

2641

UNICO

FACULTAD DE INGENIERIA

UNANIME

- Proyecto de un Puente Definitivo sobre el Río Santa Teresa en el Km. 42+240 en el Camino San Luis Potosí-Torreón.

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

RAUL CANALES CABRERA





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A la memoria de mi padre.

A mi madre.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

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

Al Pasante señor Raúl CANALES CABRERA
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 SOBRE EL RIO SANTA TERESA EN EL KM. 42+240 EN EL CAMINO SAN LUIS POTOSI-TORREON, TRAMO SAN LUIS POTOSI OJO CALIENTE, CON ORIGEN EN SAN LUIS POTOSI.

"El Río de Santa Teresa presenta en el lugar del cruce un tirante de aguas máximas de 4.50 mts., una velocidad media de 5.00 m seg., y un gasto de $216\text{m}^3/\text{seg.}$ El fondo y riberas del río está formado por caliza alterada de espesor indefinido que puede soportar una fatiga de seguridad de $2\text{ Kg}/\text{cm}^2$.

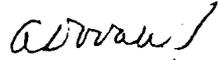
Se deberá tener en cuenta para el desarrollo de esta tesis un ancho de camino de 9.00m y un ancho de calzada de 7.50 m., para camiones tipo H-15. Si se llegaran a usar parapetos, considerarles una carga de 150 kg/m.l. cada uno; debiendo utilizar en forma general para el cálculo de este puente Especificaciones AASHO.

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

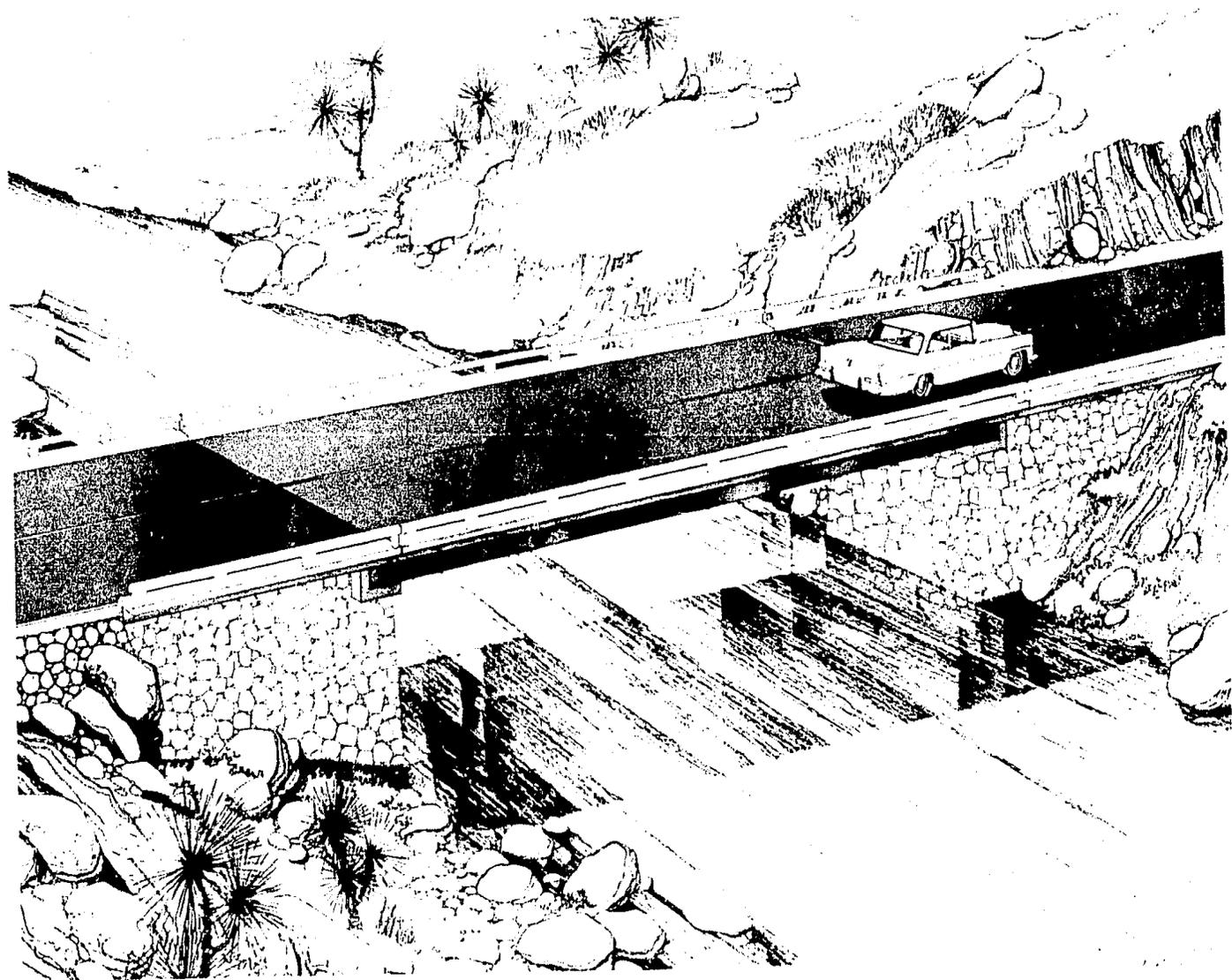
Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares,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

Muy atentamente,

"FOR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 15 de Marzo de 1963.
EL DIRECTOR


Ing. Antonio Dovalí Jaime


ADJ'MMO'eag



A N T E C E D E N T E S .

La carretera San Luis Potosí - Torreón, está en proceso de construcción en el tramo San Luis Potosí - Ojo Caliente. Esta carretera va a entroncar con la carretera Panamericana a la altura de la población de Ojo Caliente en el Estado de Zacatecas.

Uno de los accidentes hidrográficos en este camino, lo constituye el Rfo de Santa Teresa localizado en el kilómetro 42 + 240 con origen en la población de San Luis Potosí, S.L.P.

El Rfo de Santa Teresa tiene como origen una serranía y desde su nacimiento hasta el lugar donde es cruzado por la carretera tiene un desarrollo aproximado de 15 kilómetros a través de lomerío quebrado al principio e inmediatamente después a través de lomerío suave.

Las aguas han labrado su cauce a través de estratos calizos y precisamente en la zona donde se localiza el cruce, las márgenes y el lecho están constituidos por caliza alterada de espesor indefinido.

El arroyo es típicamente torrencial de fuertes pendientes y fondo escarpado en donde aflora la roca. Tiene pozas rellenas de material de - - arrastre en donde se encuentran cantos rodados de tamaño considerable (entre 40 y 50 cm. de diámetro).

tre 40 y 50 cm. de diámetro).

La duración de las avenidas es corta, generalmente de horas y la frecuencia puede ser entre 5 y 10 años por los meses de Junio a Septiembre.

Como a dos kilómetros aguas arriba de la sección del cruce, el Río - Santa Teresa recibe las aguas del arroyo Las Enramadas, sin que éste influya sensiblemente en el funcionamiento hidráulico.

Esta Tesis se refiere al estudio para elegir el tipo más adecuado y elaborar el proyecto definitivo para el puente en este cruce.

ESTUDIOS DE CAMPO.

Elegida la sección del cruce por las brigadas de localización del camino, se procedió a realizar los estudios de campo necesarios para el proyecto del puente.

Como es costumbre establecida por la Secretaría de Obras Públicas, - dichos estudios constaron de un informe preliminar con datos de la región.

Topográficos.- Consistentes en una planta general, una planta detallada de la zona del cruce y secciones transversales tanto del lugar del cruce como otros tres localizados a 260 y 20 m. aguas arriba y a 220 m. aguas abajo de dicho cruce.

Hidráulicos.- Para cubrir este aspecto del estudio, se aforó el río, empleándose para ello el método indirecto de sección y pendiente, aplicándose finalmente, para obtener la velocidad del agua, la fórmula de Manning.

Se aprovecharon las huellas que dejó el agua en las márgenes del cauce en las avenidas máximas, obteniéndose así la pendiente hidráulica.

Los estudios geológicos realizados en el campo, indicaron que en la zona del cruce existe sólo caliza alterada de espesor indefinido a la que

puede aplicarse una fatiga de trabajo de 2 Kg/cm^2 y esta se encuentra tanto en la zona del cruce como en las secciones estudiadas a 260 y 20 metros aguas arriba y 220 m. aguas abajo del cruce.

ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.

Para la elección del tipo de puente, se tuvo en cuenta fundamentalmente el evitar el estrechamiento del cauce en la zona del cruce debido a la velocidad de llegada del agua que para este caso es de 5.0 m/seg. , y un estrechamiento en el mismo, traería como consecuencia, un aumento en la velocidad con el consiguiente aumento del poder de socavación del agua lo que pondría en peligro la estabilidad de los apoyos.

La altura libre mínima necesaria está regida generalmente por el tamaño de los cuerpos flotantes que arrastra la corriente, pero en nuestro caso, tenemos fija la altura de la rasante y como entre ésta y el nivel de aguas máximas extraordinarias, hay una altura libre de 6.20 m. y la su perestructura será del orden de 1.20 m. de espesor total si se conserva completamente libre el cauce, no hay limitación por este renglón.

Los requisitos de tránsito, tanto por lo que se refiere al ancho del puente y la carga para el diseño, fueron fijados en 7.50 m. para el ancho de la calzada y carga viva tipo H-15.

Para la elección del tipo más adecuado, vamos a proceder a estudiar varios anteproyectos que según la experiencia obtenida por la Secretaría de Obras Públicas, para claros de esta magnitud, son los siguientes:

- a).- Losa nervurada de concreto reforzado en un solo claro, apoyada sobre estribos de mampostería.
- b).- Losa de concreto sobre traveses de acero de alma llena, en un solo claro, trabajando en colaboración, apoyada también sobre estribos de mampostería.
- c).- Losa nervurada de concreto reforzado en tres tramos:

Un tramo central apoyado sobre pilas de mampostería y dos tramos de acceso, menores apoyados sobre estribos de mampostería.

d).- Losa nervurada de concreto reforzado y dos tramos de acceso de losa plana de concreto reforzado, apoyados sobre estribos de mampostería en forma de U.

PROYECTO DE PUENTE DEFINITIVO SOBRE EL RIO SANTA TERESA.

DATOS DE PROYECTO.

Ancho del camino	9.00 m.
Ancho de Calzada	7.50 m.
Carga. Camión tipo H15	
Parapetos	150 Kg/ml
Especificaciones AASHO	
Puente normal al cruce	
Elevación de la Rasante	200.10 m.
Lecho de cimentación en caliza alterada de espesor indefinido con fatiga de trabajo de $f = 2 \text{ Kg/cm}^2$	

DATOS HIDRAULICOS.

Gasto máximo Q	216 m ³ /seg.
Velocidad de llegada	5.00 m/seg.
Area Hidráulica bajo el puente	36.40 m ²

ANTEPROYECTOS.-

Se propondrán algunos anteproyectos para tratar de determinar el más adecuado para este cruce particular teniendo en cuenta que la velocidad - en el cauce en la zona del cruce es muy alta así que deberá evitarse en - lo posible el estrechamiento del cauce en el lugar del cruce, ya que ésto traería como consecuencia un aumento en la velocidad que no es aconseja-- ble dada la constitución geológica del suelo en la zona del cruce. Un au-- mento en la velocidad del agua dejaría a la estructura en condiciones po-- co seguras, ya que podría producir socavación con el aumento de dicha ve-- locidad.

