg m.}$$

b).-Momento por carga viva e impacto.

Por carga de camión:



Tomando momentos con respecto al eje menos pesado obtenemos la posición de la resultante del peso de los ejes.

$$x = \frac{10900 (8.54 + 4.27)}{24520} = 5.69 \text{ m.}$$

Tomando momentos con respecto al punto B.

$$10900 (14.23 + 9.97) + 2720 \times 5.69 = 21.33 R_A$$

$$265000 + 15500 = 21.33 R_A$$

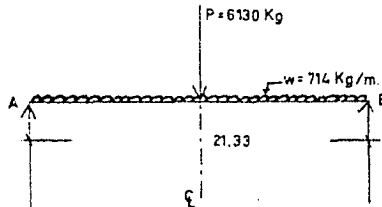
$$R_A = \frac{280500}{21.33}$$

$$R_A = 13100 \text{ kg.}$$

El máximo momento flexionante se produce en el punto C cuando el camión tiene una posición tal que el centro del claro equidiste del centro del claro y de la rueda más cercana.

$$M_{cv} = 13100 \times 11.38 - 10800 \times 4.27 = 10300 \text{ kg m.}$$

Para la carga de línea.



El máximo momento flexionante se produce en el centro del claro.

$$M_{cv} = \frac{wl^2}{8} + \frac{pl}{4} = \frac{714 \times 21.33^2}{8} + \frac{6130 \times 21.33}{4}$$

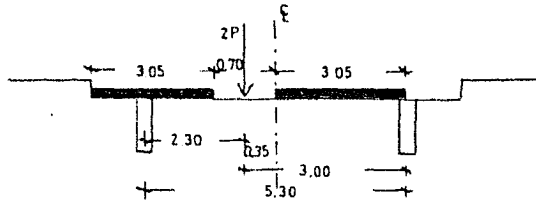
$$M_{cv} = 40600 + 32800 = 73400 \text{ kg m.} < 103000 \text{ kgm.}$$

Por lo tanto domina la carga de camión.

Coefficientes de impacto.

$$I = 1 + \frac{15}{L + 38} = 1 + \frac{15}{21 + 38} = 1.25.$$

Coefficiente de excentricidad : Se calcula cargando los camiones a un lado de la calzada pero sin rebasar el eje del camino.



$$R_A = 2P \times \frac{3.00}{5.30} = 1.13P \quad \text{Coef de excentricidad} = 1.13$$

Coefficiente total =  $1.25 \times 1.13 = 1.41$   
 El momento por carga viva e impacto queda:

$$M_{cvl} = 103000 \times 1.41 = 145500 \text{ kg m.}$$

Aunque los momentos por carga muerta y por carga viva no se producen en el mismo punto, estos se pueden sumar y quedamos del lado de la seguridad; por lo tanto el momento total queda:

$$M_T = 145500 + 249550 = 395,050 \text{ kg m.}$$

c).-Cálculo del peralte económico y del acero de refuerzo.

Las nervaduras trabajan como vigas "T" y la fórmula del peralte económico es:

$$d = \sqrt{\frac{r M}{b' f_s}} + \frac{t}{2}$$

En donde r = relación de costos y en este caso vale aproximadamente 35.

$$d = \sqrt{\frac{35 \times 39500000}{40 \times 1265}} + \frac{20}{2}$$

$$d = 166 + 10 = 176 \text{ cm.}$$

Suponiendo  $j = 0.937$

$$A_s = \frac{39500000}{1265 \times 0.937 \times 180} = 180 \text{ cm}^2.$$

Usando varillas de 1 1/2"  $a_s = 11.33 \text{ cm}^2$ .

$$N = \frac{180}{11.33} = 16 \text{ varillas.}$$

Colocación del refuerzo en las nervaduras:

Recubrimiento mínimo:

$$1.5 \phi = 1.5 \times 3.81 = 5.71 \text{ cm.} \leftarrow \text{rige}$$

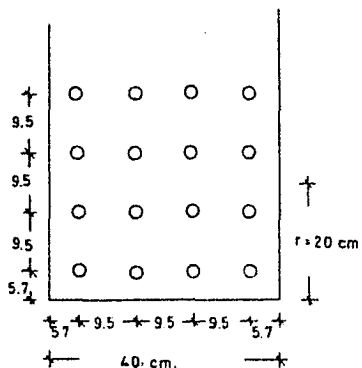
$$1" + \phi = 2.5 + 1.90 = 4.40 \text{ cm.}$$

Separación mínima entre varillas:

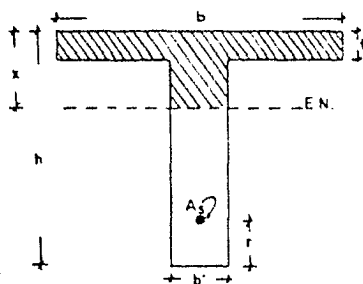
$$2.5 \phi = 2.5 \times 3.81 = 9.50 \text{ cm.} \leftarrow \text{rige}$$

$$1" + \phi = 2.54 \times 3.81 = 6.35 \text{ cm.}$$

Por lo tanto el refuerzo se colocará así:



Revisión de la nervadura como viga "T"



$b$  la menor de:

$$16t + b' = 360$$

$$S = 260$$

$$\frac{L}{4} = 535$$

Tomamos  $b = 260\text{cm}$ .

Profundidad del eje neutro:

$$x = \frac{\frac{bt^2}{2} + n A_s d}{bt + n A_s} = \frac{\frac{260 \times 20^2}{2} + 12 \times 180 \times 180}{260 \times 20 + 12 \times 180} = 60\text{cm}$$

$$f''c = \frac{x-t}{x} f_c = \frac{60-20}{60} f_c = 0.66 f_c$$

$$z = \frac{t}{3} \frac{f_c + 2 f''c}{f_c + f''c} = \frac{20}{3} \frac{f_c + 2 \times 0.66 f_c}{f_c + 0.66 f_c} = 9\text{cm}$$

$$jd = d - z = 180 - 9 = 171\text{ cm}$$

$$C = \frac{1c + f''c}{2} b t = \frac{1.66}{2} f_c \times 260 \times 20 = 4420 f_c$$

$$M_{rc} = Cjd = 4420 f_c \times 171 = 756000 f_c$$

$$f_c = \frac{39500000}{756000} = 52.2 \text{ kg/cm}^2 < 84 \text{ kg/cm}^2$$

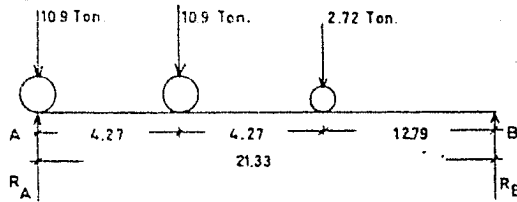
$$f_s = \frac{M_{rc}}{A_s jd} = \frac{39500000}{180 \times 171} = 1260 \text{ kg/cm}^2 < 1265 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto la sección esta bien para flexión.

Revisión por esfuerzo cortante:

Por carga viva.

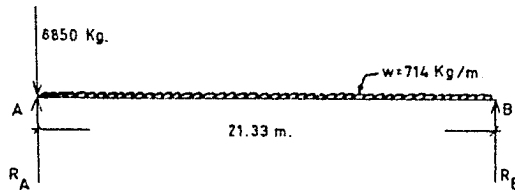
Para carga de camión:



$$R_A = \frac{10,900 (21.33 + 17.06) + 2,720 \times 12.79}{21.33}$$

$$R_A = 21,200 \text{ kg.}$$

Para carga de Línea.



$$R_A = 714 \times 10.67 + 8850 = 16,470 \text{ kg.}$$

Predomina la carga de camión.

Se había obtenido un coeficiente de excentricidad e impacto de 1.41 por lo tanto el cortante por carga viva valdrá:

$$V_{CV} = 1.41 \times 21,200 = 30,000 \text{ kg.}$$

Por carga muerta:

$$\text{Teniamos: } W_m = 4,156 \text{ kg/m.}$$

$$R = 4,156 \times 10.67 = 44,500 \text{ kg.}$$

Por las descargas de los diafragmas se tenía  $R = 1,900 \text{ kg}$ .

$$R_A = 44,500 + 1,900 = 46,400 \text{ kg.}$$

$$V_{cm} = 46,400 \text{ kg.}$$

$$V_T = 30,000 + 46,400 = 76,400 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{V}{b' j d} = \frac{76400}{40 \times 171} = 1.12 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_{perm} = 0.075 f'c = 15.75 \text{ kg/cm}^2. > 11.20 \text{ kg/cm}^2.$$

Longitud de anclaje:

Según la especificaciones debe desarrollarse la mitad de la resistencia de la barra.

$$\text{Resistencia de la barra} = A_s f_s = \frac{\pi d^2}{4} f_s$$

$$\frac{\pi d^2}{8} f_s = \pi d L_a u \quad \text{pero } u = 0.075 f'c = 15.75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$L_a = \frac{f_s}{8u} d$$

$$L_a = \frac{1265}{8 \times 15.75} \times 3.81 = 36 \text{ cm.}$$

Adherencia:

$$\sum_o = \frac{V}{u j d} = \frac{76400}{15.75 \times 171} = 28.4 \text{ cm.}$$

Como por especificación tendrán que llegar al apoyo la mitad de las varillas, llegarán 8.

$$\sum_o = 8 \times 12 = 96 \text{ cm.} > 28.4 \text{ cm. (Está sobrada por Adherencia).}$$

Longitud de apoyo:

$$L_{ap} = \frac{V}{f_{cp} \times b'}$$

en donde  $f_{cp} = 12.5\% f_c = 0.125 \times 210$

$$f_{cp} = 26.3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$L_{ap} = \frac{76400}{26.3 \times 4} = \frac{76400}{105} = 73 \text{ cm.} > 36 \text{ cm.}$$

Por lo tanto longitud de apoyo = 73cm.

Doblado de varillas. Para encontrar la distancia a la cuál se pueden suprimir las varillas aplicamos la fórmula siguiente:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_B}{A_t}}$$

$$\frac{L}{2} = 10.68 \text{ m.}$$

En donde

X = distancia desde el centro del claro a la que se pueden suprimir varillas.

$A_B$  = Area de acero que se va a doblar.

$A_t$  = Area total de acero.

Como en este caso todas las varillas son del mismo diámetro podemos escribir:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{N_D}{N_T}}$$

En donde:

$N_D$  = Número de varillas que se van a doblar.

$N_T$  = Número total de varillas.

$N_D$	$\frac{N_D}{N_T}$	$\sqrt{\frac{N_D}{N_T}}$	X	X'
2	0.125	0.355	3.80	4.20
4	0.250	0.500	5.35	5.95
6	0.375	0.611	6.55	7.15
8	0.500	0.710	7.60	8.20

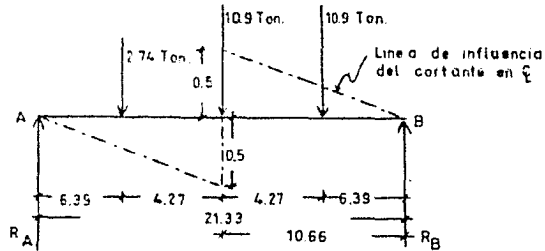
Siendo X' la distancia real de doblado.

Recomiendan las especificaciones que deberán llegar al apoyo la mitad de las varillas.

**Refuerzo del alma:**

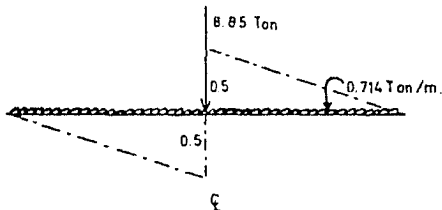
Se considera que el esfuerzo cortante tiene una variación lineal del centro del claro hacia los apoyos. En el centro del claro, el cortante debido a la carga móvil y al impacto valé:

a).-Carga de camión:



$$V_{\xi} = 10.9 \times 0.5 + \frac{(10.90 - 2.74) \times 6.39}{21.33} = 5.45 + 2.41 = 7.86 \text{ Ton.}$$

b).-Carga de línea:



$$V_{\xi} = 8.85 \times 0.5 + \frac{0.714 \times 6.5 \times 0.5}{2} = 4.42 + 1.16 = 5.58 \text{ Ton.}$$

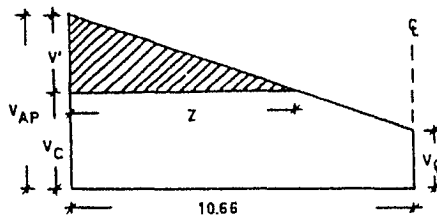
Predomina la carga de camión  $V_{\xi} = 7.86 \text{ Ton.}$

Por excentricidad e impacto  $V_{\xi} = 1.41 \times 7.86 = 11.10 \text{ ton.}$

$$v_{AP} = \frac{76400}{40 \times 171} = 11.2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v_{\xi} = \frac{11100}{40 \times 171} = 1.62 \text{ kg/cm}^2.$$

El diagrama de esfuerzos cortantes queda:



$$v_C = 0.03 f_c = 6.3 \text{ kg/cm}^2. \quad v' = v_{AP} - v_C = 11.2 - 6.3 = 4.9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\frac{z}{v'} = \frac{10.66}{11.2} \quad z = \frac{10.66 \times 4.9}{11.2} = 4.67 \text{ m.}$$

$$z = 467 \text{ m.}$$

$$V' = v' b' j d = 4.9 \times 40 \times 171 = 33500 \text{ kg.}$$

Si ponemos estribos U de 1/2" se tiene:

$$a_s = 1.22 \text{ cm}^2. \quad f_v = 1265 \text{ kg/cm}^2.$$

La capacidad de un estribo será:

$$A_v f_v = 2 \times 1.22 \times 1265 = 3080 \text{ kg.}$$

$$\text{Número de estribos } N = \frac{33500}{3080} = 10 + = 11 \text{ Estribos.}$$

Se recomienda poner estribos en la zona donde no se necesitan a una distancia igual al peralte a partir del último estribo.

Separación de los estribos:

Distancia total que se cubrirá con estribos.

$$Z + d = 4.67 + 1.80 = 6.47 \text{ m.}$$

Separación máxima:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{1.80}{2} = 0.90 \text{ m.}$$

En las fórmulas usadas:

D = Distancia al vértice del triángulo (cm).

d = Distancias parciales (cm).