Los anteproyectos que se proponen son los siguientes:

No. 1.-

Superestructura.- Un solo tramo de losa sobre tres nervaduras de -- concreto reforzado con acero de grado estructural, 7.50 m. de ancho de -- calzada, guarniciones de 0.80 m., carga viva camión H 15 en dos bandas - de circulación; 19.00 m. de claro y parapetos de concreto reforzado.

Subestructura.-

Dos estribos con aleros, cuerpo y cimiento de mampostería de 3a. cla se fabricada con mortero de cemento arena en proporción 1:5 y coronas de-- concreto reforzado de $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$.

Cantidades de obra para la Superestructura.

Se tiene como antecedente una superestructura de 7.00 m. de ancho de calzada proyectada para carga viva H15 - S12, con guarniciones de 0.80 m. y claro de 20.00 m. Las cantidades de obra para esta superestructura son las siguientes:

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$	71.2 m^3
Acero de refuerzo $f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2$	13002 Kg.
Acero estructural en los apoyos	10 Kg.
Drenes de asbesto de ϕ 10 cm.	12 Pza.

Podemos dar cantidades aproximadas (para el anteproyecto) de la superestructura propuesta, adaptando estas cantidades para ancho de calzada de 7.50 m. y claro de 19.00 m.

$$\text{concreto } [71.2 + (0.17 \times 0.50 \times 20)] \frac{19}{20} = 69.20 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero de refuerzo } 13002 \times \frac{69.20}{71.20} = 12\ 650 \text{ Kg.}$$

Estas dos partidas serían las únicas que sufrirían cambio al reducir el claro a 19.00 m. y aumentar el ancho de la calzada a 7.50 m.

Podemos resumir las cantidades de materiales para la superestructura de 19.00 m. como sigue:

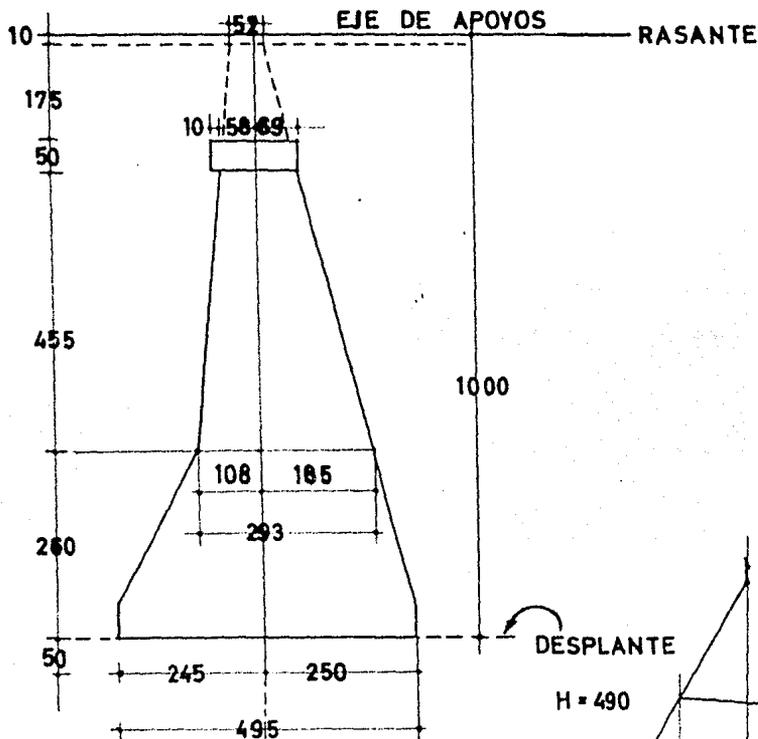
Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$	69.20 m^3
Acero de refuerzo $f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2$	12650 Kg.
Acero estructural en apoyos	10 Kg.
Drenes de asbesto de $\phi 10 \text{ cm.}$	12 Pza.

Subestructura.

Los estribos Nos. 1 y 2 serán de igual sección y se considerarán para el anteproyecto aproximadamente iguales los recortes de sus aleros. - Los volúmenes se determinarán de acuerdo con la fórmula aproximada:

$$V = \text{Area} \times L \text{ media}$$

Por el corte en el cruce proporcionado, del que se han obtenido los datos de elevaciones, niveles de aguas tanto mínimos o de estiaje como máximos y máximos extraordinarios, se proponen para los estribos la siguiente sección que se muestra en la figura de la que se determinarán los volúmenes aproximados de mampostería y excavación.



SECCION DEL ESTRIBO
ELEVACION ESC 1:100

ANCHO DE LA
CORONA

780

ANCHO DEL CAMINO

EJE DEL CAMINO

900

H = 490

1410

RECORTE DE ALEROS
PLANTA ESC 1:33 13

50

VOLUMENES DE LA SUBESTRUCTURA.

Para determinar el volumen de mampostería en el estribo, usaremos la fórmula $V = A \times L_m$. en la que A es el área promedio de la mampostería según la sección propuesta y L_m está dada por la expresión:

$$L_m = \text{Ancho del camino} + h \times 3 \left[\left(1 - \frac{h}{H} \right) + \left(\frac{h}{H} \right)^2 \right]$$

en la que: H, es la altura total del estribo y

h, la altura del estribo en el alero recortado de acuerdo con la sección del cauce.

$$\text{Area} = \frac{0.52 + 2.93}{2} \times 680 + \frac{2.93 + 4.95}{2} \times 2.60 + 4.95 \times 0.50$$

$$\text{Area} = 11.75 + 10.25 + 2.47 = 24.47 \text{ m}^2$$

De la figura:

Ancho del camino 9.00 m.

H = 9.90

h = 4.90

$$L_m = 9.00 + 4.90 \times 3 \left[1 - \left(\frac{4.90}{9.90} \right) + \left(\frac{4.90}{9.90} \right)^2 \right]$$

$$L_m = 9.00 + 4.90 \times 3 (1 - 0.50 + 0.25)$$

$$L_m = 9.00 + 4.90 \times 1.75 = 9.00 + 8.60 = 17.60 \text{ m.}$$

$$\text{Volumen} = A \times L_m = 24.47 \times 17.60 = 432.0 \text{ m}^3$$

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ en coronas.

$$1.37 \times 0.50 \times 7.80 = 5.35 \text{ m}^3$$

Para determinar el acero de refuerzo en el concreto de la corona, -- consideramos un promedio de 50 Kg/m³.

$$5.35 \times 50 = 268 \text{ Kg.}$$

Volumen de Excavación.

Considerando taludes en la excavación de $\frac{1}{2} \times 1$

$$.H = 4.20 \text{ m.}$$

$$\text{Area} = [(4.90 + 1.00) + (5.90 + 2.10)] \frac{1}{2} \times 4.20 = 29.20 \text{ m}^2$$

$$L \text{ media} = 17.60 + 2.10 = 19.70$$

$$\text{Volumen} = 29.20 \times 19.70 = 575 \text{ m}^3$$

Para valuar el relleno, consideramos los dos terceras partes del volumen excavado.

$$\text{Relleno } \frac{2}{3} \times 575 = 383 \text{ m}^3$$

Resumen de cantidades de obra en la Subestructura:

Concreto f'c = 150 Kg/cm ² en coronas	5.35 x 2 = 10.70 m ³
Acero de refuerzo en coronas fs = 1265 Kg/cm ²	268 x 2 = 536 Kg.
Mampostería de 3a. con mortero cemento 1:5	432 x 2 = 864 m ³
Excavaciones en material clase B	575 x 2 = 1150 m ³
Rellenos compactados	383 x 2 = 766 m ³

Para la estimación del costo aproximado de este anteproyecto, vamos a utilizar el tabulador de la Secretaría de Obras Públicas para el año de 1963.

Por la ubicación del Puente, debe considerarse la zona No. 1.

$$\text{Concreto f'c} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

para las coronas.

Coronas Grupo C	m ³	\$ 248.45
Cimbra Grupo III	0.370 x 418.00	\$ 155.00
		<hr/>
		\$ 403.45 / m ³
Acero de refuerzo grado estructural		\$ 3.68 Kg.
Mampostería de 3a. Clase		\$ 94.58 / m ³
Excavaciones en material tipo B en seco		\$ 8.41 / m ³
Rellenos compactados		\$ 15.02 / m ³
Concreto f'c = 200 Kg/cm ² para el parapeto.		
Parapeto Grupo D		\$ 274.25
Cimbra Grupo I	1.00 x 665.87	\$ 665.87
Obra falsa por m ³ de concreto		\$ 90.00
		<hr/>
		\$ 1030.12 / m ³
Concreto f'c = 150 Kg/cm ² en losa nervurada		
Losa nervurada Grupo A		\$ 203.69
Cimbra para 3 nervaduras Grupo I		
	0.33 x 665.87	\$ 220.00
Obra falsa por m ³ de concreto		\$ 90.00
		<hr/>
		\$ 513.69 / m ³
Acero estructural en apoyos		\$ 8.90 Kg.
Drenes de asbesto		\$ 7.45 pza.

Concreto en el parapeto

Pilastras	0.056 x 20 =	1.12 m ³
Viga	0.04 x 38 =	1.52 m ³
		<hr/>
		2.64 m ³

Acero de refuerzo: 2.64 m³ x 160 Kg/m³ = 422 Kg.

Total de acero de refuerzo: 12650 + 422 = 13072 Kg.

con estos datos ya podemos elaborar el presupuesto aproximado de este primer anteproyecto.

PRESUPUESTO .

ANTEPROYECTO No. 1.

Superestructura.

C o n c e p t o	Cantidad	Unidad	P.Unitario	Importe
Concreto f'c = 200 Kg/cm ² en parapeto	2.64	m ³	\$1 030.12	\$ 2 719.52
Concreto f'c = 150 Kg/cm ² en losa nervurada	69.20	m ³	513.69	35 547.35
Acero de refuerzo	13072	Kg	3.68	48 104.96
Acero estructural en apoyos	10	Kg	8.90	89.00
Neopreno en apoyos	16	dm ³	60.00	960.00
Drenes de asbesto	12	pza.	7.45	89.40
				----- \$ 87 510.23

Subestructura.

Concreto f'c = 150 Kg/cm ² en coronas	10.70	m ³	403.45	4 316.91
Acero de refuerzo en coronas	536	Kg	3.68	1 972.48
Mampostería de Ea. clase.	864	m ³	94.58	81 717.12
Excavaciones en Material tipo B	1150	m ³	8.41	9 671.50
Rellenos compactados	766	m ³	15.02	11 505.32
				----- \$109,183.33 -----
			Σ	\$196 693.56
			Imprevistos 10%	19 669.36
				----- \$216 362.92 -----
			Ingeniería y Administración 10%	21 636.29
				----- TOTAL \$ 237 999.21 -----

Costo por metro lineal $\frac{237\ 999.21}{19.50} = \$ 12\ 205.09$

ANTEPROYECTO No. 2.-

Superestructura.

Un tramo de losa de concreto reforzado sobre tres traveses de acero de alma llena, soldadas, trabajando en colaboración; 750 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m., carga viva H-15, 19.00 m. de claro y parapeto de concreto reforzado.

Subestructura.

Es la misma subestructura que consideramos para el anteproyecto No. 1.