S = Distancias desde el apoyo (cm).

N = Número total de estribos.

Fórmula usada:	D	d	S
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 0.5} = 141 \sqrt{10.5}$	467 457	<hr/> 10	<hr/> 10
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 1.5} = 141 \sqrt{9.5}$	435	22	32
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 2.5} = 141 \sqrt{8.5}$	410	25	57
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 3.5} = 141 \sqrt{7.5}$	385	25	82
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 4.5} = 141 \sqrt{6.5}$	360	25	107
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 5.5} = 141 \sqrt{5.5}$	330	30	137
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 6.5} = 141 \sqrt{4.5}$	300	30	167
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 7.5} = 141 \sqrt{3.5}$	265	35	202
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 8.5} = 141 \sqrt{2.5}$	225	40	242

$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 9.5} = 141 \sqrt{1.5}$	172	53	295
$\frac{Z}{\sqrt{N}} \sqrt{N - 10.5} = 141 \sqrt{0.5}$	100	72	367
Por especificación		90	457
Por especificación		90	547
Por especificación		90	637
Por especificación		90	727
Por especificación		90	817
Vrs. Especificaciones		90	907
Por especificación.		90	997

En total entrarán 18 estribos hasta la mitad del claro, la otra mitad de la nervadura es simétrica. Por lo tanto entran 36 estribos por tramo de nervadura.

#### Dimensiones de los Apoyos.

Reacción por carga muerta en el apoyo	= 46,400 kg.
Reacción por carga móvil excentricidad e impacto.	= 30,000 kg.
Reacción por los diafragmas extremos	= 1,900 kg.

---

Reacción total por apoyo: = 78,300 kg.

Pondremos apoyos fijos y apoyos móviles; Recomendamos las especificaciones de la A.A.S.H.O. que los apoyos móviles para claros de 70 pies=21.33m. o menores pueden hacerse con placas metálicas con superficies lisas y - para claros mayores de 70 pies que se pongan rodillos o mecedoras. En este caso como tenemos un claro de 21.33m. usaremos placas metálicas.

Apoyos móviles.-Para este tipo de apoyo se recomienda la colocación de - una hoja delgada de plomo entre las dos placas de acero, la hoja de plomo se colocará suelta entre las dos placas, o bien cepillando las caras interiores de las mismas, las cuales se fijan una al fondo de la trabe y la otra a la corona de la pila.

Las dimensiones y espesor de las placas se determinan por los esfuerzos permisibles del concreto en los apoyos. Además se colocarán entre la - superficie de contacto de las placas con el concreto placas de plomo de 1/4" para obtener una mejor repartición de las cargas en el concreto.

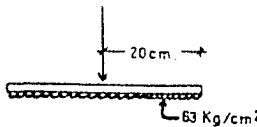
El esfuerzo de penetración en el concreto es de 0.3 ft; si consideramos el esfuerzo del concreto en la corona  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  entonces:  
 $0.3 f_c = 0.3 \times 210 = 63 \text{ kg/cm}^2$ .

El área necesaria de las placas es:

$$A = \frac{78,300}{63} = 1240 \text{ cm}^2.$$

Con una placa de 50 x 40 cm. área = 2000 cm<sup>2</sup>. Si quitamos 10% para áreas de pernos y cuñeros nos queda Área neta = 1800 cm<sup>2</sup>.

Epesor de la placa:



$$f = \frac{78300}{1800} = 43.5 \text{ kg/cm}^2 \quad 63 \text{ kg/cm}^2.$$

El momento flexionante en la placa tomando una faja de 1cm. de ancho es:

$$M = \frac{w l^2}{2} = \frac{43.5 \times 20^2}{2} = 8,700 \text{ kg-cm}.$$

El esfuerzo de tensión por flexión admisible en el acero fundido es -  
 $0.75 \times 1265 = 950 \text{ kg/cm}^2$ .

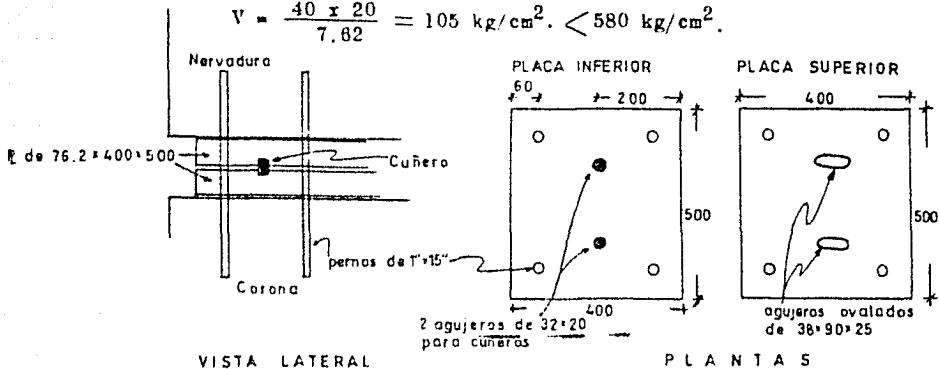
El peralte será obtenido de la fórmula de la escuadría así:

$$S = \frac{M}{f} = \frac{8,700}{950} = 9.15 \text{ cm}^3.$$

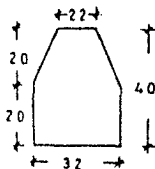
$$S = \frac{bh^2}{6} \quad \text{como } b = 1\text{cm.} \quad S = \frac{h^2}{6} \quad \text{y } h = \sqrt{6S}$$

$$h = \sqrt{6 \times 9.15} = 7.42 \text{ cm.} \approx 3''$$

$$V = \frac{40 \times 20}{7.62} = 105 \text{ kg/cm}^2 < 580 \text{ kg/cm}^2.$$



CUÑERO



Las placas irán ancladas al concreto con 4 pernos de anclaje de 1" de diámetro y 15" de longitud. Se colocarán 2 cuñeros de las dimensiones indicadas colocados en tal forma que permitan a la nervadura desplazarse en sentido longitudinal; esto se logra haciendo un agujero ovalado en el sentido de la trabe.

Apoyos fijos.-Estarán formados como los móviles por dos placas de las mismas dimensiones pero la placa superior tendrá curvatura con objeto de poder girar e irá fija a la inferior por 2 cuñeros. Pero el tamaño de los agujeros para los cuñeros en la placa superior será ahora únicamente el diámetro de estos.

La carga por pulgada lineal de la mecedora de 50cm. de largo es:

$$\frac{78300 \times 2.54 \times 2.28}{40} = 11400 \text{ lb/in}$$

El refuerzo admisible por pulgada lineal es:

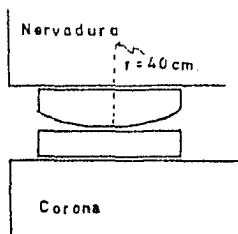
$$f = 600 \text{ d lb/in}$$

Para acero estructural  $f = \frac{P - 13000}{20000} \times 600 \text{ d}$

En donde  $P = 33,000 \text{ lb/in}^2$  y  $d =$  diámetro en pulgadas.

$$d = \frac{11400}{600} = 19.0" \quad r = 9.5" = 23\text{cm.}$$

Con un radio tan pequeño se reduciría demasiado el espesor de la placa superior de los extremos, por eso dejamos un radio  $r = 40\text{cm.}$



## CAPITULO IV

### CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA

#### CALCULO DE LAS PILAS 2 y 3

##### Descripción General:

La pila se calculará suponiendo que los apoyos que en ella descansan son uno móvil y uno fijo. Se desplantará en la capa de arcilla arenosa, abajo del perfil de socavación.

La pila servirá de apoyo a dos claros de losa nervurada de 21.33m. cada uno, el cuerpo de la pila será de mampostería de 3a. clase, con mortero de cemento en proporción 1 : 5. La corona será de concreto  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

##### Esfuerzos de trabajo admisibles.

	Compresión	9.0 $\text{kg/cm}^2$ .
Mampostería de 3a. clase	Tensión	0.8 $\text{kg/cm}^2$ .
	Esfuerzo Cortante	2.0 $\text{kg/cm}^2$ .

	Compresión	73.5 $\text{kg/cm}^2$ .
Concreto de $f_c = 210 \text{kg/cm}^2$ .	Tensión	6.3 $\text{kg/cm}^2$ .
	Esfuerzo cortante	4.2 $\text{kg/cm}^2$ .

Al considerar las cargas ordinarias y las eventuales se admiten los esfuerzos anteriores multiplicados por 1.25. Los coeficientes de volteamiento y de deslizamiento serán iguales o mayores de 2.

##### Elevaciones y localización.

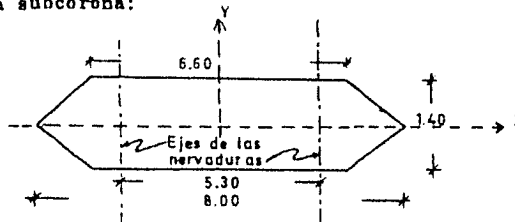
Elevación de la rasante en el eje de la pila	1000.07
Distancia de la rasante a la corona	2.02m.
Elevación de la corona	998.05
Elevación del desplante	987.90
Altura total de la pila.	10.15m.
Espacio libre vertical.	1.00

##### Dimensiones supuestas en la pila.

Ancho de la corona	1.50m.
Vuelo de la corona	0.05m.
Ancho de la subcorona	1.40m.
Talud de los paramentos del cuerpo	1:25
Altura del cuerpo de la pila	7.75m.

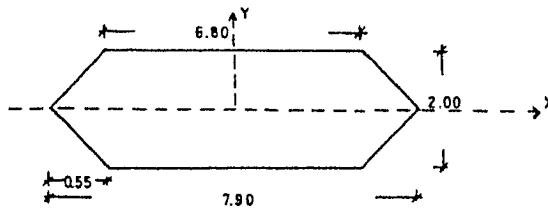
Ancho de la base del cuerpo	2.00m.
El tajamar será un diedro de 90°	
Longitud de la subcorona hasta el arranque de los tajamares.	6.60m.
De diamante a diamante en la sub-corona	8.00m.
Longitud de corona hasta el arranque de los tajamares.	6.70m.
Longitud de corona de diamante a diamante.	8.10m.
Longitud de la base del cuerpo hasta el arranque de los tajamares.	6.80m.
De diamante a diamante.	7.90m.
Longitud de la base de cimentación hasta el arranque de los tajamares.	7.80m.
De diamante a diamante.	9.20m.

Sección de la subcorona:



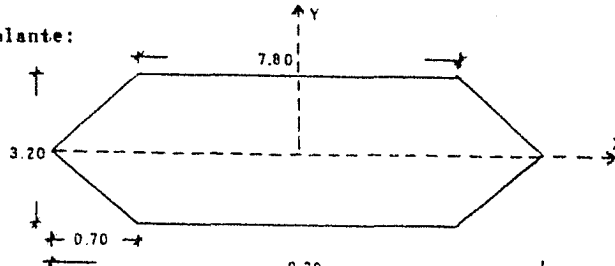
$$\text{Area} = 6.60 \times 1.40 + \left( \frac{1.40 \times 0.70}{2} \right) 2 = 9.23 + 0.98 = 10.21\text{m}^2.$$

Sección de la base del cuerpo : (Sección intermedia).



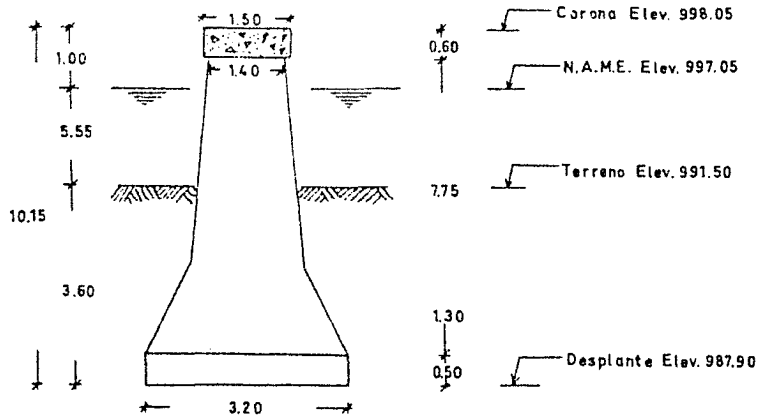
$$\text{Area} = 6.80 \times 2.00 + \left( \frac{2.00 \times 0.55}{2} \right) 2 = 13.60 + 1.10 = 14.70\text{m}^2.$$

Sección de desplante:



$$\text{Area} = 7.80 \times 3.20 + \left( \frac{3.20 \times 0.70}{2} \right) 2 = 25.00 + 2.24 = 27.24 \text{ m}^2.$$

Corte Transversal:



Análisis:

Se analizarán tres secciones críticas de la pila, que son:

- Sección de la subcorona.
- Sección de base del cuerpo de la pila (sección intermedia)
- Sección de desplante de la pila.

Estas secciones se analizarán según las combinaciones I, II y III que se recomienda en las especificaciones A.A.S.H.O. (Capítulo 4) y son:

	<u>Esfuerzos Permisibles</u>
Grupo I.-C.M. + C.V. + C.I. + E.T. + S + P.C.	100%
Grupo II.-C.M. + E.T. + S + P.C. + V.E.	125%
Grupo III.-Grupo I + FCV + C.P. + 30% VNS + VNV	125%

Además de las fuerzas permanentes como el peso propio de la pila, peso de la tierra y peso del agua.

Significado de las abreviaciones:

- C. M. = Carga muerta
- C. V. = Carga viva
- C. I. = Impacto por carga viva
- E. T. = Empuje de tierra
- S. = Subpresión
- VNS. = Viento sobre la estructura
- VNV. = Presión del viento sobre la carga viva
- FCV. = Fuerza longitudinal por carga viva.
- C. F. = Fuerza longitudinal debida al frenaje.
- P. C. = Presión de la corriente.

Cargas.

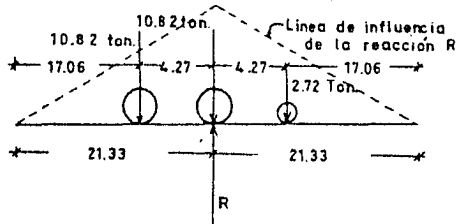
1).-Carga muerta.

Del cálculo de las nervaduras obtenemos:

$$C.M. = 46.40 \times 2 \times 2 = 185.60 \text{ ton.}$$

2).-Carga viva.

a).-Con dos tramos cargados y dos bandas de circulación para carga de camión:

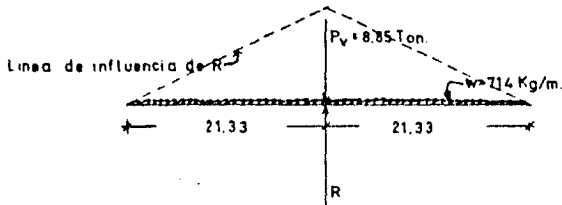


$$R = 10.88 \times 1 + 10.88 \frac{17.06}{21.33} + 2.72 \frac{17.06}{21.33}$$

$$R = 10.88 + 8.20 + 2.18 = 21.26 \text{ ton}$$

$$C.V. = 21.26 \times 2 = 42.52 \text{ ton.}$$

Para carga de línea:



$$R = 8.85 \times 1 + \frac{0.714 \times 42.66}{2} \quad 8.85 + 15.25 = 24.10 \text{Ton.}$$

$$C. V. = 24.10 \times 2 = 48.20 \text{ Ton.}$$

b).-Con un solo tramo cargado y dos bandas de circulación:  
Del cálculo de las nervaduras:

$$\text{Carga de camión} \quad C.V. = 21.20 \times 2 = 42.40 \text{Ton.}$$

$$\text{Carga de línea} \quad C.V. = 16.47 \times 2 = 32.94 \text{Ton.}$$

Por lo tanto rige la carga de línea con dos tramos cargados y dos bandas de circulación.

$$C.V. = 48.20 \text{Ton.}$$

3).-Impacto y excentricidad:

$$I = \frac{15}{L + 38} = \frac{15}{21.33 + 38} = \frac{15}{59.33} = 25.3\%$$

El coeficiente por excentricidad en las nervaduras fué 1.13.  
Por lo tanto el coeficiente que implica la excentricidad y el impacto será:

$$1.253 \times 1.13 = 1.42$$

El incremento de la carga viva sera del 42% que se tomará como fuerza vertical debida al impacto y excentricidad.

Por lo tanto la carga por impacto queda:

$$C. I. = 48.20 \times 0.42 = 20.251 \text{ton.}$$

4).-Frenaje.

Debemos considerar una fuerza horizontal, longitudinal, con valor de 5% de la carga móvil que se translada en uno de los sentidos del tránsito. Se supone que esta fuerza obra a 1.20m. sobre la rasante.

Por lo tanto queda:

$$C. F. = 0.05 \left( 6.13 + \frac{0.714 \times 42.66}{2} \right) 2$$

$$C.F. = 0.613 + 1.52 = 2.133 \text{ Ton.}$$

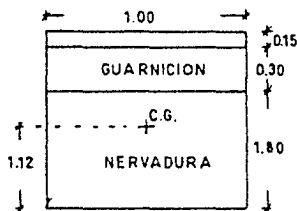
La carga viva se debe considerar como carga equivalente, tomando la concentración debido al momento.

Como el incremento que esta fuerza produce en las reacciones verticales es muy pequeño se puede considerar que dicha fuerza se aplica en la corona de la pila.

5).-Viento normal sobre la superestructura.

Debemos suponer que en la superestructura obra una presión de viento normal al eje del camino con un valor de 244 kg/m<sup>2</sup>. Esta fuerza actúa sobre vez y media la proyección vertical del área expuesta y estará aplicada en el centro de gravedad de la misma área.

El área expuesta es:



$$P = 1.5 \times 2.25 \times 0.244 \times 21.33$$

$$P = 17.6 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza no puede ser menor que la resultante al aplicar una carga uniforme de 447 kg/m.

$$P' = 0.447 \times 21.33 = 9.5 \text{ Ton.} \quad 17.6 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto la carga de viento sobre la superestructura tiene un valor de 17.67Ton. y está aplicada a 1.12m. de la corona de la pila.

6).-Fricción sin carga viva.

Tomaremos un coeficiente de fricción de  $\mu = 0.25$  y una fuerza normal igual a la reacción por carga muerta afectada por un coeficiente  $k = 0.5$  debido al juego que tienen los pernos de anclaje.

$$F = \mu N = 0.25 \times 46.4 \times 0.5 = 5.80 \text{ Ton.}$$

Como la pila es común a dos tramos iguales, si se dilatan o contraen simultáneamente aplican a la pila fuerzas de fricción iguales y de sentido contrario. Pero si por alguna causa el apoyo móvil de uno de los tramos cede antes que el apoyo móvil del otro tramo, entonces la pila recibirá solo la acción de una de las fuerzas de fricción.

Esta carga quedará aplicada en la corona y tendrá la dirección del tránsito.

7).-Viento normal sobre la carga viva.

Para el cálculo de esta fuerza se debe considerar una carga uniforme de  $149 \text{ kg/m}$ . Y suponiendo que obra sobre 2 tramos queda:

$$VNV. = 0.149 \times 42.66 = 6.38 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza está aplicada a  $1.83 \text{ m}$ . de la rasante o sea:

$$1.83 + 2.00 = 3.83 \text{ m. sobre la corona.}$$

8).-Viento longitudinal sobre la superestructura.

Según las especificaciones A.A.S.H.O. debe considerarse esta fuerza como el 50% de la fuerza de viento sobre la superestructura.

$$VLS = 0.5 \times 17.6 = 8.80 \text{ Ton.}$$

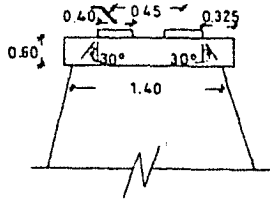
Esta fuerza se considera aplicada en la corona.

Resumen de las fuerzas que obran en la corona de la pila:

1.-Carga muerta (permanente)	C.M. = 185.60 Ton.
2.-Carga viva (móvil)	C.V. = 48.20 Ton.
3.-Impacto	C.I. = 20.25 Ton.
4.-Prenaje	C.F. = 2.13 Ton.
5.-Viento normal sobre la superestructura	V.N.S. = 17.60 Ton.
6.-Fricción sin carga viva.	F.S.C.V. = 5.80 Ton.
7.-Viento normal sobre la carga viva	V.N.V. = 6.38 Ton.
8.-Viento longitudinal sobre la superestructura.	V.L.S. = 8.80 Ton.

ANALISIS DE LAS SECCIONES.

A).-Subcorona.



Ancho desde el eje de la pila:

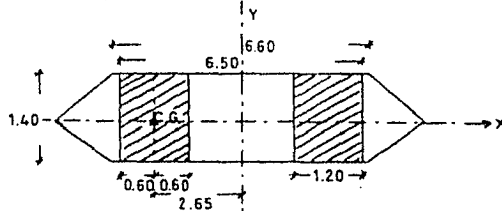
$$22.5 + 20 + 60 \tan 30^\circ = 77.0 \text{cm.}$$

Como la subcorona es de 1.40m. de ancho, esta dimensión limita la base de la transmisión a su propio ancho.

Largo desde el eje del apoyo:

Como las placas de apoyo tienen 50cm. en la dirección del eje de las X, el largo será:  $25 + 60 \tan 30^\circ = 60 \text{cm.}$

Para la transmisión de cargas se desprecia la acción del tajarar, por lo tanto el largo desde el centro del apoyo a la base de la transmisión de carga será también 60cm.



El área de transmisión será:  $2 \times 1.40 \times 1.20 = 3.36 \text{m}^2.$

Semiperáltes:

$$C_{xx} = 0.70 \text{ m.} \quad C_{yy} = \frac{6.50}{2} = 3.25$$

Momentos de Inercia.

$$I_{xx} = 2 \left( \frac{1.20}{12} \times 1.40^3 \right) = 0.55 \text{m}^4.$$

$$I_{yy} = 2 \left( \frac{1.40}{12} \times 1.20^3 + 1.20 \times 1.40 \times 2.65^2 \right) = 24.00 \text{m}^4.$$

Pero propio de la corona (solo el que obra sobre las áreas de transmisión de la subcorona).

$$P. C. A. = 1.50 \times 1.20 \times 0.60 \times 2 \times 2.4 = 5.20 \text{Ton.}$$

Combinaciones de cargas para el cálculo de los esfuerzos en la subcorona de la pila.

Como en la subcorona no hay empuje de tierras (E.T.), Subpresión (S) y Presión de la corriente (P.C.), haremos un grupo único con los grupos I y II. Considerando Carga muerta, Carga viva, Impacto, Viento longitudinal sobre la superestructura y el Peso propio de la corona.

C A R G A S			Brazo (m)	Momento x - x (ton-m)
Denomina- ción.	Verticales (ton)	Horizontales (Ton)		
C.M.	185.60		0.00	0.00
C.V.	48.20		0.22	10.60
C.I.	20.25		0.22	4.45
V.L.S.		8.80	0.60	5.28
P.C.A.	5.20		0.00	0.00
SUMAS	259.25			20.33

Esfuerzos:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} \text{ y}$$

$$f = \frac{259.25}{3.36} \pm \frac{20.33}{0.55} \times 0.70 = 77.10 \pm 25.80$$

$$f_M = 77.10 + 25.80 = 102.90 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_M = 10.29 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_m = 77.10 - 25.80 = 51.30 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_m = 5.13 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo permisible es  $f_p = 9.0 \times 1.25 = 11.20 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo tanto ambos esfuerzos son aceptables.

GRUPO III.-Carga muerta, Carga viva, Impacto, Peso propio, Frenaje, Fricción, 30% del viento normal sobre estructura y Viento normal - sobre carga viva.

C A R G A S			Brazo (m)	MOMENTOS	
Denomina- ción.	Verticales (Ton)	Horizontales (Ton).		x - x (Ton-m)	y - y (Ton-m)
C.M.	185.60		0.00	0.00	
C.V.	48.20		0.22	10.60	
C.I.	20.25		0.22	4.45	
P.C.A.	5.20		0.00	0.00	
C.F.		2.13	0.60	1.28	
F.C.V.		5.80	0.60	3.48	
V.N.S.		5.28	1.72		9.09
V.N.V.		6.38	4.33		27.60
SUMAS	259.25	19.59		19.81	36.69

Esfuerzos:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx}{Ix} \quad y \pm \frac{My}{Iy} \quad x$$

$$f = 77.10 \pm 25.20 \pm 4.97$$

$$f_M = 77.10 + 25.20 + 4.97 = 107.27 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_M = 10.73 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_m = 77.10 - 25.20 - 4.97 = 46.93 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_m = 4.69 \text{ kg/cm}^2.$$

Los dos son esfuerzos admisibles, por lo tanto las dimensiones de la sección se aceptan.

B).-Sección Intermedia.

Propiedades geométricas:

$$\text{Area} = 14.70 \text{ m}^2.$$

$$I_x = \frac{bb^3}{12} + 4 \frac{b' h'^3}{12} = \frac{6.80 \times 2.00^3}{12} + 4 \frac{0.55 \times 1.00^3}{12}$$

$$I_x = 4.53 + 0.18 = 4.71 \text{ m}^4.$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} + 4 \left( \frac{bh^3}{36} + Ad^2 \right)$$

$$I_y = \frac{2.00 \times 6.80^3}{12} + 4 \left( \frac{1.00 \times 0.55^3}{36} + \frac{1.00 \times 0.55}{2} \times 3.58^2 \right)$$

$$I_y = 67.80 + 4 (0.046 + 3.54) = 82.20 \text{ m}^4.$$

$$\text{Semiperaltos} \quad Y = 1.00\text{m.} \quad ; \quad X = 3.95 \text{ m.}$$

GRUPO I.-Carga muerta, Carga viva, Impacto, Presión de la corriente, Peso propio, Peso del agua y Peso de la tierra.

a).-Cálculo de la presión de la corriente: Esta fuerza se calcula con la fórmula:

$$P. C. = C W A \frac{v^2}{2g}$$

En donde:

C = Coeficiente de forma = 0.75 para tajamares de 45° con la dirección de la corriente.

W = Peso del agua = 1 Ton/m<sup>3</sup>.

A = Area expuesta.

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg<sup>2</sup>.

v = Velocidad de la corriente = 2 m/seg.

$$A = \frac{1.40 + 1.80}{2} \times 5.55 = 8.90 \text{ m}^2.$$

$$P.C. = 0.75 \times 1 \times 8.90 \times \frac{2^2}{19.62} = 1.36 \text{ Ton.}$$

Se considera que este empuje está aplicado en el centro de gravedad del área expuesta. La distancia desde la corona - vale:

$$1.00 + \frac{2}{3} \cdot 5.55 = 1.00 + 3.70 = 4.70 \text{ m.}$$

Por lo tanto el brazo de palanca de esta fuerza es:

$$B = 8.35 - 4.70 = 3.65 \text{ m.}$$

b).-Cálculo del peso propio del cuerpo de la pila.

$$\text{Peso de la corona} = (6.60 \times 1.50 + 2 \times 1.50 \times 0.75) \cdot 0.60 \times 2.4$$

$$\text{Peso de la corona} = 12.15 \times 0.60 \times 2.4 = 17.50 \text{ Ton.}$$

$$\text{Area de la subcorona} = 10.21 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area Inferior} = 14.70 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area media} = 12.45 \text{ m}^2.$$

$$\text{Volumen} = \frac{7.75}{6} (10.21 + 14.70 + 4 \times 12.45) = 96.50 \text{ m}^3.$$

$$\text{Peso} = 96.50 \times 2.20 = 212 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso Total} = 17.50 + 212.00 = 229.50 \text{ Ton.}$$

c).-Cálculo del peso del agua:

$$P. A. = 2 \times \frac{0.40 \times 5.55}{2} \times 1 = 2.22 \text{ Ton.}$$

d).-Cálculo del peso de la tierra:

$$P. T. = 2 \times \frac{0.20 \times 1.80}{2} \times 1.60 = 0.58 \text{ Ton.}$$

C A R G A S			Brazo (m).	MOMENTOS	
Denomina- ción.	Verticales (Ton)	Horizontales (Ton)		x - x (Ton-m)	y - y (Ton-m)
C. M.	185.60		0.00	0.00	
C. V.	48.20		0.22	10.60	
C. I.	20.25		0.22	4.45	
P. C.		1.36	3.65		4.96
P.P.	229.50		0.00	0.00	
P. A.	2.22		0.00	0.00	
P. T.	0.58		0.00	0.00	
SUMAS	486.35	1.36		15.05	4.96

Esfuerzos:

$$f = \frac{486.35}{14.70} \pm \frac{15.05}{4.71} \times 1.00 \pm \frac{4.96}{82.20} \times 3.95$$

$$f = 33.00 \pm 3.20 \pm 0.24$$

$$f_M = 33.00 + 3.20 + 0.24 = 36.44 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_M = 3.64 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_m = 33.00 - 3.20 - 0.24 = 29.56 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_m = 2.96 \text{ kg/cm}^2.$$

Los dos esfuerzos son aceptables.