Se tiene como antecedente para obtener cantidades aproximadas para evaluar el anteproyecto un proyecto semejante pero con un ancho de calzada de 6.70 m. con las siguientes cantidades de obra:

Acero de refuerzo grado estructural	3 977 Kg.
Concreto de $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$	27.20 m^3
Acero estructural en traveses	12 123.00 Kg.
Acero estructural en apoyos	3.0 Kg.
Neopreno en apoyos	8.4 dm^3
Drenes de asbesto de ϕ 10 cm.	12.0 pza.

Adoptaremos estas cantidades para una superestructura semejante con 7.50 m. de ancho de calzada.

$$\text{Concreto } f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad 27.20 + (0.80 \times 19.40 \times 0.16) = 29.70 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero de refuerzo en losa} \quad \frac{29.70}{27.20} \times 3\,977 = 4\,350 \text{ Kg.}$$

$$\text{Acero estructural en traveses} \quad \frac{29.70}{27.20} \times 12\,123 = 13\,200 \text{ Kg.}$$

La subestructura será la misma considerada para el anteproyecto anterior, por lo tanto las cantidades de obra y el costo será el mismo.

Del tabulador de la Secretaría de Obras públicas, obtenemos los datos para el precio del concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en losa que es el único que nos falta para poder valorar este anteproyecto.

Concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en losa	\$ 220.89
Cimbra en losa plana (0.20 x 665.87	\$ 133.00
Obra falsa 0.50 x 90.00	\$ 45.00
	<hr/>
	\$ 398.89 / m ³

PRESUPUESTO DEL ANTEPROYECTO No. 2.

Superestructura.

C o n c e p t o	Cantidad	Unidad	P.Unitario	Importe
Concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en parapeto	2.64	m ³	1 030.12	\$ 2 719.52
Concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en losa	29.70	m ³	398.89	11 847.03
Acero de refuerzo grado estructural	4772	Kg.	3.68	17 560.96
Acero estructural en trabes	13200	Kg.	5.50	72 600.00
Acero estructural en apoyos	3	Kg.	8.90	26.70
Neopreno en apoyos	10	dm ³	60.00	600.00
Drenes de asbesto de ϕ 10 cm.	12	pza.	74.50	894.00
			Suma	<hr/> \$106,248.21

Subestructura. (Ver anteproyecto No. 1)

109,183.33

TOTAL \$215,431.54

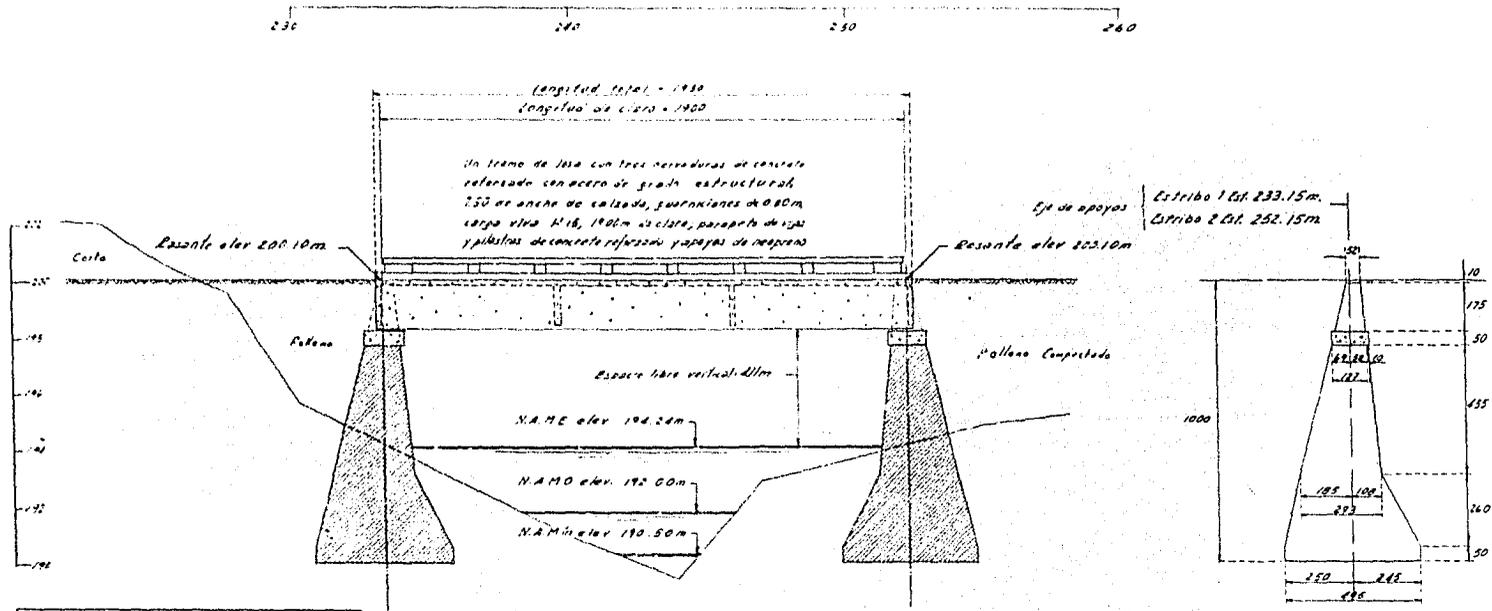
Imprevistos 10% 21 543.15

\$236 974.69

Ingeniería y Administración 10% 23 679.47

Costo TOTAL \$260 672.16

Costo por metro lineal $\frac{260\ 672.16}{19.40} = 13\ 436.70$



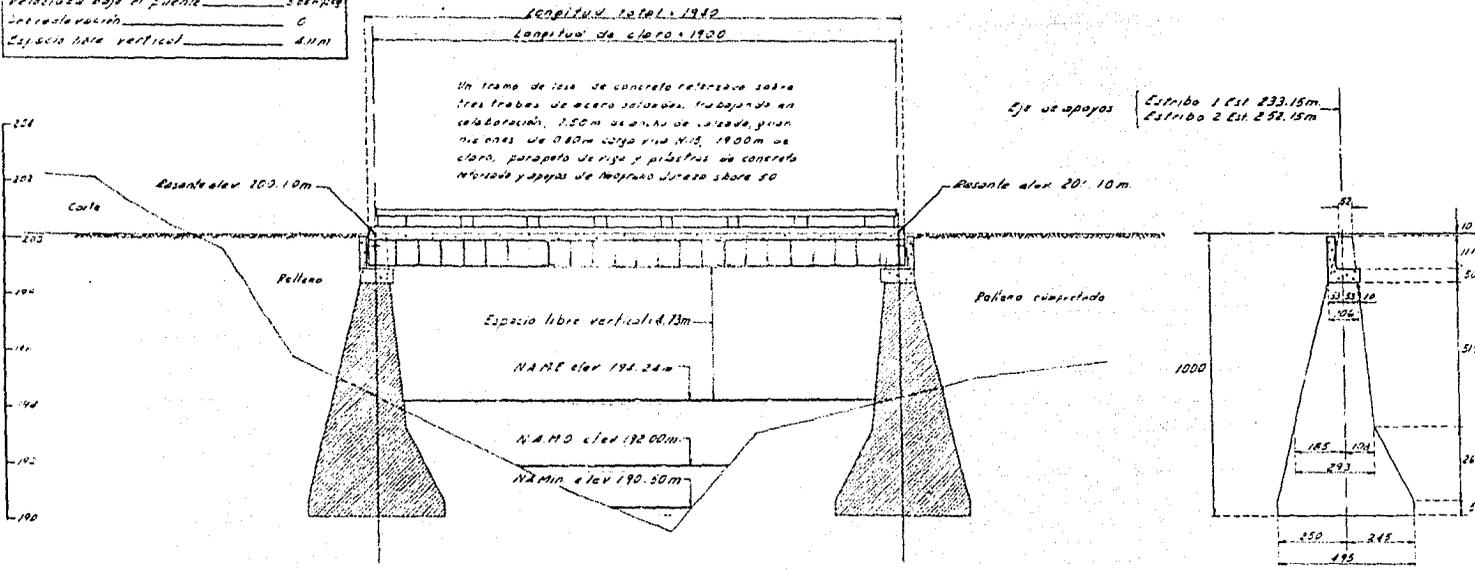
DATOS HIDRAULICOS

Justa	2.6m/seg
Velocidad de Neopreno	5.00m/seg
Area hidráulica bajo el puente	36.4m ²
Velocidad bajo el puente	5.00m/seg
Coeficiente de fricción	0
Espacio libre vertical	4.1m

ANTEPROYECTO 1

esc 1:100

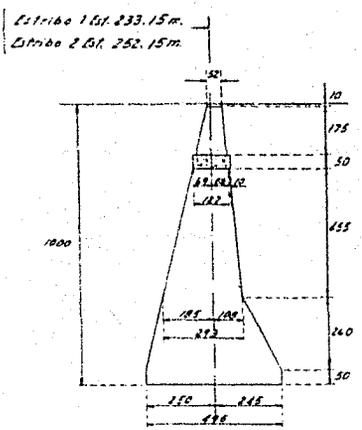
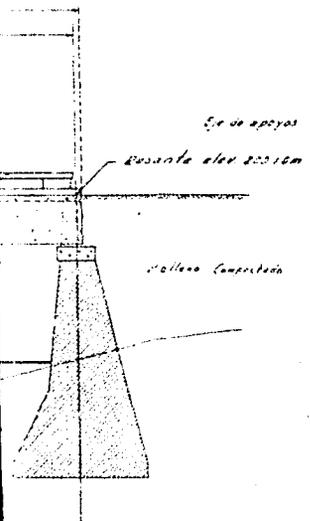
ESTRIBOS N° 1 y 2



ANTEPROYECTO 2

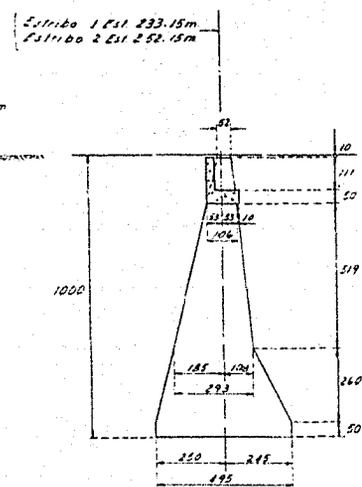
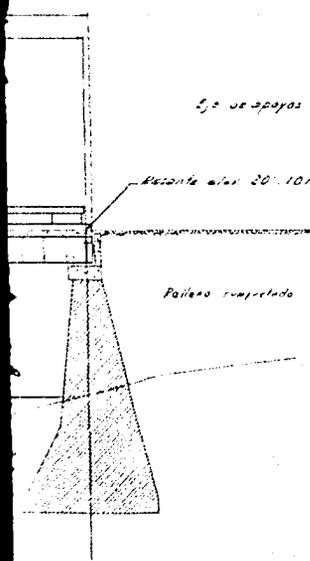
ESTRIBOS N° 1 y 2

250 260



ESTRIBOS N° 1 y 2

esc 1:100



ESTRIBOS N° 1 y 2

SUPERESTRUCTURA:

Concepto	Cantidad	Unidad	Precio	Importe
Concreto f'c=200kg/m ³ (Parapeto)	2.64	m ³	\$ 1020.12	\$ 2719.52
Concreto f'c=180kg/m ³ (Lasas nervadas)	69.20	m ³	\$ 518.69	\$ 35547.35
Acero de refuerzo	13072	Kg	\$ 3.68	\$ 48104.96
Acero estructural en apoyos	10	Kg	\$ 8.90	\$ 89.00
Impregnación en apoyos (Clase 50)	16	dm ³	\$ 60.00	\$ 960.00
Drenes de asfalto	12	Pzas	\$ 7.45	\$ 89.40
		Suma		\$ 87510.23

SUBESTRUCTURA:

Concreto f'c=150kg/m ³ (en coronas)	10.70	m ³	\$ 602.45	\$ 6316.91
Acero de refuerzo (en coronas)	536	Kg	\$ 3.68	\$ 1792.48
Mampostería de 3 ^a clase	360	m ³	\$ 49.58	\$ 18177.12
Reconstrucciones en material "B"	1150	m ³	\$ 0.41	\$ 467.50
Rellenos compactados	766	m ³	\$ 13.02	\$ 10055.32
		Suma		\$ 119183.33
		Total		\$ 196693.64
Imprevisto 10% sobre el total				\$ 19669.36
		Suma		\$ 216362.92
Ingeniería y Administración 10%				\$ 21636.29
COSTO TOTAL DEL PUENTE				\$ 237999.21

SUPERESTRUCTURA:

Concreto f'c=200kg/m ³ (Parapeto)	2.64	m ³	\$ 1020.12	\$ 2719.52
Concreto f'c=200kg/m ³ (Lasas)	29.10	m ³	\$ 398.89	\$ 11607.05
Acero de refuerzo G2(4350+422)	4772.00	Kg	\$ 3.68	\$ 17561.76
Acero estructural en traveses	13200	Kg	\$ 5.50	\$ 72600.00
Acero estructural en apoyos	3	Kg	\$ 8.90	\$ 26.70
Impregnación en apoyos (Clase 50)	16	dm ³	\$ 60.00	\$ 960.00
Drenes	12	Pzas	\$ 7.45	\$ 89.40
		Suma		\$ 102443.01

SUBESTRUCTURA (Ver detalle proyecto 1)

				\$ 101183.33
		Total		\$ 214626.94
Imprevistos 10% sobre el total				\$ 21462.69
		Suma		\$ 236089.63
Ingeniería y Administración 10%				\$ 23608.96
COSTO TOTAL DEL PUENTE				\$ 259698.67

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 PAUL CAVALES CABREJA
 PUENTE SOBRE EL
 ARROYO STA TERESA
 ANTEPROYECTOS N° 1 y 2
 Mexico D.F., 1963 PLANO N° 1

ANTEPROYECTO No. 3.-

Superestructura.

Un tramo central de losa con tres nervaduras de concreto reforzado - con acero de alta resistencia, 7.50 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m., carga viva H-15, 19.00 m. de claro, parapeto de concreto y dos tramos de acceso de losa plana perimetralmente apoyada en estribos en U, 7.50 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m., carga viva H-15, -- claro de 5.40 m. y parapeto de concreto reforzado.

Cantidades de obra de una superestructura semejante de 19.00 m. de - claro, 7.00 m. de ancho de calzada, carga viva H-15 y guarniciones de - - 0.80 m.

Acero de refuerzo $f_{yp} \geq 4\ 000\ \text{Kg/cm}^2$	8 585 Kg.
Concreto $f'_c = 250\ \text{Kg/cm}^2$	52.60 m ³
Acero estructural en apoyos	6.0 Kg.
Neopreno en apoyos	12.0 dm ³
Drenes de concreto	12. pza.

Para nuestro caso particular de 7.50 m. de ancho de calzada las cantidades aproximadas serán como sigue:

$$\text{Concreto } f'_c\ 250\ \text{Kg/cm}^2\quad 52.60 + (0.50 \times 19.50 \times 0.15) = 54.06\ \text{m}^3$$

$$\text{Acero de refuerzo } f_{yp} \geq 4\ 000\ \text{Kg/cm}^2\quad \frac{54.06}{52.60} \times 8585 = 8\ 830\ \text{Kg.}$$

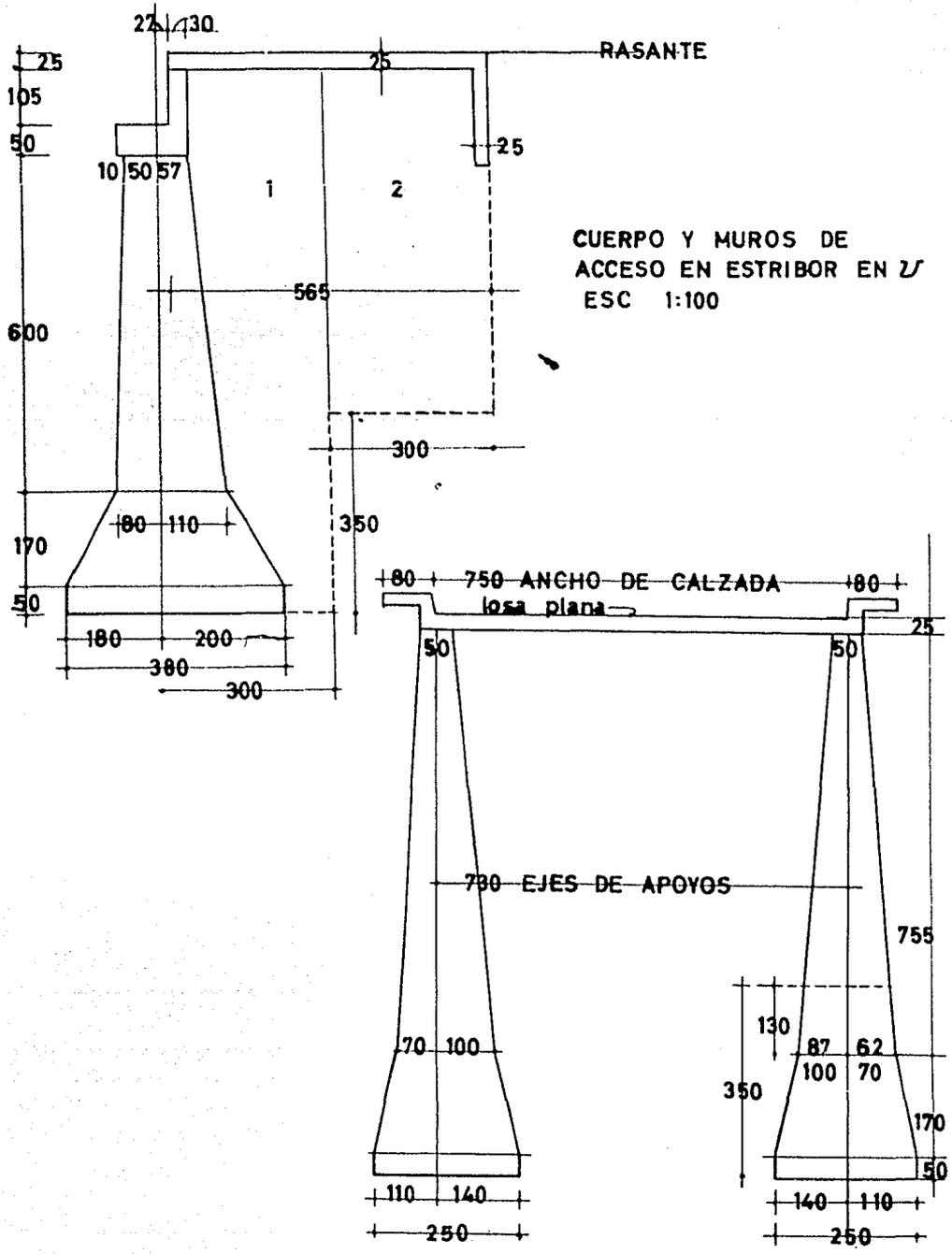
$$\text{Acero estructural en apoyos} \quad 6\ \text{Kg.}$$

$$\text{Concreto } f'_c = 200\ \text{Kg/cm}^2\ \text{en parapeto} \quad 2.64\ \text{m}^3$$

$$\text{Acero de refuerzo en parapeto} \quad 422\ \text{Kg.}$$

Subestructura.

La subestructura consistirá en dos estribos en U de mampostería de 3a. con muros de acceso escalonados y se ubicarán aproximadamente de -- acuerdo con las dimensiones que se indican en la figura siguiente.



CUERPO Y MUROS DE
 ACCESO EN ESTRIBOR EN U
 ESC 1:100

LOSAS PLANAS DE ACCESO.

Cantidades de obra.

Concreto	$f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$	
Area transversal	$0.25 \times 7.80 = 1.95$	
	$0.11 \times 0.15 = 0.02$	
	$1.60 \times 0.15 = 0.24$	
	<hr/>	
	2.21 m^2	
Volumen	$2.21 \times 5.92 \times 2 \text{ losas} =$	26.20 m^3
Diafragmas	$0.25 \times 1.75 \times 7.80 \times 2 =$	6.80 m^3
	<hr/>	
		33.00 m^3
Drenes	$2 \times 4 = 8 \text{ pza.}$	

Acero de refuerzo.

Se considerarán 130 Kg/m^3 de concreto

$$33.0 \times 130 = 4\ 290 \text{ Kg.}$$

El concreto y acero de refuerzo en el parapeto se aumentará de acuerdo con el promedio obtenido para los anteproyectos anteriores.

Concreto	1.22 m^3
Acero	$160 \text{ Kg/m}^3 \quad 192 \text{ Kg.}$

Resumen de cantidades de obra en la Superestructura:

Concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en parapeto	3.86 m^3
Concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ en losa nervurada	54.06 m^3
Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ en losas planas	33.00 m^3
Acero de refuerzo $fyp \geq 4\ 000 \text{ Kg/cm}^2$	$8\ 830 \text{ Kg.}$
Acero de refuerzo grado estructural	$4\ 904 \text{ Kg.}$
Acero estructural en apoyos	6 Kg.
Drenes de asbesto $\phi 10 \text{ cm.}$	20 pza.
Neopreno en apoyos	12 dm^3

Subestructura.

Cubicación de un estribo:

$$\begin{aligned} \text{Area del cuerpo} &= \frac{1.07 + 1.90}{2} \times 6.00 + \frac{1.90 + 3.80}{2} \times 1.70 + 3.80 \times 0.50 = \\ &= 15.65 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Longitud media} \quad 7.30 + 1.20 = 8.50$$

$$\text{Volumen} \quad = 15.65 \times 8.50 = 133 \text{ m}^3$$

Mampostería en muros de acceso.

Volumen 1.

$$\text{Area} \quad \frac{0.50 + 1.70}{2} \times 7.55 + \frac{1.70 + 2.50}{2} \times 1.70 + 1.25 = 13.10 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} \quad = 13.10 \times 3 \times 2 = 79 \text{ m}^3$$

Volumen 2.

$$\text{Area} \quad = \frac{0.50 + 1.49}{2} \times 6.25 = 6.20 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} \quad = 6.20 \times 3 \times 2 = 37 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total de un estribo: } 133 + 79 + 37 = 249 \text{ m}^3$$

Concreto f'c = 150 Kg/cm² en corona y diafragma.

$$1.17 \times 0.50 \times 7.80 = 4.55 \text{ m}^3$$

$$0.30 \times 1.05 \times 7.80 = 2.45 \text{ m}^3$$

$$\begin{array}{r} 4.55 \\ 2.45 \\ \hline 7.00 \text{ m}^3 \end{array}$$

Volumen de excavación.

$$4.20 \times 7.60 \times (9.60 + 2.10) = 375 \text{ m}^3$$

consideraremos 400 m³ para el anteproyecto:

Para el relleno consideramos dos terceras partes de este volumen.

$$\text{Relleno} = 400 \times \frac{2}{3} = 267 \text{ m}^3$$

Resumen de materiales en la subestructura (dos estribos).

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$	14.00 m^3
Acero de refuerzo (50 Kg/m^3) en coronas	700 Kg.
Mampostería de 3a.	500 m^3
Excavaciones en Material tipo "B".	800 m^3
Rellenos compactados	534 m^3

Precio para el concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ en losa de tres nervaduras.

Concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$	\$ 231.66
Cimbra 0.33×665.87	220.00
Obra falsa por m^3	90.00

	\$ 541.66

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ en losa plana.

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$	\$ 203.69
Cimbra 0.25×665.87	167.00
Obra falsa por m^3	90.00

	\$ 460.69

P R E S U P U E S T O

ANTEPROYECTO No. 3.

Superestructura.

C o n c e p t o	Cantidad	Unidad	P. Unitario	Importe
Concreto f'c = 200 Kg/cm ² en parapeto	3.86	m ³	\$ 1 030.12	\$ 3 976.26
Concreto f'c = 250 Kg/cm ² en losanerv.	54.06	m ³	541.66	29 282.14
Concreto f'c = 150 Kg/cm ² en losaplana	33.00	m ³	460.69	15 202.77
Acero de refuerzo fy ≥ 4 000 Kg/cm ²	8830	Kg.	4.30	37 969.00
Acero de refuerzo grado estructural	4904	Kg.	3.68	18 046.72
Acero estructural en apoyos	6	Kg.	8.90	53.40
Neopreno en apoyos	12	dm ³	60.00	720.00
Drenes de asbesto	20	pza.	7.45	149.00
			Σ	\$ 105 399.29

Subestructura.

Concreto f'c = 150 Kg/cm ² en coronas	14.00	m ³	\$ 403.45	\$ 5 648.30
Acero de refuerzo grado estructural	700.00	Kg.	3.68	2 576.00
Mampostería de 3a.	500.00	m ³	94.58	47 290.00
Excavaciones en Material tipo "B"	800.00	m ³	8.41	6 728.00
Rellenos compactados	534.00	m ³	15.02	8 020.68
			Σ	\$ 70 262.98
			TOTAL	\$ 175 662.27
			Imprevistos 10%	\$ 17 566.22
			Suma	\$ 193 228.49
			Ingeniería y Administración 10%	\$ 19 322.85
			Costo total del puente	\$ 212,551.34

Costo por metro lineal $\frac{212,551.34}{30.84} = \$ 6 692.62$

ANTEPROYECTO No. 4.

Superestructura.

Un tramo central de losa sobre tres nervaduras de concreto reforzado con acero de grado estructural, 7.50 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m., carga viva H-15, 12.00 m. de claro y dos tramos de acceso de losa con tres nervaduras de concreto reforzado con acero de grado estructural, 7.50 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m., carga viva H-15, 10.00 m. de claro y parapeto de concreto reforzado. Ver plano correspondiente.

Subestructura.

Estríbo No. 1, dado de concreto ciclopeo $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$, Pilas No 2 y No. 3, y estríbo No. 4 con aleros de cuerpo y cimientado de mampostería de 3a clase junteada con mortero de cemento arena en proporción 1:5.

Como antecedentes para cuantificar aproximadamente la superestructura tenemos los siguientes:

Cantidades de obra en una superestructura de losa sobre tres nervaduras de 10 m. de claro, 6.70 m. de ancho de calzada, carga H-15 y guarniciones de 0.80 m.

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$	24.80 m^3
Acero de refuerzo grado estructural	3 949 Kg.
Acero estructural en apoyos	3 Kg.
Neopreno en apoyos	10 dm^3
Drenes de asbesto ϕ 10 cm.	8 pzas.

Para el mismo claro y cargas, con 7.50 m. de ancho de calzada, tendremos:

$$\text{Concreto } f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2 \quad 24.80 + (0.80 \times 0.18 \times 10.50) = 26.31 \text{ m}^3$$

Acero de refuerzo grado estructural:

$$\frac{26.31}{24.80} \times 3949 = 4\ 200 \text{ Kg.}$$

Resumen de cantidades de obra para los dos losas nervuradas de 10.00 m. de claro.

Concreto f'c = 150 Kg/cm ²	26.31 x 2	52.62 m ³
Acero de refuerzo grado estructural	4 200 x 2	8 400 Kg.
Acero estructural en apoyos	3 x 2	6 Kg.
Neopreno en apoyos	10 x 2	20 dm ³
Drenes de asbesto ϕ 10 cm.	8 x 2	16 pza.

Cantidades de obra para una superestructura de losa nervurada de - - 12.00 m. de claro, ancho de calzada 6.70 m. y guarniciones de 0.80 m. y - carga viva H-15.

Concreto f'c = 150 Kg/cm ²	36.00 m ³
Acero de refuerzo grado estructural	4 522 Kg.
Acero estructural en apoyos	3 Kg.
Neopreno en apoyos	12 dm ³
Drenes de asbesto ϕ 10 cm.	8 pza.

Para el mismo claro y cargas, pero de 7.50 m. de ancho de calzada, - tendremos:

$$\begin{aligned} \text{Concreto f'c = 150 Kg/cm}^2 & 36.00 + (0.80 \times 0.20 \times 12.50) + \\ & + (0.40 \times 0.15 \times 12.50) = 38.75 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Acero de refuerzo grado estructural} \quad \frac{38.75}{36.00} \times 4 522 = 4 880 \text{ Kg.}$$

Resumen de cantidades de obra para el tramo central de losa nervurada de 12.00 m. de claro.

Concreto f'c = 200 Kg/cm ² en parapeto		4.25 m ³
Concreto f'c 150 Kg/cm ² en losas	38.75 + 52.62	91.37 m ³
Acero de refuerzo grado estructural	4880 + 8400 + 673	13953 Kg.
Acero estructural en apoyos	3 + 6	9 Kg.
Neopreno en apoyos	12 + 20	32 dm ³
Drenes de asbesto ϕ 10 cm.	8 + 16	24 pza.

Subestructura.

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ en coronas

Estribo No. 1.

Todo es estribo será de concreto dados las dimensiones obtenidas de la Sección del cauce proporcionada. Ver plano correspondiente.

Volumen = Area x longitud media.

$$\text{Area} = \frac{0.80 + 2.80}{2} \times 1.00 + 2.80 \times 0.40 = 2.92 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud media} = 7.80 + \frac{2.00}{2} = 8.80 \text{ m.}$$

$$\text{Volumen} = 2.92 \times 8.80 = 25.80 \text{ m}^3$$

Pilas Nos. 2 y 3 coronas

$$\text{Area} = 1.30 \times 0.50 = 0.65 \text{ m}^2$$

Longitud de la subcorona:

$$2.67 \times 2 + 0.34 + (0.40 \tan 30^\circ) \times 2 = 6.14 \text{ m.}$$

$$L \text{ subcorona} = 6.14$$

$$L \text{ corona} = 6.18 + 0.65 \times 2$$

$$\text{Longitud media} = 6.18 + 0.65 = 6.83 \text{ m.}$$

$$\text{Volumen} = 6.83 \times 0.65 = 4.45 \text{ m}^3$$

Estribo No. 4. Corona.

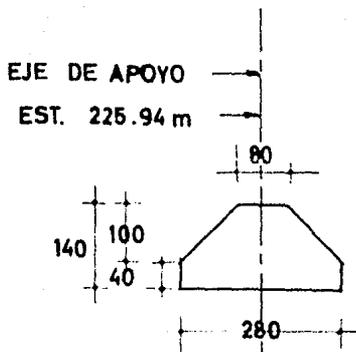
$$\text{Area} = 1.15 \times 0.40 = 0.46 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 0.46 \times 7.80 = 3.35 \text{ m}^3$$

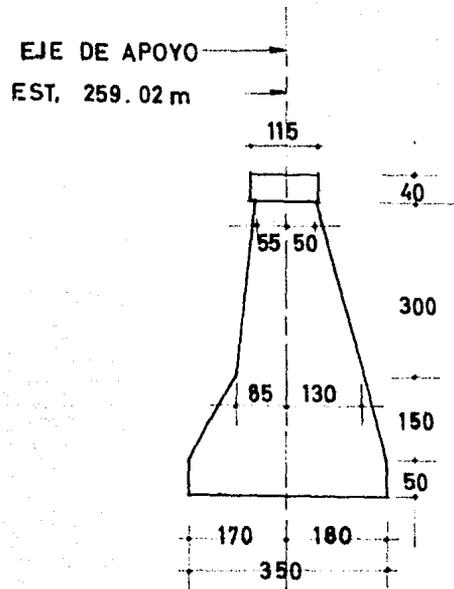
Volumen total en coronas

$$4.45 + 25.80 + 4.45 + 3.35 = 38.00 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero de refuerzo: } (8.90 + 3.35) \times 40 = 490 \text{ Kg.}$$

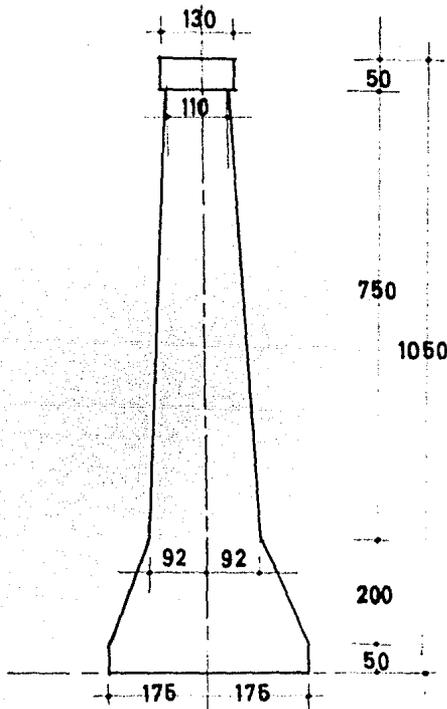


APOYO N° 1



ESTRIBO N° 4

EJE DE APOYOS



PILA N° 2 EST. 236.21 m

PILA N° 3 EST. 248.75 m

MAMPOSTERIA DE 3a.

Pilas Nos. 2 y 3, que consideramos iguales.

$$\text{Longitud subcorona} = 6.14 + 1.10 = 7.24$$

$$L \text{ media} = 8.00 \text{ m.}$$

$$\text{Area} = \frac{1.10 + 1.84}{2} \times 7.50 + \frac{1.84 + 3.50}{2} \times 2.00 + 3.50 \times 0.50 = 18.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 18.09 \times 8.00 = 145 \text{ m}^3 \text{ c/u.}$$

Tomaremos 150 m^3 para volumen de cada pila.

Estribo No. 4.

$$\text{Area} = \frac{0.52 + 2.15}{2} \times 4.40 + \frac{2.15 + 3.50}{2} \times 1.50 + 1.75 = 11.15 \text{ m}^2$$

$$L \text{ media} = 9.00 + 4.90 \times 3 \left[1 - \left(\frac{4.90}{6.40} \right) + \left(\frac{4.90}{6.40} \right)^2 \right]$$

$$L \text{ media} = 9.00 + 7.30 = 16.30 \text{ m.}$$

$$\text{Volumen} = 11.15 \times 16.30 = 182 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total de mamposterías} = 182 + 300 = 482 \text{ m}^3$$

EXCAVACIONES Y RELLENOS.