Grupo II.-Carga muerta, Carga viva, Impacto, Presión de la Corriente, Viento normal sobre la superestructura, Peso propio, Peso de la tierra, Peso del agua, y Viento normal sobre la superestructura.

a).-Cálculo del viento normal sobre la corona:

$$\text{Area} = 1.50 \times 0.60 = 0.90\text{m}^2. \text{ con un empuje de } 100\text{kg/m}^2.$$

$$V. N. S. B. = 0.90 \times 0.10 = 0.09\text{Ton}.$$

Esta fuerza está aplicada a 0.30m. abajo de la corona.

b).-Cálculo del viento normal sobre la pila:

1.-Con aguas máximas:

$$\text{Area} = \frac{1.40 \times 1.45}{2} \quad 0.40 = 0.57\text{m}^2.$$

$$\text{V.N.S.B}' = 0.57 \times 0.10 = 0.06 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza está aplicada a 0.80m. de la corona.

2.-Con aguas mínimas:

$$\text{Area} = \frac{1.80 + 1.40}{2} \quad 5.95 = 9.50 \text{ m}^2.$$

$$\text{V.N.S.B}'' = 9.50 \times 0.10 = 0.95 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza está aplicada a 3.57m. de la corona.

C A R G A S			Brazo (m.)	MOMENTOS	
Denomina ción	Verticales (ton)	Horizontales (ton)		x - x (ton.m)	y - y (ton.m)
C.M.	185.60		0.00	0.00	
C.V.	48.20		0.22	10.60	
C.I.	20.25		0.22	4.45	
P.C.		1.36	3.65		4.96
V.N.S.B.		0.09	8.05		0.72
V.N.S.B'		0.06	6.55		0.34
P.P.	229.50		0.00	0.00	
P.T.	0.58		0.00	0.00	
P.A.	2.22		0.00	0.00	
V.N.S.		17.60	9.47		166.00
SUMAS	486.35	19.11		15.05	172.02

**Esfuerzos:**

$$f = \frac{486.35}{14.70} \pm \frac{15.05}{4.71} \times 1.00 \pm \frac{172.02}{82.20} \times 3.95$$

$$f = 33.00 \pm 3.20 \pm 8.25$$

$$f_M = 33.00 + 3.20 + 8.25 = 44.45 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_M = 4.45 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_m = 33.00 - 3.20 - 8.25 = 21.55 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_m = 2.15 \text{ kg/cm}^2$$

Se aceptan los esfuerzos obtenidos.

Grupo III.-Carga muerta, Carga viva, Impacto, Presión de la corriente, Frenaje, Fricción, Viento sobre la carga viva, Viento normal sobre la superestructura, Peso propio, Peso de la tierra y Peso del agua.

C A R G A S			Brazo (m)	MOMENTOS	
Denomina- ción.	Verticales (ton)	Horizontales (ton)		x - x (ton.m)	y - y (ton.m)
C.M.	185.60		0.00	0.00	
C.V.	48.20		0.22	10.60	
C.I.	20.25		0.22	4.45	
P.C.		1.36	3.65		4.96
C.F.		2.13	8.35	17.80	
F.C.V.		5.80	8.35	48.50	
V.N.V.		6.38	12.18		77.80
V.N.S.B.		0.09	8.05		0.72
V.N.S.B!		0.06	6.55		0.34
P.P.	229.50		0.00	0.00	
V.N.S.		17.60	9.47		166.00
P.T.	0.58		0.00	0.00	
P.A.	2.22		0.00	0.00	
SUMAS	486.35	33.42		81.35	249.82

Esfuerzos:

$$f = \frac{486.35}{14.70} \pm \frac{81.35}{4.71} \times 1.00 \pm \frac{249.82}{82.20} = 3.95$$

$$f = 33.00 \pm 17.30 \pm 12.00$$

$$f_M = 33.00 + 17.30 + 12.00 = 62.30 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_M = 6.23 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_m = 33.00 - 17.30 - 12.00 = 3.70 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_m = 0.37 \text{ kg/cm}^2.$$

Los esfuerzos obtenidos son aceptables.

C).-Sección de desplante.

Propiedades geométricas.

$$\text{Area} = 27.24 \text{ m}^2.$$

$$I_x = \frac{7.80 \times 32.7}{12} + 4 \left( \frac{0.70 \times 4.1}{12} \right) = 22.16 \text{ m}^4.$$

$$I_y = \frac{3.20 \times 7.80^3}{12} + 4 \left( \frac{1.60 \times 0.70^3}{36} + \frac{1.60 \times 0.70}{2} \times 4.37^2 \right)$$

$$I_y = 169.30 \text{ m}^4.$$

$$\text{Semiperáltes } X = 4.60\text{m.} \quad ; \quad y = 1.60\text{m.}$$

Pesos: El peso propio hasta la sección intermedia es 229.50 Ton.  
Ahora obtendremos el peso de la cimentación.

Area superior	14.70 m <sup>2</sup> .
Area inferior	27.24 m <sup>2</sup> .
Area media	20.97 m <sup>2</sup> .

$$\text{Volumen} = \frac{1.30}{6} (14.70 + 27.24 + 4 \times 20.97) = 27.20 \text{ m}^3.$$

$$\text{Peso} = 27.20 \times 2.20 = 60.00 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso de la zapata} = 27.24 \times 0.60 \times 2.40 = 32.80 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso propio total} = 229.50 + 60.00 + 32.80 = 322.30 \text{ Ton.}$$

Peso de la tierra:

$$\text{Area} = \frac{3.20 + 2.00}{2} \times 0.65 = 1.69 \text{ m}^2.$$

$$\text{Volumen} = 1.69 \times 7.90 = 13.40$$

$$\text{P.T.} = 13.40 \times 1.60 \times 2 + 0.58 = 43.60\text{Ton.}$$

Cálculo de la subpresión,

Para calcular la subpresión, lo hacemos por medio de la fórmula

$$S = W A b C$$

En donde:

$$W = \text{Peso del agua} = 1 \text{ Ton/m}^3.$$

$$A = \text{Area en contacto con el terreno} = 27.24 \text{ m}^2.$$

$$h = \text{Altura del desplante hasta el nivel del agua}$$

$$C = \text{Coeficiente} = 0.60.$$

a).-Con aguas máximas:

$$S = 1.00 \times 27.24 \times 9.15 \times 0.6 = 149.50\text{Ton.}$$

Esta fuerza se supone aplicada en el baricentro de la base.

**Cálculo del viento longitudinal sobre la subestructura.**

Se supone una presión de 100 kg/m<sup>2</sup>.

a).-Con aguas máximas:

Sobre la corona:

$$\text{VLSB} = 8.00 \times 0.60 \times 0.10 = 0.48 \text{ Ton.}$$

$$\text{Brazo} = 10.15 - 0.30 = 9.85 \text{ m.}$$

Sobre el cuerpo de la pila:

$$\text{VLSB}' = 7.90 \times 0.40 \times 0.10 = 0.316 \text{ Ton.}$$

$$\text{Brazo} = 10.15 - 0.80 = 9.35 \text{ m.}$$

b).-Con aguas mínimas:

$$\text{VLSB}'' = 52.40 \times 0.10 = 5.24 \text{ Ton.}$$

$$\text{Brazo} = 6.87 \text{ m.}$$

Combinaciones de cargas para el cálculo de los esfuerzos en el desplante del cimiento de la pila.

Grupo I.-Carga muerta, Carga viva, Impacto, Subpresión, Viento longitudinal sobre la superestructura, Peso propio, Peso del agua y Peso de la tierra.

C A R G A S		Brazo (m)	MOMENTOS x - x (ton. m)
Denomina- ción	Verticales (ton)		
C.M.	185.60	0.00	0.00
C.V.	48.20	0.22	10.60
C.I.	20.25	0.22	4.45
S.	-149.50	0.00	0.00
P.P.	322.30	0.00	0.00
p.A.	2.22	0.00	0.00
P.T.	43.60	0.00	0.00
SUMAS	472.67		15.05

Esfuerzos:

$$f = \frac{472.67}{27.24} \pm \frac{15.05}{22.16} \cdot 1.60$$

$$f = 16.30 \pm 1.08$$

$$f_M = 16.30 + 1.08 = 17.38 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_M = 1.74 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_m = 16.30 - 1.08 = 15.22 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_m = 1.52 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto los esfuerzos obtenidos son aceptables.

Grupo II.-Carga muerta, Carga viva, Impacto, Subpresión, Presión de la corriente, Viento sobre la superestructura, Viento sobre la subestructura, Peso propio, Peso del agua, y Peso de la tierra.

C A R G A S Denominación	Verticales (ton)	Horizontales (ton)	Brazo (m)	MOMENTOS	
				x - x (ton.m)	y - y (ton.m)
C.M.	185.60		0.00	0.00	
C.V.	48.20		0.22	10.60	
C.I.	20.25		0.22	4.45	
S.	-149.50		0.00	0.00	
P.C.		1.36	5.45		7.42
V.N.S.		17.60	11.27		198.50
V.N.S.B.		0.09	9.85		0.89
V.N.S.B!		0.06	9.35		0.56
P.P.	322.30		0.00	0.00	
P.A.	2.22		0.00	0.00	
P.T.	43.60		0.00	0.00	
SUMAS	472.67			15.05	207.37

Esfuerzos:

$$f = \frac{472.67}{27.24} \pm \frac{15.05}{22.16} \times 1.60 \pm \frac{207.37}{169.30} \times 4.60$$

$$f = 16.30 \pm 1.08 \pm 5.63$$

$$f_M = 16.30 + 1.08 + 5.63 = 23.01 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_M = 2.30 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_m = 16.30 - 1.08 - 5.63 = 9.59 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_m = 0.96 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto los esfuerzos obtenidos son aceptables.

Grupo III.-Carga muerta, Carga viva, Impacto, Subpresión, Presión de la corriente, Frenaje, Fricción, Viento sobre la subestructura, Viento sobre la carga viva, Peso propio, Peso del agua y Peso de la tierra.

Denominación	C A R G A S		Brazo (m)	MOMENTOS	
	Verticales (ton)	Horizontales (ton)		x - x (ton.m)	y - y (ton.m)
C.M.	185.60		0.00	0.00	
C.V.	48.20		0.22	10.60	
C.I.	20.25		0.22	4.45	
S.	-149.50		0.00	0.00	
P.C.		1.36	5.45		7.42
C.F.		2.13	10.15	21.70	
F.C.V.		5.80	10.15	59.00	
V.N.S.B.		0.09	9.85		0.89
V.N.S.E.		0.06	9.35		0.56
V.N.V.		6.38	13.98		89.00
P.P.	322.30		0.00	0.00	
P.A.	2.22		0.00	0.00	
P.T.	43.60		0.00	0.00	
SUMAS	472.67			95.75	97.87

Esfuerzos:

$$f = \frac{472.67}{27.24} \pm \frac{95.57}{22.16} \times 1.60 \pm \frac{97.87}{169.30} \times 4.60$$

$$f = 16.30 \pm 4.32 \pm 2.66$$

$$f_M = 16.30 + 4.32 + 2.66 = 23.28 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_M = 2.33 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_m = 16.30 - 4.32 - 2.66 = 9.32 \text{ Ton/m}^2.$$

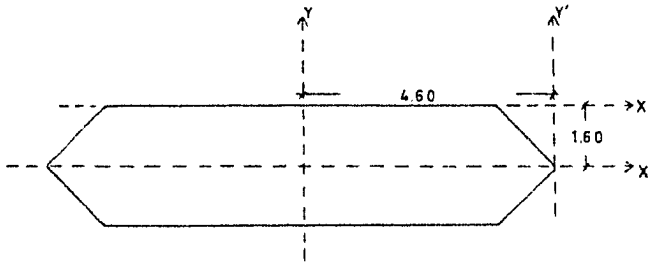
$$f_m = 0.93 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto los esfuerzos obtenidos son aceptables.

b).-Volteamiento.

a).-Transversal:

El momento volteante ( $M_V$ ) es el producido por todas las fuerzas horizontales normales al eje del puente, las que tratan de voltear la pila alrededor del eje  $y' - y'$



El momento estabilizante ( $M_e$ ) es el producido por todas las fuerzas verticales alrededor del eje  $y' - y'$ .

Todas las fuerzas verticales son simétricas con respecto al eje  $y - y$  y por lo que su momento que es el estabilizante vale:

$$M_e = 472.67 \times 4.60 = 2175 \text{ Ton-m.}$$

Y el momento volteante vale:

Fuerza	Magnitud	M <sub>v</sub>
P.C.	1.36	7.42
V.N.S.	17.60	198.50
V.N.V.	6.38	89.00
V.N.S.B.	0.09	0.99
V.N.S.B!	0.06	0.56
SUMAS	25.49	296.37

El coeficiente de volteamiento será:

$$C_v = \frac{2175}{296.37} = 7.33$$

Como este coeficiente es mayor que 2, estamos dentro de la seguridad.

b).-Longitudinal:

Cálculo del momento estabilizante M<sub>e</sub>

FUERZAS		Brazo (m)	M <sub>e</sub> (ton-m)
Denominación	Valor (ton)		
C.M.	185.60	1.60	296.00
C.V.	48.20	1.38	66.50
C.I.	20.25	1.38	28.00
S.	-149.50	1.60	-239.00
P.P.	322.30	1.60	516.00
P.A.	2.22	1.60	3.55
P.T.	43.60	1.60	69.90
SUMAS	472.67		740.95

Cálculo del momento volteante  $M_v$

FUERZAS		Brazo (m)	$M_v$ (ton-m)
Denominación	Valor (ton)		
C.V.	2.13	10.15	21.70
F.C.V.	5.80	10.15	59.00
V.L.S.B.	0.48	9.85	4.72
V.L.S.B*	5.24	6.87	36.00
V.L.S.	8.80	10.15	92.30
SUMAS	22.45		213.72

El coeficiente de volteamiento será:

$$C_v = \frac{740.95}{213.72} = 3.47$$

Se aconseja que el coeficiente de seguridad contra el volteamiento sea, como mínimo de 1.5 a 2.0. Por lo tanto se ve que la pila está asegurada contra el vuelco.