Estribo No. 1.

$$\text{Area} = \frac{7.15 + 3.70}{2} \times 3.00 = 5.43 \times 3.00 = 16.4 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud media} = 7.80 + 1.00 = 8.80$$

$$\text{Volumen} = 16.4 \times 8.80 = 145.00 \text{ m}^3$$

Pila No. 2.

$$\text{Area} = \frac{9.30 + 4.50}{2} \times 4.45 + 4.50 \times 0.70 = 36.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud media} = 8.00 + 2.50 = 10.50$$

$$\text{Volumen} = 36.00 \times 10.50 = 378.00 \text{ m}^3$$

Pila No. 3.

$$\text{Area} = \frac{10.40 + 4.50}{2} \times 5.15 = 38.40 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud media} = 8.00 + 2.60 = 10.60$$

$$\text{Volumen} = 38.40 \times 10.60 = 407.00 \text{ m}^3$$

Estribo No. 4.

$$\text{Area} = \frac{6.50 + 4.40}{2} \times 2.10 = 11.40 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud media} = 16.30 \times 1.00 = 17.30 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 11.40 \times 17.30 = 196.00 \text{ m}^3$$

Volumen total de excavaciones:

$$145.00 + 378.00 + 407 + 196 = 1126 \text{ m}^3$$

Rellenos.

Para cuantificar el relleno, consideramos el 75% de la excavación total

$$\text{Relleno} = 1126 \times \frac{3}{4} = 750 \text{ m}^3$$

Esta solución tiene el inconveniente de reducir un poco la sección transversal del cauce y la velocidad puede aumentar peligrosamente.

La sección se reduce aproximadamente:

$$\text{Pila No. 2} \quad 1.50 \times 1.50 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Pila No. 3} \quad 1.50 \times 1.00 = 1.50 \text{ m}^2$$

$$\text{Reducción total} = \frac{\quad}{\quad} = 3.75 \text{ m}^2$$

Aumento de velocidad.

$$Q \text{ máx.} = 216 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad \text{con } v = 5 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{216}{5} = 43.20 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 43.20 - 3.75 = 39.45 \text{ m}^2$$

$$\therefore v = \frac{216}{39.45} = 5.5 \text{ m/seg.}$$

PRESUPUESTO.

ANTEPROYECTO No. 4.

Superestructura.

Concepto	Cantidad	Unidad	P.Unitario	Importe
Concreto f'c= 200 Kg/cm ² en parapeto	4.25	m ³	\$1 032.12	\$ 4 386.51
Concreto f'c= 150 Kg/cm ² en losas nerv.	91.37	m ³	513.69	46 935.86
Acero de refuerzo grado estructural	13953	Kg.	3.68	51 347.04
Acero estructural en apoyos	9	Kg.	8.90	80.10
Neopreno en apoyos	32	dm ³	60.00	1 920.00
Drenes de asbesto de ϕ 10 cm.	24	pza.	7.45	178.80
				Σ \$104.848.31

Subestructura.

Concreto f'c= 150 Kg/cm ² en coronas	38	m ³	403.45	\$15 331.10
Acero de refuerzo grado estructural	490	Kg.	3.68	1 803.20
Mamostería de 3a.	482	m ³	94.58	45 587.56
Excavación en Material tipo "B"	1126	m ³	8.41	9 469.66
Rellenos compactados	750	m ³	15.02	11 265.00

Σ \$ 83 456.52

TOTAL \$188,304.83

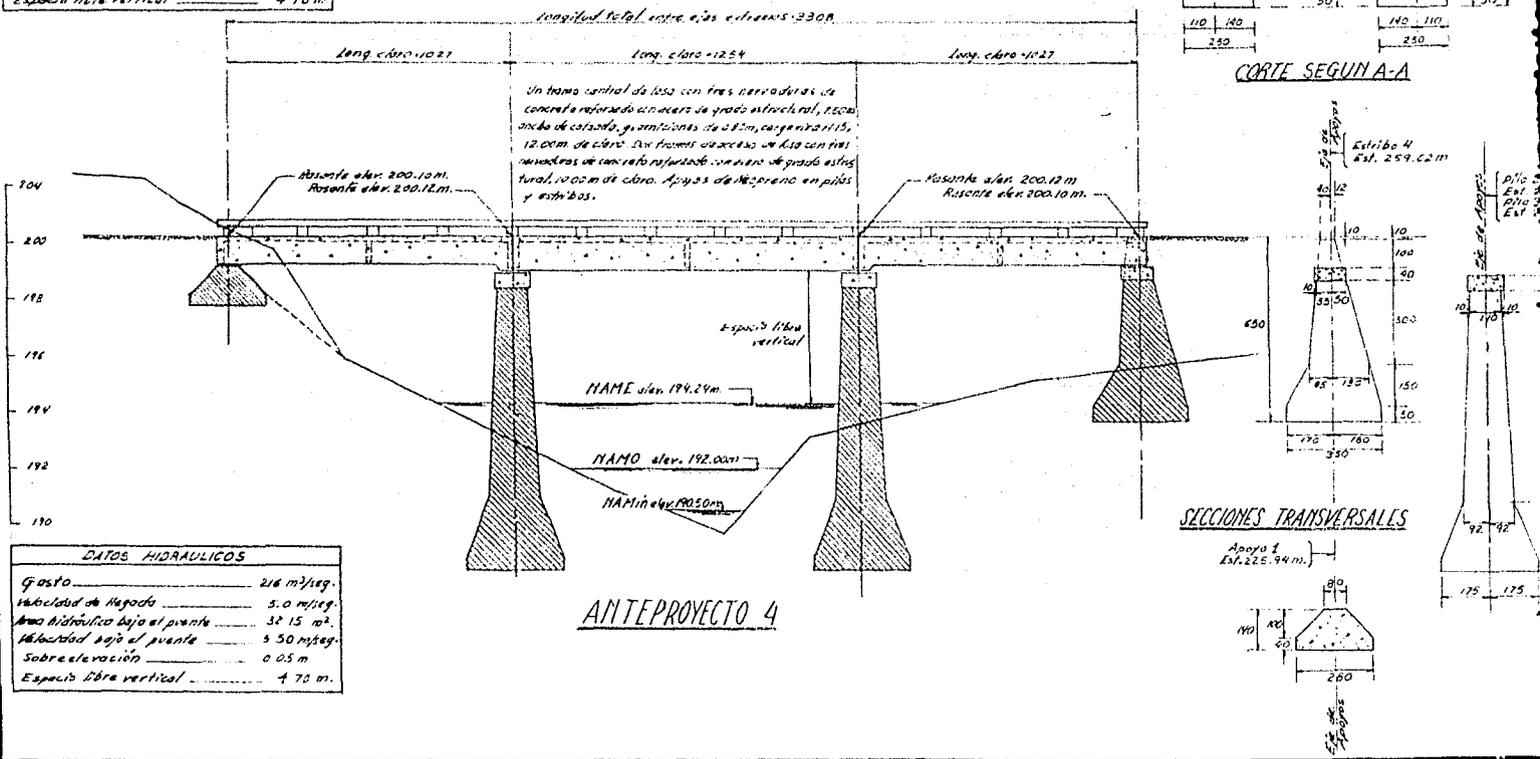
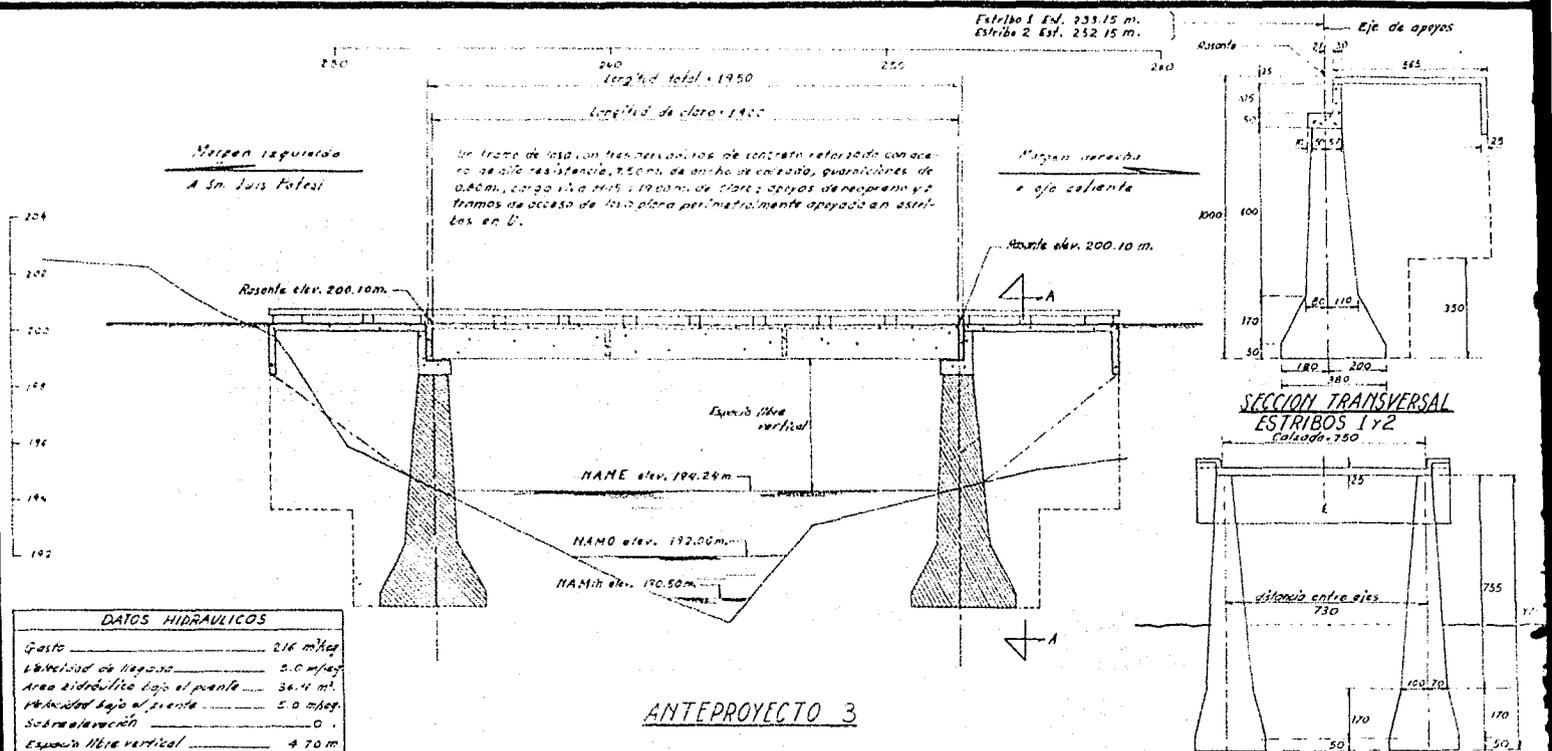
Imprevistos 10% 18 830.48

\$207,135.31

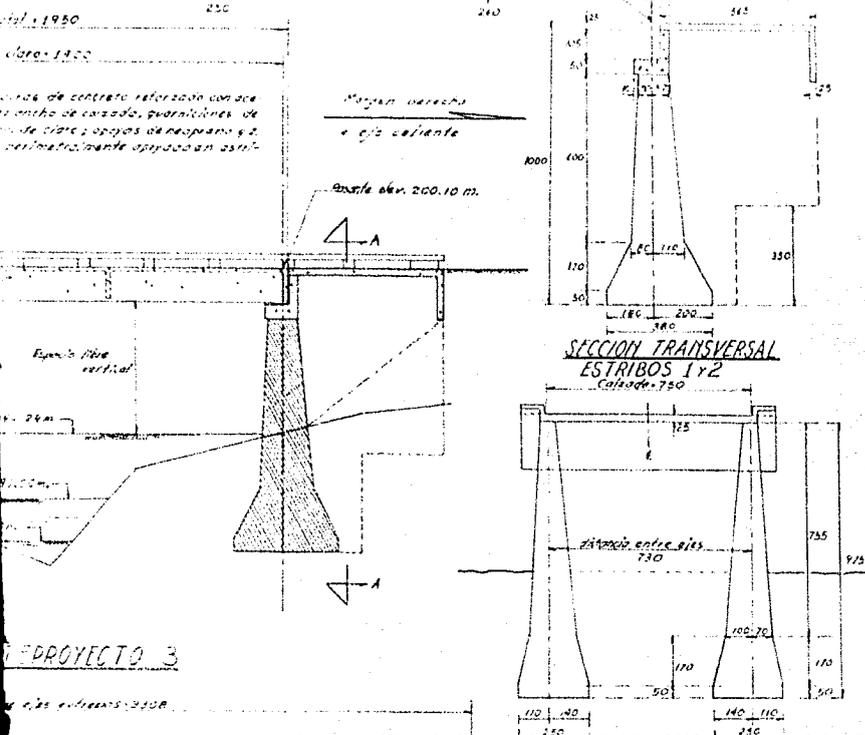
Ingeniería y Administración, 10% 20,713.53

Costo total del puente \$227 848.84

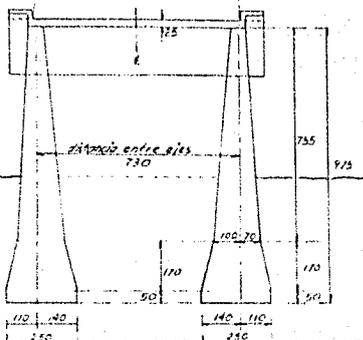
Costo por metro lineal $\frac{227\ 848.84}{33.08} = \$ 6\ 900.00$



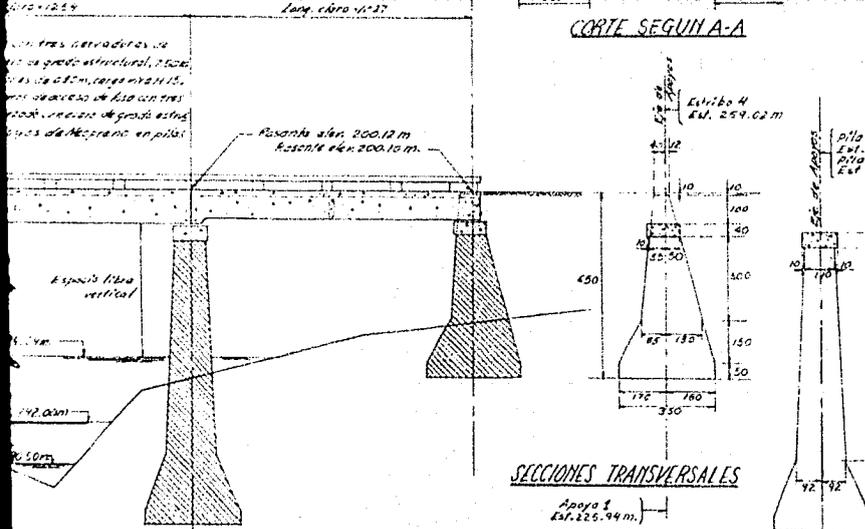
Estribo 1 Est. 253.15 m.
Estribo 2 Est. 252.15 m.



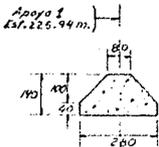
SECCION TRANSVERSAL
ESTRIBOS 1 y 2
Corte de 750



CORTE SEGUN A-A



SECCIONES TRANSVERSALES



SUPERESTRUCTURA :

Concepto	Cantidad	Unidad	Precio	Importe
Concreto f'c=200 Kg/cm ² (parapeto)	3.46	m ³	\$ 1032.12	\$ 3576.26
Concreto f'c=150 Kg/cm ² (losa nerv.)	54.86	m ³	\$ 541.66	\$ 29782.14
Concreto f'c=150 Kg/cm ² (losa plana)	33.00	m ³	\$ 440.69	\$ 14542.77
Acero de refuerzo (1/2 4000 Kg/cm ²)	80.30	Kg	\$ 4.30	\$ 3459.00
Acero de refuerzo 6E	4904	Kg	\$ 2.68	\$ 13048.72
Asfalto duro Shore 50	12	dm ³	\$ 60.00	\$ 720.00
Acero estructural en apoyos	-	Kg	\$ 8.90	\$ -
Drenas	20	pzs.	\$ 7.45	\$ 149.00
			SUMA	\$ 105349.29
SUBESTRUCTURA :				
Concreto f'c=150 Kg/cm ² (cerchas)	14	m ³	\$ 403.45	\$ 5648.30
Acero de refuerzo	700	Kg	\$ 3.68	\$ 2576.00
Membrado de 3" de esp.	500	m ²	\$ 94.58	\$ 47290.00
Excavaciones en material B (Aprax)	800	m ³	\$ 8.41	\$ 6728.00
Rellenos compactados (Aprax)	534	m ³	\$ 15.02	\$ 8020.68
			SUMA	\$ 10262.98
TOTAL				\$ 115622.27
Imprevistos 10% sobre el total				\$ 11562.22
SUMA				\$ 127184.49
Ingeniería y Administración 10%				\$ 12718.45
COSTO TOTAL DEL PUENTE				\$ 140002.94

SUPERESTRUCTURA :

Concepto	Cantidad	Unidad	Precio	Importe
Concreto f'c=200 Kg/cm ² (parapeto)	1.25	m ³	\$ 1032.12	\$ 1290.15
Concreto f'c=150 Kg/cm ² (losa nerv.)	91.37	m ³	\$ 513.69	\$ 47035.86
Acero de refuerzo	13	Kg	\$ 3.68	\$ 47.84
Asfalto duro Shore 50	32	dm ³	\$ 60.00	\$ 1920.00
Acero estructural en apoyos	9	Kg	\$ 8.90	\$ 80.10
Drenas	24	pzs.	\$ 7.45	\$ 178.80
			SUMA	\$ 50482.75
SUBESTRUCTURA :				
Concreto f'c=150 Kg/cm ² (cerchas)	38	m ³	\$ 403.45	\$ 15331.10
Acero de refuerzo	490	Kg	\$ 3.68	\$ 1803.20
Membrado de 3" de esp.	432	m ²	\$ 94.58	\$ 40669.56
Excavaciones en material B (Aprax)	1126	m ³	\$ 8.41	\$ 9470.06
Rellenos compactados	750	m ³	\$ 15.02	\$ 11265.00
			SUMA	\$ 82439.92
TOTAL				\$ 132922.67
Imprevistos 10% sobre el total				\$ 13292.27
SUMA				\$ 146214.94
Ingeniería y Administración 10%				\$ 14621.49
COSTO TOTAL DEL PUENTE				\$ 160836.43

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
RAUL CANALES CABRERA
PUENTE SOBRE EL
ARROYO STA. TERESA
ANTEPROYECTOS N° 3 y 4
México DF, 1963 PLANO N° 2

Por el estudio de los anteproyectos anteriores puede concluirse que el más adecuado para este cruce es el anteproyecto No. 3. Al revisarlo se encontró que el derrame de las terracerías de los accesos invadía el cauce ocupando un área demasiado grande para que pudiera quedar sin protección ya que el aumento de la velocidad del agua por este concepto sería muy grande y habría que recurrir a zampar los taludes de las terracerías lo que elevaría mucho el costo.

Siguiendo las indicaciones del Sr. Ing. Mariano Pontón, se procedió a modificar este anteproyecto aumentando el claro de las losas planas de acceso hasta lograr que el derrame de las terracerías no invada el cauce.

ANTEPROYECTO No. 5.

La longitud de las losas planas de acceso va a variar de 5.95 m. a 7.00 m. de claro. La distancia entre ejes de los muros de acceso de los estribos en U también va a variar de 7.30 m. a 6.00 con el objeto de calcular las losas planas trabajando únicamente en el sentido perpendicular al tráfico aliviados por el momento negativo que se produce en el voladizo. Los diafragmas extremos se considerará con dimensiones supuestas de 0.30 x 0.70 m.

Vamos a obtener nuevamente las cantidades de obra para el presupuesto de este anteproyecto.

Las cantidades de obra correspondientes al tramo central de 19.00 m. de claro no sufrirán ningún cambio por lo que serán las mismas del anteproyecto No. 3.

Concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en parapeto.

$$3.86 \text{ m}^3 \times \frac{33.58}{31.48} = 4.15 \text{ m}^3$$

$$4.15 \text{ m}^3 \times 160 \text{ Kg/m}^3 = 660 \text{ Kg.}$$

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ en losas planas de acceso.

Suponemos que las dimensiones de la sección transversal no cambian.

Area de la sección transversal: 2.21 m^2

$$\text{Volumen} = 2.21 \times 7.00 \times 2 = 31 \text{ m}^3$$

Diafragmas:

$$0.30 \times 0.70 \times 9.10 \times 2 = 3.82 \text{ m}^3$$

Volumen total de losas y diafragmas: $V = 34.82 \text{ m}^3$

Acero de refuerzo.

Consideraremos 135 Kg/m^3 que es un poco mayor que lo considerado - en el anteproyecto No. 3, donde suponíamos que las losas podían trabajar - perimetralmente apoyadas.

$$34.80 \times 135 = 4700 \text{ Kg.}$$

Total de acero de refuerzo en losas y parapeto:

$$4700 + 660 = 5360 \text{ Kg.}$$

Resumen de cantidades de obra en la Superestructura:

Concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ en parapeto	4.15 m^3
Concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ en losa nervurada	54.06 m^3
Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ en losas planas	34.82 m^3
Acero de refuerzo $f_y \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$	8830 Kg.
Acero de refuerzo grado estructural	5360 Kg.
Acero estructural en apoyos	6 Kg.
Neopreno en apoyos	12 dm^3
Drenes de asbesto de $\phi 10 \text{ cm.}$	20 pza.

Subestructura.

Consideramos que las secciones transversales de los estribos se con-

servan y vamos a obtener los nuevos volúmenes al modificar las distancias entre apoyos.

$$\text{Area del cuerpo} = 15.65 \text{ m}^2 \text{ (ver anteproyecto No. 3)}$$

$$\text{Volumen} = 15.65 \times (6.00 + 1.20) = 113 \text{ m}^3$$

Muros de acceso.