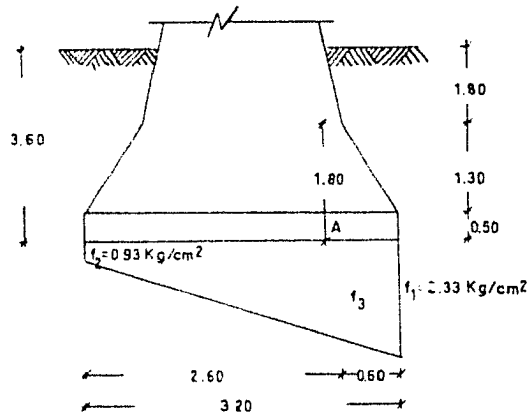
E).-Deslizamiento.

El coeficiente de rozamiento entre la zapata y la arcilla es de 0.33. Por lo tanto el coeficiente de seguridad de la pila contra el deslizamiento es:

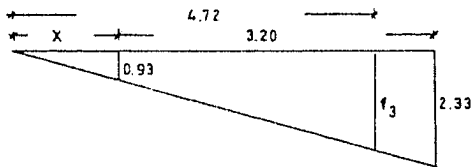
$$C_D = \frac{472.67}{25.49} \times 0.33 = 6.10$$

Como el valor mínimo aconsejable es de 2, vemos que también contra el deslizamiento está asegurada la pila.

f). - Verificación del escalón.



Cálculo de  $f_3$



$$\frac{2.33}{3.20 + x} = \frac{0.93}{x}$$

$$\frac{f_3}{4.72} = \frac{2.33}{5.32}$$

$$2.33 x = 2.98 + 0.93 x$$

$$f_3 = \frac{4.72 \times 2.33}{5.32}$$

$$1.40 x = 2.98$$

$$f_3 = 2.07 \text{ kg/cm}^2.$$

$$x = 2.12 \text{ m.}$$

Reacción del terreno: Considerando una faja de 1cm. de ancho normal al papel tendremos:

$$R = \frac{2.33 + 2.07}{2} \times 60 \times 1 = 132 \text{ kg.}$$

El brazo de palanca con respecto al punto A será:

$$\frac{60}{3} \times \frac{2 \times 2.33 + 2.07}{2.33 + 2.07} = 20 \times \frac{4.66 + 2.07}{4.40} = 20 \times \frac{6.73}{4.40}$$

$$\text{Brazo} = 30.7 \text{ cm.}$$

$$\text{Momento} = 132 \times 30.7 = 4050 \text{ kg-cm.}$$

Peso del escalón:

$$\frac{0.50 + 1.80}{2} \times 0.60 \times 0.01 \times 2200 = 15.2 \text{ kg.}$$

$$\text{Brazo} = \frac{60}{3} \times \frac{2 \times 50 + 180}{50 + 180} = 20 \times \frac{100 + 180}{230} = 24.3 \text{ cm.}$$

$$\text{Momento} = 15.2 \times 24.3 = 370 \text{ kg-cm.}$$

Peso de la tierra:

$$\frac{1.80 + 3.10}{2} \times 0.60 \times 0.01 \times 1600 = 23.5 \text{ kg.}$$

$$\text{Brazo} = \frac{60}{3} \times \frac{2 \times 310 + 180}{490} = 32.7 \text{ cm.}$$

$$\text{Momento} = 23.5 \times 32.7 = 768 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{Reacción neta} = 132.00 - 15.20 - 23.50 = 93.30 \text{ kg.}$$

$$\text{Suma de momentos} = 4050 - 370 - 768 = 2912 \text{ kg-cm.}$$

Esfuerzo cortante:

$$v = 1.5 \frac{93.30}{180} = 0.78 \text{ kg/cm}^2.$$

Tensión por flexión:

$$f = \frac{Mx}{Ix} \quad y = \frac{Mx}{Sx}$$

$$S_x = \frac{Ix}{y} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \times 180^2}{6}$$

$$f = \frac{2912 \times 6}{180^2} = 0.55 \text{ kg/cm}^2.$$

Ambos esfuerzos son admisibles para la mampostería.

## CAPITULO V

### CALCULO DE LOS ESTRIBOS 1 Y 4

Los estribos serán de mampostería de 3a. clase juntoada con mortero de cemento en proporción 1:5, con una corona de concreto  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y están apoyados en un suelo que tiene  $2.5 \text{ kg/cm}^2$  como fatiga para proyecto.

Los esfuerzos de trabajo admisibles para la subcorona y la sección intermedia son:

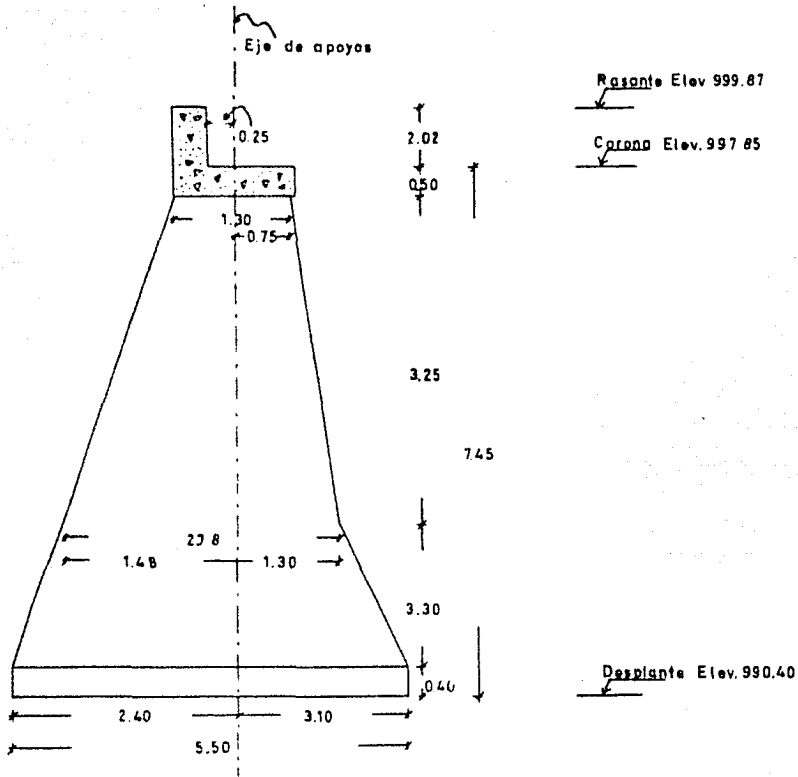
Compresión	9.0 $\text{kg/cm}^2$ .
Tensión	0.8 $\text{kg/cm}^2$ .
Esfuerzo cortante	2.0 $\text{kg/cm}^2$ .

#### Dimensiones supuestas:

Ancho de la corona	1.35 m.
Vuelo de la corona	0.05 m.
Ancho de la subcorona	1.30 m.
Altura del cuerpo del estribo	6.95 m.
Ancho de la base del cuerpo	5.50 m.
Longitud de la subcorona	7.70 m.

#### Elevaciones:

Elevación de la rasante en el eje del estribo.	999.87m.
Distancia de la rasante a la corona.	2.02 m.
Elevación de la corona	997.85 m.
Elevación del desplante	990.40 m.
Altura total del estribo	7.45 m.
Espacio libre vertical	0.80 m.



Cargas para el estribo.

1).-Carga muerta:

Del cálculo de las nervaduras.

$$C_M = 2 \times 46.40 = 92.80 \text{ Ton.}$$

2).-Carga viva:

Del cálculo de las nervaduras. Con un solo tramo cargado y dos bandas de circulación.

$$C_V = 2 \times 21.20 = 42.40 \text{ Ton.}$$

3).-Impacto y Excentricidad:

$$C_I = 42.40 \times 0.42 = 17.80 \text{ Ton.}$$

4).-Frenaje:

Se toma el 5% de la carga viva por banda de circulación debiendo usar la carga de línea, tomando la carga concentrada para momento.

$$C_f = 2.13 \text{ Ton. Se considera actuando en la corona.}$$

5).-Viento normal a la superestructura:

$$V_{ns} = 17.60 \text{ Ton. Esta fuerza se considera aplicada a 1.12m. de la corona.}$$

6).-Fricción sin carga viva:

$$F_{scv} = 5.80 \text{ Ton. Aplicada en la corona.}$$

7).-Viento normal sobre la carga viva:

$$V_{nv} = 0.149 \times 21.33 = 3.19 \text{ Ton. Aplicada a 3.83m. sobre la corona.}$$

8).-Viento longitudinal sobre la superestructura:

$$V_{ls} = 8.80 \text{ Ton. Aplicada en la corona.}$$

9).-Viento longitudinal sobre la carga viva:

$$U_{Lcv} = 3.19 \times 0.25 = 0.80 \text{ Ton. Aplicada en la corona.}$$

10).-Empuje de tierra:

$$E.T. = \frac{W h^2}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} \quad \varphi = \text{ángulo de reposo del material.}$$

$$\text{si } \varphi = 37^\circ \quad E.T. = 0.124 W h^2 \text{ actuando a } 1/3 \text{ de } \underline{h} \text{ medido desde la base.}$$

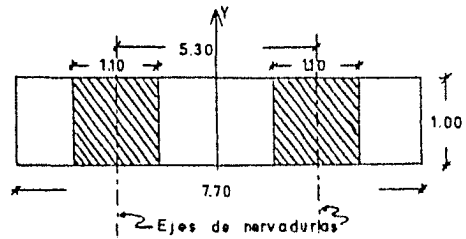
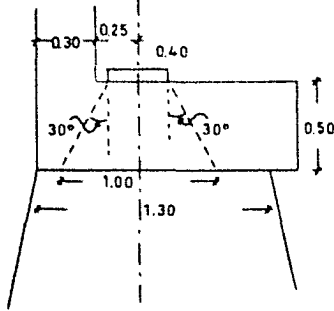
#### Análisis de secciones.

Se analizarán las siguientes secciones:

- I.-SUBCORONA
- II.-A 3.25m. ABAJO DE LA SUBCORONA
- III.-DESPLANTE DEL ESTRIBO
- IV.-VERIFICACION DEL ESCALON

I.-REVISION DE LA SUBCORONA:

Suponiendo que las fuerzas en el concreto se transmiten desviándose de la vertical aproximadamente  $30^\circ$ .



El área de transmisión de carga vale:

$$1.10 \times 1.00 \times 2 = 2.20 \text{ m}^2.$$

El peso de la corona en el área de transmisión será:

$$\text{P.C.} = 2.20 \times 0.50 \times 2.4 = 2.64 \text{ Ton.}$$

Si el peso volumático de la tierra es  $1.60 \text{ Ton/m}^3$  el empuje de tierras vale:

$$\text{E.T.} = 0.124 \times 1.60 \times 2.52^2 \times 7.70 = 9.70 \text{ Ton.}$$

$$\text{Brazo} = \frac{2.52}{3} = 0.84 \text{ m.}$$

Resumen de cargas:

C A R G A S (ton)			Brazo (m)	MOMENTOS (ton-m)	
Denominación	Verticales	Horizontales		Vertical	Horizontal
C. M.	92.80		0.75	69.60	
C.V.	42.40		0.75	31.80	
I.	17.80		0.75	13.35	
P.C.	2.64		0.65	1.72	
C.F.		2.13	0.50		1.06
P <sub>scv</sub>		5.80	0.50		2.90
V <sub>Le</sub>		8.80	0.50		4.40
V <sub>Lcv</sub>		0.80	0.50		0.40
E.T.		9.70	0.84		8.14
SUMAS	155.64	27.23		116.47	16.90

Combinaciones de cargas:

a). -Carga muerta, Carga viva, Impacto, Peso de la corona y Empuje de tierras.

$$\sum f_v = 155.64 \text{ Ton.} \quad \sum M_v = 116.47 \text{ Ton. m.}$$

$$\sum f_H = 9.70 \text{ Ton.} \quad \sum M_H = 8.14 \text{ Ton. m.}$$

1.-Por deslizamiento:

$$D = \frac{\sum f_v}{\sum f_H} u > 2$$

u = coeficiente de fricción entre concreto y mampostería = 0.6.

$$D = \frac{155.64}{9.70} \cdot 0.6 = 9.6 > 2$$

2.-Por volteamiento:

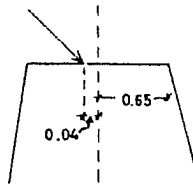
$$V = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} > 2$$

$$V = \frac{116.47}{8.14} = 14.3 > 2$$

### 3.-Esfuerzos:

$$\text{excentricidad } e = \frac{1.30}{2} - \frac{116.47 - 8.14}{155.64}$$

$$e = 0.65 - 0.69 = - 0.04$$



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

$$f = \frac{155.64}{2.20} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.04}{1.00} \right) = 70.4 ( 1 \pm 0.24 )$$

$$f_{\max} = 70.4 \times 1.24 = 87.5 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\max} = 8.75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{\min} = 70.4 \times 0.76 = 53.5 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\min} = 5.35 \text{ kg/cm}^2.$$

b).-Carga muerta, Carga viva, Impacto, Peso de la corona, Frenaje, Fricción sin carga viva, Viento longitudinal sobre al superestructura y Viento longitudinal sobre la carga viva.

$$\sum f_v = 155.64 \text{ Ton.} \quad \sum M_v = 46.47 \text{ Ton. m.}$$

$$\sum f_H = 27.23 \text{ Ton.} \quad \sum M_H = 16.90 \text{ Ton. m.}$$

1.-Por deslizamiento:

$$D = \frac{155.64}{27.23} \times 0.6 = 3.42 > 2$$

2.-Por volteamiento:

$$V = \frac{46.47}{16.90} \times 2.75 > 2$$

3.-Esfuerzos:

$$e = \frac{1.30}{2} - \frac{116.47 - 16.90}{155.64} = 0.65 - 0.64 = 0.01$$

$$f = \frac{155.64}{2.20} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.01}{1.00} \right) = 70.4 \left( 1 \pm 0.06 \right)$$

$$f_{\max} = 70.4 \times 1.06 = 74.8 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\max} = 7.48 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{\min} = 70.4 \times 0.94 = 66 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\min} = 6.60 \text{ kg/cm}^2.$$

Con las condiciones de carga b).-los esfuerzos permisibles son de 125% de los ordinarios.

Como los esfuerzos a los que está sujeta esta sección son menores que los permisibles se acepta la sección propuesta.

## II.-REVISION DE LA SECCION A 3.25M. ABAJO DE LA SUBCORONA:

Se supone que la concentración de fuerzas se reparte uniforme en todo el cuerpo del estribo y hacia abajo del mismo con respecto a la vertical en  $15^\circ$ .

La longitud de distribución vale:

$$L = 7.70 + 2 v \tan 15^\circ = 7.70 + 2 \times 0.80 \times 0.268 = 8.13\text{m}.$$

$$v = 1.30 - 0.50 = 0.80\text{m}.$$

El ancho de la sección es : 2.78m.

Tomando una faja de 1.00m. de ancho, el área de la sección es:  $2.78\text{m}^2$ .

$$C. M. = \frac{92.80}{8.13} = 11.40 \text{ Ton.}$$

$$C. V. = \frac{42.40}{8.13} = 5.20 \text{ Ton.}$$

$$P. C. = (1.40 \times 0.50 + 2.02 \times 0.30) 1.00 \times 2.4 = 3.12 \text{ Ton.}$$

$$P.P.E. = \frac{1.30 + 2.78}{2} \times 3.25 \times 1.00 \times 2.2 = 14.60 \text{ Ton.}$$

$$P. T. = \frac{2.62 + 5.77}{2} \times 0.92 \times 1.00 \times 1.6 = 6.00 \text{ ton.}$$

$$C_F = \frac{2.13}{8.13} = 0.26 \text{ Ton.}$$

$$F_{scv} = \frac{5.80}{8.13} = 0.71 \text{ Ton.}$$

$$V_{Ls} = \frac{8.80}{8.13} = 1.08 \text{ Ton.}$$

$$V_{Lcv} = \frac{0.80}{8.13} = 0.10 \text{ Ton.}$$

$$E. T. = 0.124 \times 1.60 \times 5.77^2 = 6.60 \text{ Ton.}$$

$$\text{Punto de aplicación} = \frac{5.77}{3} = 1.59 \text{ m.}$$

Resumen de cargas.

C A R G A S (ton)			Brazo (m)	MOMENTOS (ton. m)	
Denominación	Verticales	Horizontales		Verticales	Horizontales
C.M.	11.40		1.30	14.80	
C.V.	5.20		1.30	6.75	
P.C.	3.12		1.20	3.75	
P.P.E.	14.60		1.39	20.30	
P.T.	6.00		2.38	14.30	
Cf		0.26	3.75		0.98
F <sub>scv</sub>		0.71	3.75		2.66
V <sub>ls</sub>		1.08	3.75		4.05
V <sub>lcv</sub>		0.10	3.75		0.38
E.T.		6.60	1.59		10.50
SUMAS	40.32	8.75		59.90	18.57

Combinaciones de cargas;

a).-Carga muerta, carga viva, peso propio, peso y empuje de tierras.

$$\sum f_v = 40.32 \text{ Ton.} \quad \sum M_v = 59.90 \text{ Ton.m.}$$

$$\sum f_H = 6.60 \text{ Ton.} \quad \sum M_H = 10.50 \text{ Ton.m.}$$

1.-Por deslizamiento.

$$D = \frac{40.32}{6.60} \quad 0.6 = 3.66 > 2$$

2.-Por volteamiento.

$$V = \frac{59.90}{10.50} = 5.70 > 2$$

### 3.-Esfuerzos.

$$\text{Excentricidad } e = \frac{2.78}{2} - \frac{59.90 - 10.50}{40.32} = 1.39 - 1.22 = 0.17\text{m.}$$

$$f = \frac{40.32}{2.78} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.17}{2.78} \right) = 14.50 \left( 1 \pm 0.367 \right)$$

$$f_{\max} = 14.50 \times 1.367 = 19.85 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\max} = 1.98 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Compresión).}$$

$$f_{\min} = 14.50 \times 0.633 = 9.20 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\min} = 0.92 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Compresión).}$$

b).-Carga muerta, carga viva, peso propio, peso y empuje de tierras, fricción, frenaje, viento longitudinal sobre la superestructura y la carga viva.

$$\sum f_v = 40.32 \text{ Ton.} \quad \sum M_v = 59.90 \text{ Ton. m.}$$

$$\sum f_H = 8.75 \text{ Ton.} \quad \sum M_H = 18.57 \text{ Ton. m.}$$

1.-Por deslizamiento:

$$D = \frac{40.32}{8.75} \quad 0.6 = 2.77 > 2$$

2.-Por volteamiento:

$$v = \frac{59.90}{18.57} = 3.22 > 2$$

### 3.-Esfuerzos:

$$\text{Excentricidad } e = \frac{2,78}{2} - \frac{59,90 - 18,57}{40,32}$$

$$e = 1,39 - \frac{41,33}{40,32} = 1,39 - 1,12 = 0,27 \text{ m.}$$

$$f = \frac{40,32}{2,78} \left( 1 \pm 6 \frac{0,27}{2,78} \right) = 14,50 \left( 1 \pm 0,583 \right)$$

$$f_{\max} = 14,50 \times 1,583 = 23,00 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\max} = 2,30 \text{ kg/cm}^2. \text{ (compresión)}$$

$$f_{\min} = 14,50 \times 0,417 = 6,00 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\min} = 0,60 \text{ kg/cm}^2. \text{ (compresión)}$$

### III.-REVISION DE LA SECCION DE DESPLANTE:

La longitud de distribución vale:

$$L = 7,70 + 2v \tan 15^\circ = 7,70 + 2 \times 2,60 \times 0,268$$

$$v = 3,10 - 0,50 = 2,60$$

$$L = 7,70 + 1,40 = 9,10 \text{ m.}$$

El ancho de la sección es 5,50m.

El área vale:  $A = 5,50 \text{ m}^2.$

$$C.M. = \frac{92.80}{9.10} = 10.20 \text{ Ton.}$$

$$C.V. = \frac{42.40}{9.10} = 4.65 \text{ Ton.}$$

$$P.C. = 3.12 \text{ Ton.}$$

$$P.P.E_a = 14.60 \text{ Ton.}$$

$$P.P.E_b = \frac{2.78 + 5.50}{2} \quad 3.30 \times 1.00 \times 2.2 = 30.00 \text{ Ton.}$$

$$P.P.E_c = 5.50 \times 0.40 \times 1.00 \times 2.20 = 4.84 \text{ Ton.}$$

$$P.T. = \frac{2.52 + 9.47}{2} \quad 1.85 \times 1.00 \times 1.6 = 17.80 \text{ Ton.}$$

$$C_f = \frac{2.13}{9.10} = 0.24 \text{ Ton.}$$

$$P_{scv} = \frac{5.80}{9.10} = 0.64 \text{ Ton.}$$

$$V_{Ls} = \frac{8.80}{9.10} = 0.97 \text{ Ton.}$$

$$V_{Lcv} = \frac{0.80}{9.10} = 0.09$$

$$E. T. = 0.124 \times 1.6 \times 9.47 = 18.80 \text{ Ton.}$$

$$\text{Punto de aplicación} = \frac{9.47}{3} = 3.15 \text{ m.}$$

Resumen de Cargas.

C A R G A S (ton)			Brazo (m)	MOMENTOS (ton.m)	
Denominación	Verticales	Horizontales		Verticales	Horizontales
C.M.	10.20		3.10	31.60	
C.V.	4.65		3.10	14.40	
P.C.	3.12		2.95	9.20	
P.P.E <sub>a</sub>	14.00		3.19	46.70	
P.P.E <sub>b</sub>	30.00		2.95	88.50	
P.P.E <sub>c</sub>	4.84		2.75	13.30	
P.T.	17.80		4.78	85.00	
C.F.		0.24	7.45		1.80
P <sub>scv</sub>		0.64	7.45		4.76
V <sub>ls</sub>		0.97	7.45		7.21
V <sub>lcv</sub>		0.09	7.45		0.67
E.T.		18.80	3.15		59.10
SUMAS	85.21	20.74		288.70	73.54

Combinaciones de cargas:

a).-Carga muerta, carga viva, peso propio, peso y empuje de tierras,

$$\sum f_v = 85.21 \text{ Ton.} \quad \sum M_v = 288.70 \text{ Ton. m.}$$

$$\sum f_H = 18.80 \text{ Ton.} \quad \sum M_H = 59.10 \text{ Ton. m.}$$

1.-Por deslizamiento:

$$D = \frac{85.21}{18.80} \cdot 0.6 = 2.72 > 2$$

2.-Por volteamiento:

$$V = \frac{288.70}{59.10} = 4.88 > 2$$

3.-Esfuerzos:

$$\text{Excentricidad} = e = \frac{5.50}{2} - \frac{288.70 - 59.10}{85.21}$$

$$e = 2.75 - \frac{229.60}{85.21} = 2.75 - 2.68 = 0.07$$

$$f = \frac{85.21}{5.50} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.07}{5.50} \right) = 15.50 \left( 1 \pm 0.076 \right)$$

$$f_{\max} = 15.50 \times 1.076 = 16.70 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\max} = 1.67 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Compresión)}$$

$$f_{\min} = 15.50 \times 0.924 = 14.35 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\min} = 1.435 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Compresión)}$$

b).-Carga muerta, Carga viva, peso propio, peso y empuje de tierras, fricción, frenaje, viento longitudinal sobre la superestructura y sobre la carga viva.

$$\sum f_v = 85.21 \text{ Ton.} \quad \sum M_v = 288.70 \text{ Ton. m.}$$

$$\sum f_H = 20.74 \text{ Ton.} \quad \sum M_H = 73.54 \text{ Ton. m.}$$

1.-Por deslizamiento:

$$D = \frac{85.21}{20.74} \cdot 0.6 = 2.47 > 2$$

2.-Por volteamiento:

$$V = \frac{288.70}{73.54} = 3.93 > 2$$

3.-Esfuerzos:

$$\text{Excentricidad} = e = \frac{5.50}{2} - \frac{288.70 - 73.54}{85.21}$$

$$e = 2.75 - \frac{215.16}{85.21} = 2.75 - 2.52 = 0.23$$

$$f = \frac{85.21}{5.50} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.23}{5.50} \right) = 15.50 \quad (1 \pm 0.25)$$

$$f_{\max} = 15.50 \times 1.25 = 19.40 \text{ Ton/m}^2.$$

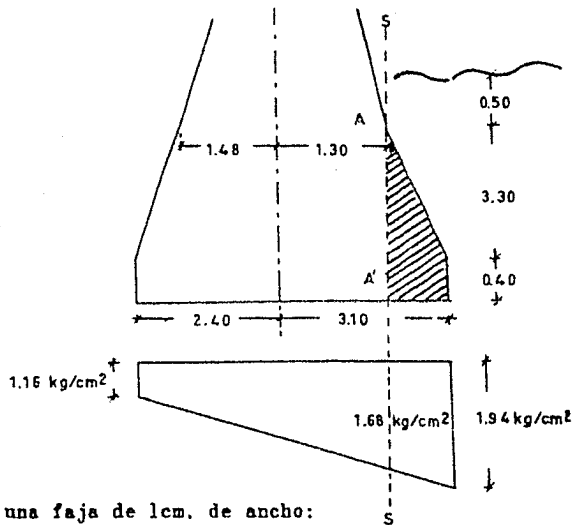
$$f_{\max} = 1.94 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Compresión)}$$

$$f_{\min} = 15.50 \times 0.75 = 11.60 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\min} = 1.16 \text{ kg/cm}^2. \text{ (Compresión)}$$

Como los esfuerzos obtenidos con las diferentes combinaciones de cargas son menores que los esfuerzos permisi-  
bles se acepta la sección.

IV.-REVISION DEL ESCALON (SECCION S-S).



Tomando una faja de 1cm. de ancho:

1.-Reacción del terreno.

$$\frac{1.94 + 1.68}{2} \cdot 1.80 \times 1 = 326 \text{ kg.}$$

Brazo respecto a A - A'

$$\frac{180}{3} \cdot \frac{2 \times 1.94 + 1.68}{1.94 + 1.68} = 60 \quad \frac{3.88 + 1.68}{3.62} = 60 \quad \frac{5.56}{3.62} = 92 \text{ cm.}$$

Momento  $326 \times 92 = 30,000 \text{ kg/cm.}$

2.-Peso de la tierra.

$$\frac{0.50 + 3.80}{2} \cdot 1.80 \times 0.01 \times 1600 = 62 \text{ kg.}$$

Brazo respecto a A - A'

$$\frac{180}{3} \frac{2 \times 3.80 + 0.50}{3.80 + 0.50} = 60 \frac{7.60 + 0.50}{4.30} = 60 \frac{8.10}{4.30} = 113 \text{ cm.}$$

Momento  $62 \times 113 = 7,010 \text{ kg. cm.}$

3.-Peso de la zona sombreada.

$$\frac{3.70 + 0.40}{2} 1.80 \times 0.01 \times 2200 = 81.00 \text{ kg.}$$

Brazo respecto a A-A'

$$\frac{180}{3} \frac{2 \times 40 + 3.70}{40 + 370} = 60 \frac{80 + 370}{410} = 60 \frac{450}{410} = 68 \text{ cm.}$$

Momento  $81.10 \times 68 = 5,500 \text{ kg-cm.}$

Reacción neta =  $326 - 62 - 81 = 183 \text{ kg.}$

Momento resultante =  $30,000 - 7,010 - 5,500 = 17,490 \text{ kg-cm.}$

Esfuerzo de tensión por flexión

$$f = \frac{6 \times 17,490}{1 \times 370^2} = 0.77 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo cortante.

$$v = \frac{1.5 \times 183}{370} = 0.74 \text{ kg/cm}^2.$$

CONCLUSION.-Como en todas las secciones que se analizaron, tanto los esfuerzos como sus coeficientes de seguridad al Deslizamiento y Volteamiento resultaron satisfactorios, podemos aceptar el estribo propuesto al comenzar este estudio.

Para repartir las cargas de la superestructura en toda la sub-corona se reforzará con acero el 0.25% de su sección transversal en cada lecho.

$A_s = 50 \times 1.40 \times 0.0025 = 17.5\text{cm}^2$ . por lecho; este refuerzo irá en el sentido normal al eje del camino y queda cubierto con 6 varillas de 3/4". En el sentido del eje del camino se pondrán estribos de 1/2" a cada 40cm. que amarren al refuerzo principal.

## CAPITULO VI

### PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION, PROGRAMA Y PRESUPUESTO DEFINITIVO DE LA OBRA.

#### 1.-PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

##### a).-GENERALIDADES.

El eje del puente debe estar referido a monumentos de concreto, tanto en localización como a nivel; estos monumentos debidamente identificados se construirán en ambas márgenes del río para poder relocalizar el eje del puente en cualquier momento que sea necesario. Las distancias entre los monumentos se deberá medir con la mayor precisión posible por medio del método topográfico que se elija y apoyandose en los mismos se fijará la posición exacta de las pilas y estribos.

Los materiales necesarios para la construcción del puente se recibirán y almacenarán en el sitio designado y el lugar donde se almacenen se conservará limpio y drenado, colocando dichos materiales sobre travesaños de madera para evitar el contacto directo con el suelo.

Se revisarán y se confrontarán todos los materiales recibidos y se dará aviso inmediato de cualquier faltante o daño en dicho material. Todos los materiales se muestrearán y aceptarán por la Dirección General de Proyectos y Laboratorios de la S.O.P. y en ningún caso se utilizará el material que no haya sido aceptado por la citada dependencia oficial. Se tomarán las precauciones necesarias para que el material después de recibido y aceptado no sufra pérdidas ni deterioros.

##### b).-CONSTRUCCION DE LA SUBESTRUCTURA.

###### 1.-Excavaciones.

Después de haber fijado la posición exacta de las pilas y los estribos se llevará a cabo la excavación, la cual de ser posible se hará con maquinaria, en seco si se trabaja en estiaje, dándole a los

taludes una inclinación de 1/4 : 1. En donde no se dejen taludes se ademarará la excavación para profundidades mayores de 0.50m.

## 2.-Plantilla.

Una vez terminadas las excavaciones se nivelará la superficie del terreno y se construirá una plantilla de concreto pobre de 5cm. de espesor para poder desplantar los estribos y las pilas.

## 3.-Mampostería.

El cuerpo de las pilas y estribos se hará con mampostería de piedra de 3a. clase, juntada con mortero de cemento - arena en proporción 1 : 5. La piedra tendrá las siguientes resistencias mínimas.

Compresión	9 kg/cm <sup>2</sup> .
Tensión	2 kg/cm <sup>2</sup> .

## 4.-Rellenos.

Entre el respaldo de los estribos y el relleno se pondrá una capa de piedra quebrada o de grava de 25cm. de espesor que se colocará a medida que avance la construcción de las capas del relleno. El relleno de las excavaciones y el terraplén del respaldo de los estribos, se construirán por capas horizontales no mayores de 30cm. de espesor y compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo según especificaciones de la D.G.P.L. de la Secretarí de Obras Públicas. Se dejarán pasar por lo menos cinco días entre la conclusión de una capa del estribo y la iniciación del relleno correspondiente.

## 5.-Drenes.

Los drenes que se usarán para los estribos, serán de tubo de barro o de concreto de 10cm. de diámetro. La longitud de cada alero se fijará de modo que el coronamiento de su extremo quede al nivel del terreno natural ó un metro arriba.

#### 6.-Remates.

En el coronamiento de los aleros se hará un chapeo con mortero de cemento en proporción 1 : 3.

Al colar las coronas se dejarán cajas de 20cm. por 10cm. por - 20cm. para alojar los pernos de anclaje de los apoyos de la superestructura. Terminada la construcción de los estribos y pilas se procederá a la colocación de los apoyos con la mayor precisión posible.

#### 7.-Apoyos.

Las placas de apoyo se colocarán a nivel, en su posición exacta y tendrán un contacto completo y uniforme sobre las coronas. La colocación de los apoyos se hará de acuerdo con los detalles indicados en los planos. Los pernos se fijarán en los agujeros con mortero fluido de cemento Portland llenando completamente los huecos.

El acero para los apoyos será de grado estructural, según especificaciones A7 - 49T.

#### c).-CONSTRUCCION DE LA SUPERESTRUCTURA.

##### 1.-Cimbra.

La madera de contacto será de duela cepillada con espesor no menor de 1 1/2" y se limpiará y barnizará con una capa de aceite antes de cada colado. Los moldes o formas deberán ajustarse a la configuración, - líneas, elevación y dimensiones que vaya a tener el concreto, según lo indican los planos respectivos.

La cimbra estará lo suficientemente troquelada de manera que no - pueda ocasionar deformaciones apreciables.

Salvo indicación contraria en los planos se darán contra flechas de 1/400 del claro.

Para descimbrar los elementos de concreto se respetarán los siguientes plazos mínimos.

	Cemento Normal	Cemento rápido
Costados de trabes, diafragmas y coronas.	48 horas	24 horas
Losas y fondos de trabes	12 días	6 días
Voladizos	18 días	9 días

## 2.-Armado.

Terminada la cimbra, se procederá a la colocación de las varillas para el armado de los diferentes elementos de concreto; los empalmes del armado podrán hacerse con soldadura a tope o traslapando las varillas; excepto en las del refuerzo longitudinal de las nervaduras, las cuales irán siempre soldadas.

Se admitirán en una misma sección hasta tres uniones soldadas y no más de dos por lecho.

Las varillas se fijarán en su debida posición por medio de amarres, puntos de soldadura o silletas de madera, concreto o metal.

Todo el acero de refuerzo será redondo, corrugado y de grado estructural  $f_y = 1265 \text{ kg/cm}^2$ .

Los dobleses se harán en frío alrededor de un perno con diámetro no menor que 12 veces el de la varilla.

## 3.-Concreto.

Antes de iniciar un colado, se deberá limpiar perfectamente la cimbra y se tapanán todas las uniones que hayan quedado separadas, además se revisará la correcta colocación de la cimbra y el acero de refuerzo.

Todo el concreto usado se preparara en la obra por medio de revoladora mecánica y se dosificará para las resistencias indicadas en los planos constructivos. En ellos  $f_c$  se refiere a la resistencia en compresión directa a los 28 días de cilindros standard de 15 x 30cm. para elementos calados con cemento normal pero cuando se emplea cemento rápido ó

acelerantes de fraguado estas resistencias deben alcanzarse a los 14 días.

Para la dosificación del concreto también se tomará en cuenta que el revenimiento será de 5 a 6 cm. si se usa vibrador y de 10 a 12 si no se usa; el tamaño máximo del agregado será 1 1/2".

Para el control del concreto, se permitirá al laboratorio de campo sacar las pruebas de revenimiento de las distintas bachas, así como cilindros de prueba, los cuales se probarán a los 7, 14 y 28 días de haberse colado.

Para el vibrado de todo el concreto se usará vibrador con cabeza y dimensiones adecuadas para que pueda penetrar hasta el fondo de todos los elementos. El vibrador se introducirá vertical y lentamente hasta el fondo del miembro; permaneciendo en el fondo durante 5 seg. y será extraído lentamente a intervalos de 50cm.

No se permitirá el exceso de vibrado que produzca la segregación del concreto.

Las nervaduras, losas y diafragmas para un mismo tramo se colara en una sola operación sin dejar juntas de construcción, a las 24 horas como máximo deberá empezarse el curado del concreto.

Después de la terminación y antes de la aceptación final de la obra, se quitará toda la obra falsa, los materiales de desecho, basura y cualquier construcción provisional; reponiendo o renovando en forma aceptable las propiedades tanto públicas como privadas que hayan sido perjudicadas durante la ejecución de los trabajos.

El puente y los terraplenes de acceso se dejarán limpios y en condiciones presentables.

El puente podrá abrirse al tránsito a los 28 días como mínimo - después del último colado.

- PRESUPUESTO DEFINITIVO DEL PUENTE -

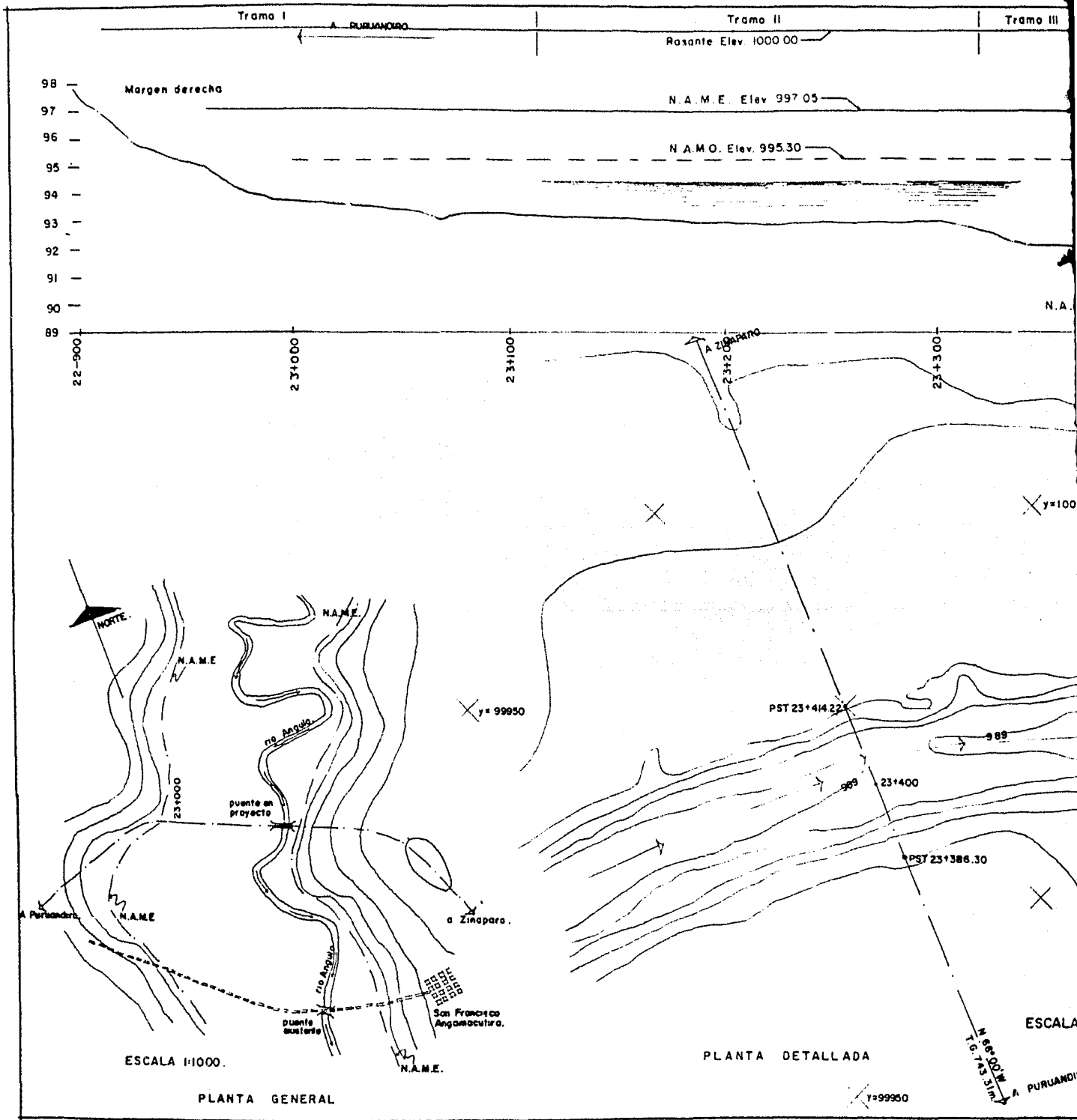
Concepto	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Importe
<u>I.-SUBESTRUCTURA.</u>				
1.-Ademes	310.00	M <sup>2</sup>	26.00	8,060.00
2.-Excavaciones	1,318.00	M <sup>3</sup>	10.80	14,234.40
3.-Plantilla	239.00	M <sup>2</sup>	19.00	4,541.00
4.-Rellenos compactados	262.00	M <sup>3</sup>	8.00	2,096.00
5.-Mampostería de 3a.	1,012.00	M <sup>3</sup>	156.00	157,872.00
6.-Concreto f'f=210 kg/cm <sup>2</sup> . en coronas.	21.20	M <sup>3</sup>	473.00	10,027.60
7.-Acero de refuerzo en coronas	1.41	Ton.	2,480.00	3,496.80
8.-Drenas.	10	Pza.	28.00	280.00
				<hr/>
				SUMA PARCIAL \$ 200,607.80
 <u>II.-SUPERESTRUCTURA.</u>				
1.-Concreto f'f=210 kg/cm <sup>2</sup> . en losas.	197.00	M <sup>3</sup>	749.00	147,553.00
2.-Acero de refuerzo	48.80	Ton.	2,480.00	115,568.00
3.-Plomo en apoyos.	395.00	Kg.	7.20	2,844.00
4.-Placas y pernos en apoyos	0.46	Ton.	7,100.00	3,266.00
5.-Parapetos.	9.50	M <sup>3</sup>	1,225.00	11,637.50
				<hr/>
				SUMA PARCIAL \$ 280,868.50
				SUMA TOTAL \$ 481,476.30
				Ingeniería y Administración 25% 120,369.08
				UTILIDAD 10% 48,147.63
				<hr/>
				IMPORTE TOTAL \$ 649,993.01

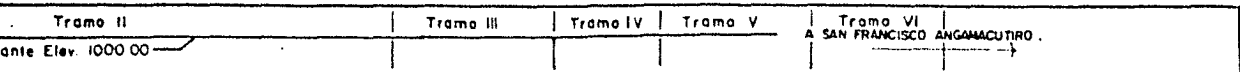
Costo por metro lineal de puente \$ 10,016.00/M.

PROGRAMA GENERAL DE LA OBRA.

CONCEPTO	S E M A N A S																								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
1.-Preparación de accesos																									
2.-Constr. de campamento																									
3.-Trazo y limpia del terreno																									
4.-Excavaciones de Estr No.1 y pila No. 2																									
5.-Habilitado de fierro 1er. tramo																									
6.-Construcción de Estribo No. 1																									
7.-Construcción de Pila No. 2																									
8.-Cimbra de 1er. tramo																									
9.-Coronas de Estr. No. 1 y Pila No. 2																									
10.-Armado del 1er. tramo																									
11.-Excavaciones de Pila No. 3																									
12.-Habilitado de fierro 2o. tramo																									
13.-Colado de 1er. tramo																									
14.-Construcción de Pila No. 3																									
15.-Cimbra de 2o. tramo																									
16.-Corona de Pila No. 3																									
17.-Armado del 2o. tramo																									
18.-Excavaciones Estribo No. 4																									
19.-Habilitado de fierro 3er. tramo																									
20.-Colado de 2o. tramo																									
21.-Construcción de Estribo No. 4																									
22.-Cimbra del 3er. tramo																									
23.-Corona de Estribo No.4																									
24.-Armado del 3er. tramo																									
25.-Colado del 3er. tramo																									
26.-Construcción de parapetos																									
27.-Limpieza y retiro de equipo																									

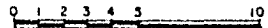
-68-





Margen Izquierda  
 A.M.E. Elev. 997.05

A.M.O. Elev. 995.30

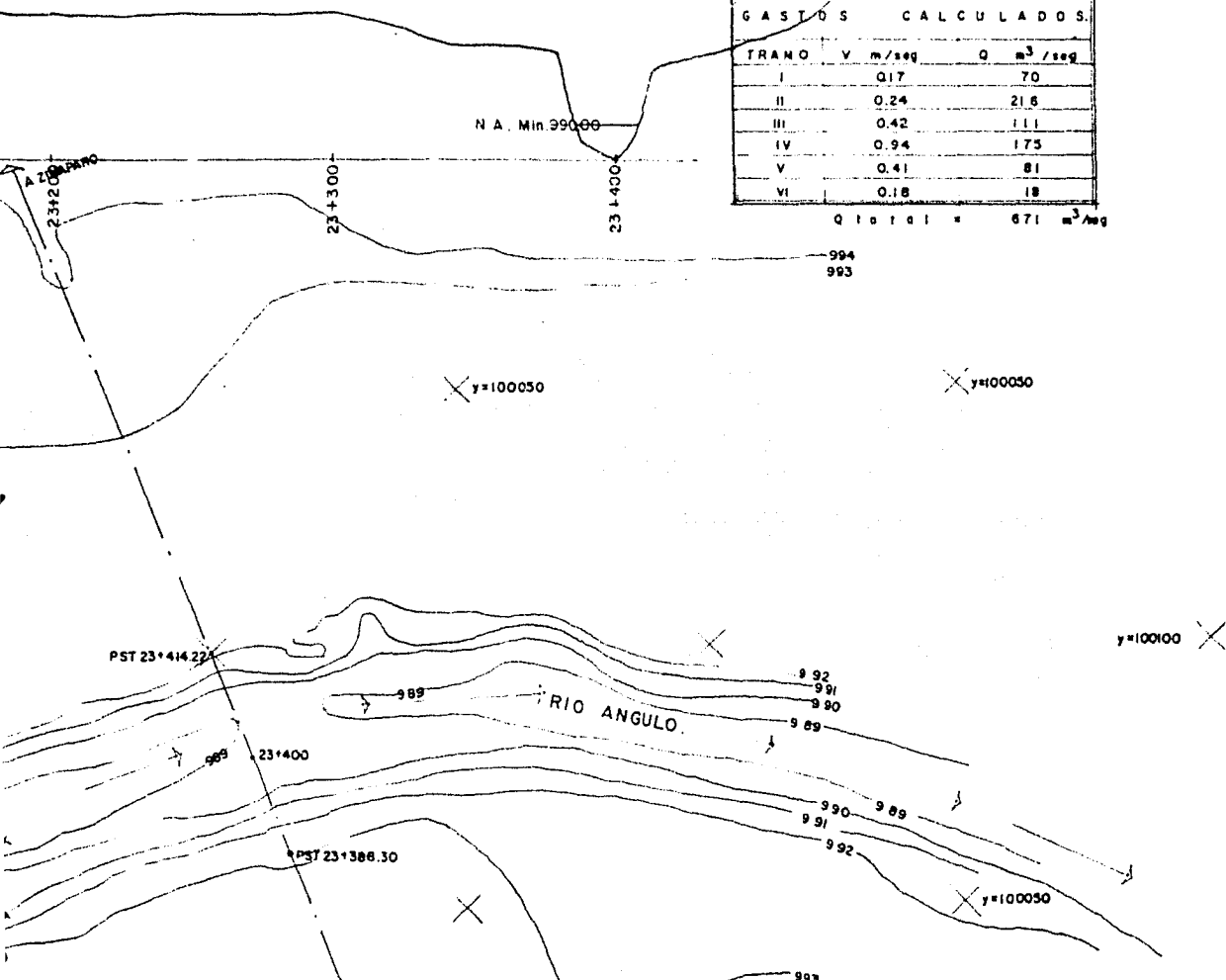


PERFIL DETALLADO

$S = 0.00011$  y  $S^{1/2} = 0.01049$

SECCION HIDRAULICA EN EL CAUCE.

GASTOS CALCULADOS.		
TRAMO	V m/seg	Q m <sup>3</sup> /seg
I	0.17	70
II	0.24	21.5
III	0.42	111
IV	0.94	175
V	0.41	81
VI	0.18	18
		Q total = 671 m <sup>3</sup> /seg



ESCALA 1:500

PLANTA DETALLADA

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

RIO ANGULO.

TESIS PROFESIONAL.

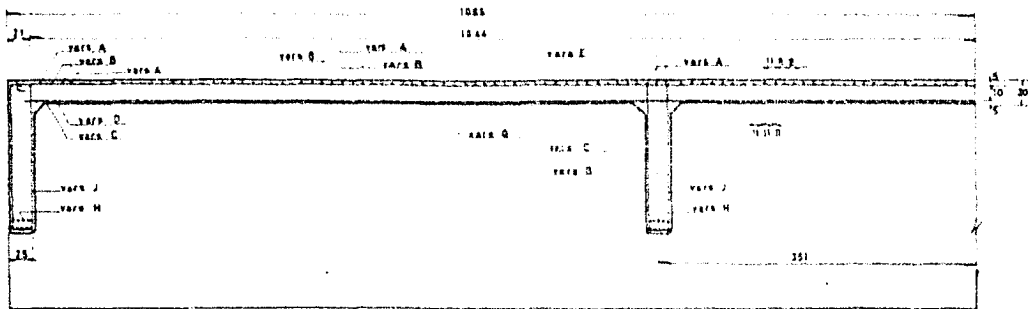
JUAN LAGUARDIA.

MEXICO D.F. 1966 PLANO N° 1

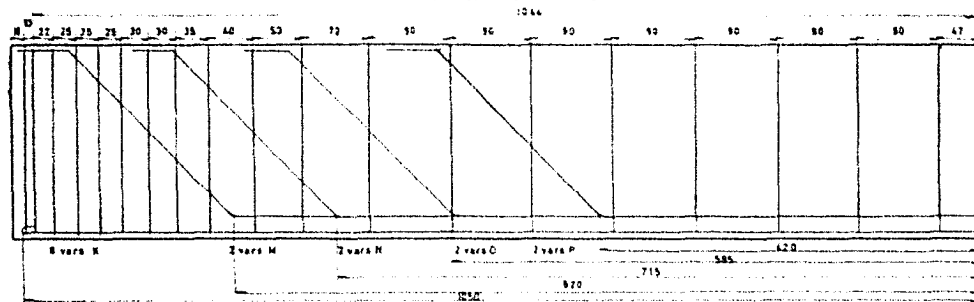




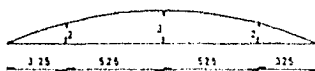
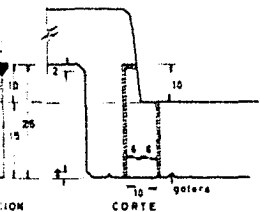




SECCION PARALELA AL EJE DEL CAMINO



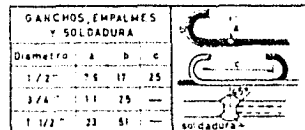
ACERO DE REFUERZO EN LAS NERVADURAS



CONTRAFLECHAS

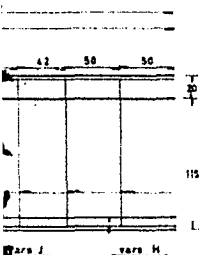
DATOS DE PROYECTO	
Carga móvil camiones H15-S12 en dos bandas tránsito	
Concreto de resistencia $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
Acero de refuerzo ASTM-A75-46 (grado estructural)	
Acero estructural ASTM-A7-46	
Electrodos para soldadura ASTM-A 233-48T	

DRENES



NOTAS

Las dimensiones están en centímetros y los diámetros de las varillas en pulgadas, se pondrán 8 drenes de cada lado de la calzada, situado a 500 mts. del centro del claro de cada tramo.



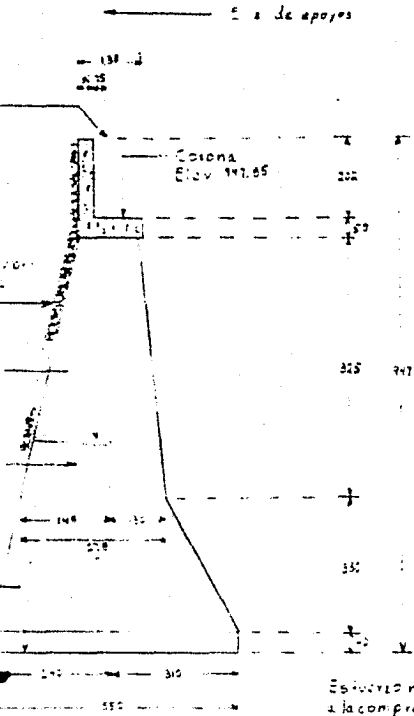
		LISTA DE VARILLAS PARA UN TRAMO								
ZONA	VAR	DIAM	NÚMERO	LONG	TOT	a	b	c	CRUQUIS	Peso Kg
LOSA	A	3/4	64	804	754	25				1128
	B	3/4	128	345	320	25				981
	C	3/4	94	417	387	25				848
	D	3/4	84	580	530	25				1230
	E	1/2	40	2134	2100	17				850
	F	1/2	140	201	76	17	38			282
	G	1/2	34	2100	2100					713
DIAPHR	J	1/2	36	324	125	10	17			116
	H	5/8	36	590	548	21				323
NERVADURAS	K	1 1/2	6	2203	2100	51				1590
	M	1 1/2	7	1742	1614	51				314
	N	1 1/2	3	1532	1430	51				276
	Q	1/2	38	434	190	39	17			158
	O	1/2	2	1282	1190	51				233
	P	1/2	2	862	840	51				171

FACULTAD DE INGENIERIA		
U. N. A. M.		
TESIS PROFESIONAL		
JUAN LAGUARDIA L.		
SUPERESTRUCTURA		
CAMINO	TRAMO	Km 23 - 400
Puruarango - Zinapero Puruarango S.P.A. (Ingeniería de Origen Puruarango)		
MEXICO	DF	1966
PLANO		N° 2

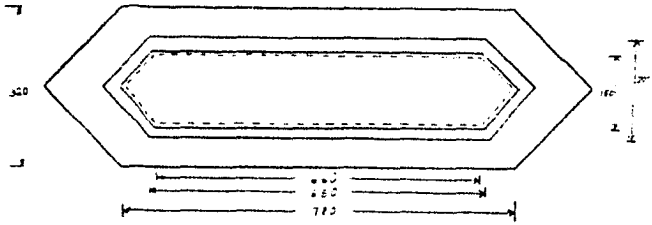


# ESTRIBOS 1 y 4

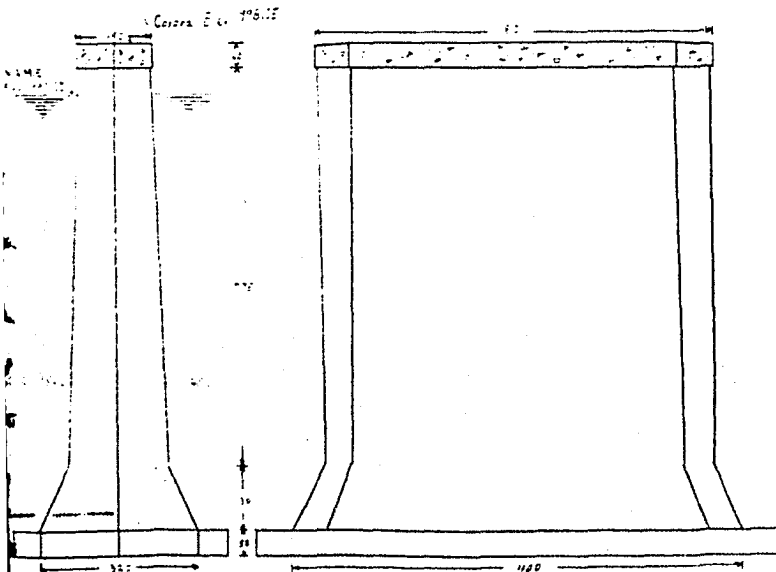
Esc. 1:75



DATOS HIDRAULICOS	
gasto de la corriente	671 m <sup>3</sup> seg
Velocidad de llegada	1.00 m seg
Area hidráulica bajo el puente	335 m <sup>2</sup>
Velocidad bajo el puente	2.00 m seg
Sobre elevación	0.20 m
Espacio libre vertical	1.00 m



## CORTE TRANSVERSAL



## PILAS 2 y 3

Esc. 1:75

U. N. A. M.		
FACULTAD DE INGENIERIA		
TESIS PROFESIONAL		
JUAN LAGUARDIA L.		
SUBSTRUCTURA		
CAMINO	TRAMO PURLANDRO	BM 23+00
PURLANDRO ZINAPARU	INFCO. AGUAQUILTRO	ORIGEN PURLANDRO
HEUCO, D.F.	PLANO No. 3	