Volumen (1) (ver anteproyecto No. 3)

$$\text{Area} = 13.10 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 13.10 \times 3.50 \times 2 = 92 \text{ m}^3$$

Volumen (2):

$$\text{Area} = 6.20 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 6.20 \times 3.85 \times 2 = 48 \text{ m}^3$$

Volumen total de un estribo:

$$113.0 + 92.0 + 48.0 = 253 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de dos estribos: } 253 \times 2 = 506 \text{ m}^3$$

Concreto en corona y diafragma:

$$\text{Area} = 0.90 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 0.90 \times 6.50 = 5.85 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen en los dos estribos: } 5.85 \times 2 = 11.70 \text{ m}^3$$

Acero de refuerzo:

$$11.70 \times 50 \text{ Kg/m}^3 = 585 \text{ Kg.}$$

Los volúmenes de excavación y rellenos los consideramos iguales a los obtenidos para el anteproyecto No. 3.

$$\text{Volumen de excavación} - 800 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de rellenos} - 534 \text{ m}^3$$

PRESUPUESTO

ANTEPROYECTO NO. 5

Superestructura.

Concepto	Cantidad	Unidad	P.Unitario	Importe
Concreto f'c= 200 Kg/cm ² en parapeto	4.15	m ³	\$1 032.12	\$ 4 283.30
Concreto f'c= 250 Kg/cm ² en losa nervurada	54.06	m ³	541.66	29 282.14
Concreto f'c= 150 Kg/cm ² en losas planas	34.82	m ³	460.69	16 041.22
Acero de refuerzo fy \geq 4000 Kg/cm ²	8830	Kg.	4.30	37 969.00
Acero de refuerzo grado estructural	5360	Kg.	3.68	19 724.80
Acero estructural en apoyos	6	Kg.	8.90	53.40
Neopreno en apoyos	12	dm ³	60.00	720.00
Drenes de asbesto ϕ 10 cm.	20	pza.	7.45	149.00

				Σ \$108 222.86

Subestructura.

Concreto f'c= 150 Kg/cm ² en coronas	11.70	m ³	\$ 403.35	\$ 4 720.36
Acero de refuerzo grado estructural	585	Kg.	3.68	2 152.80
Mampostería de 3a. clase	506	m ³	94.58	47 857.08
Excavaciones en Material tipo "B"	800	m ³	8.41	6 728.00
Rellenos compactados	534	m ³	15.02	8 020.68

				Σ \$ 69 478.92

				Total \$177,701.78

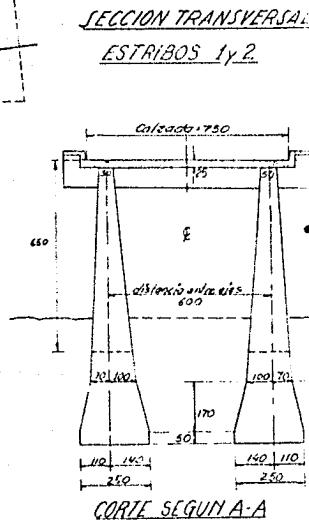
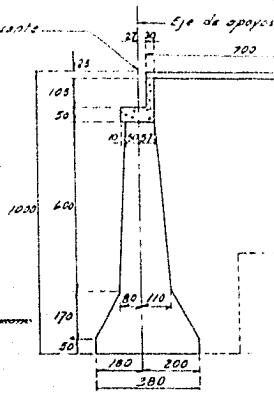
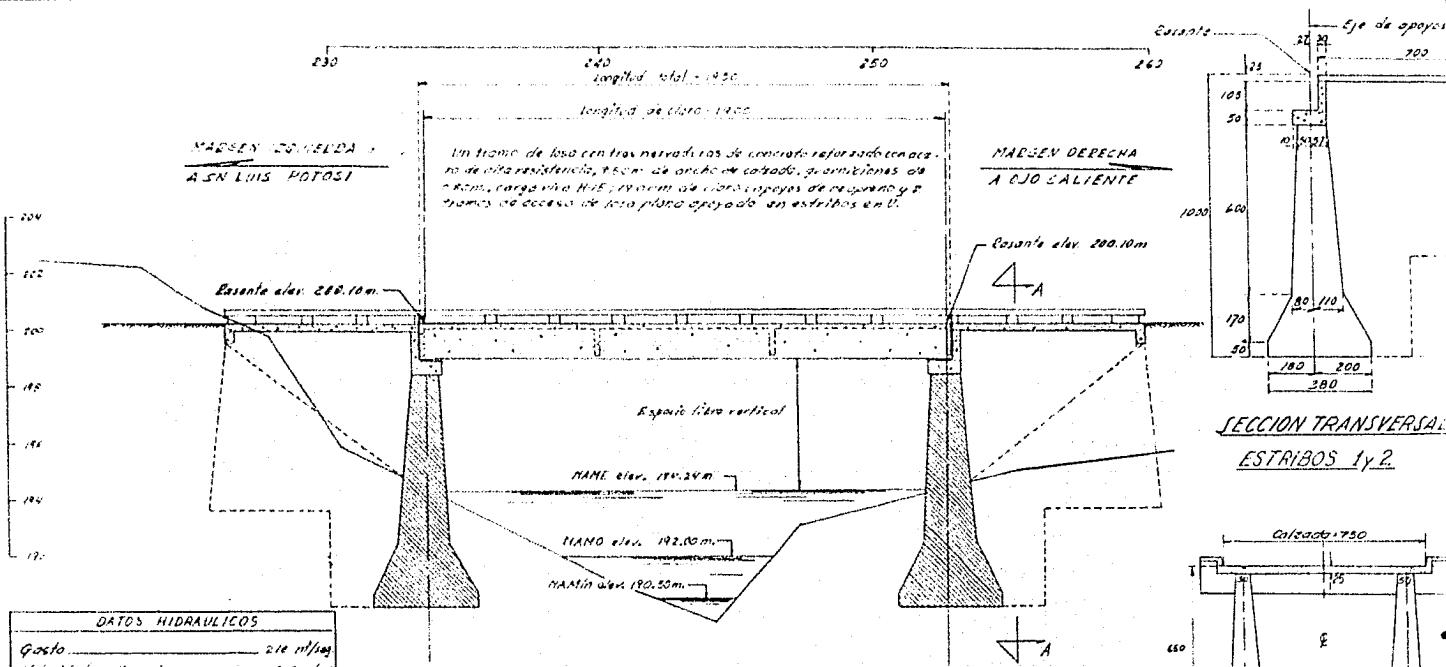
			Imprevistos 10%	17 770.18

				\$195 471.96

			Ingeniería y Administración 10%	19 547.20

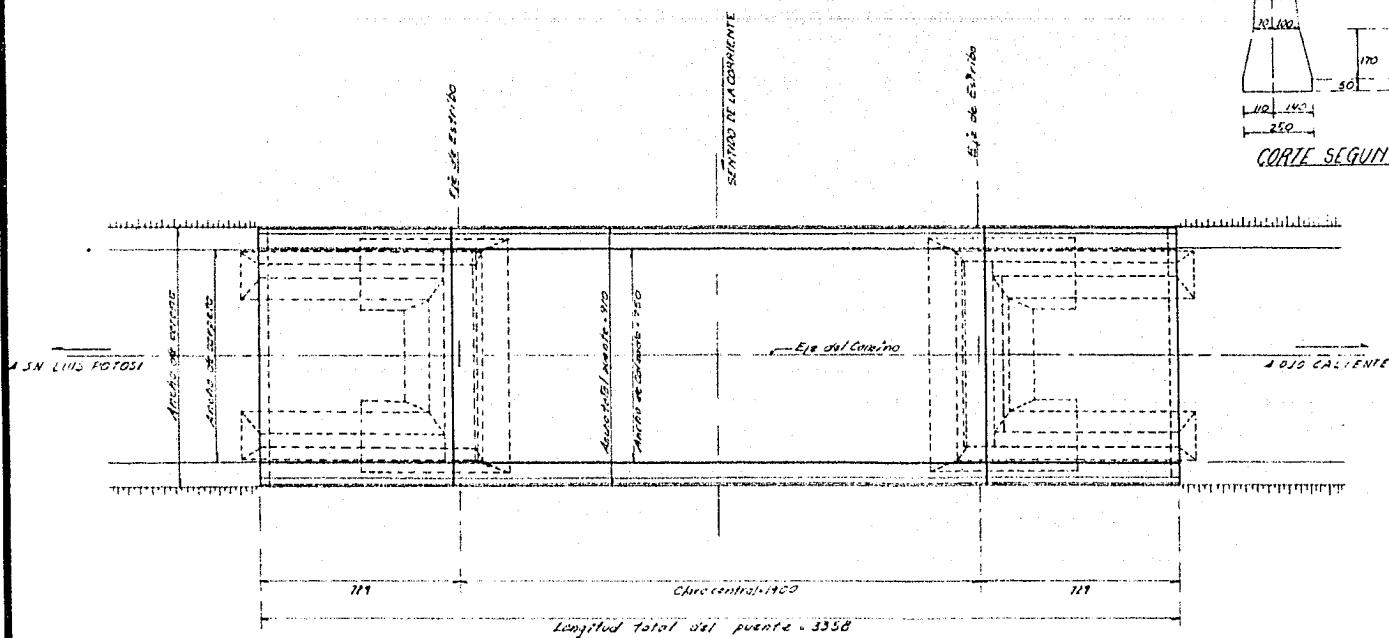
				\$214,919.16

$$\text{Costo por metro lineal } \frac{214\,919.16}{33.58} = \$ 6\,400.00$$

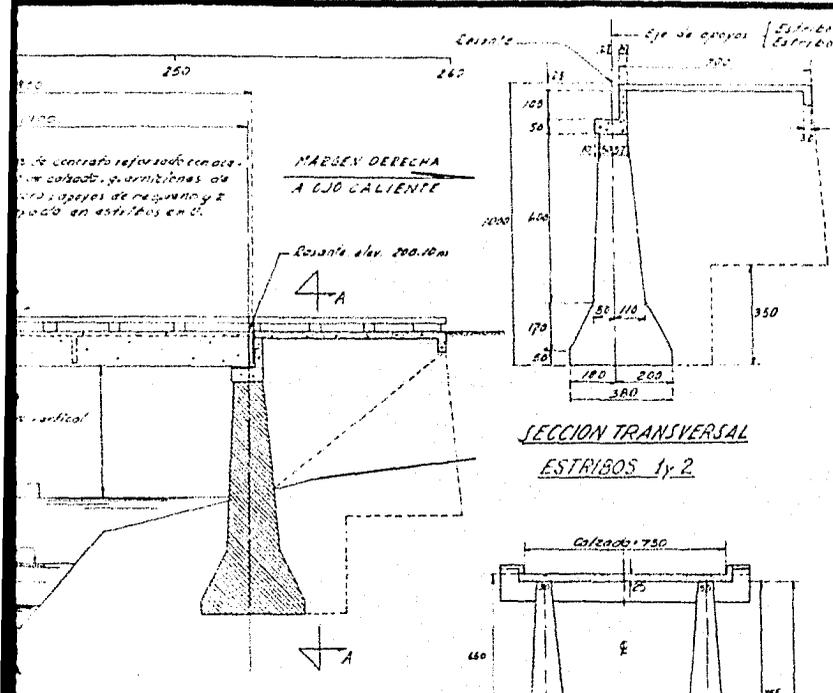


DATOS HIDRAULICOS	
Gasto	210 m ³ /seg
Velocidad de descarga	3.0 m/seg
Area hidráulica bajo el puente	36.4 m ²
Velocidad bajo el puente	5.0 m/seg
Sedimentación	0
Españil libre vertical	4.70 m

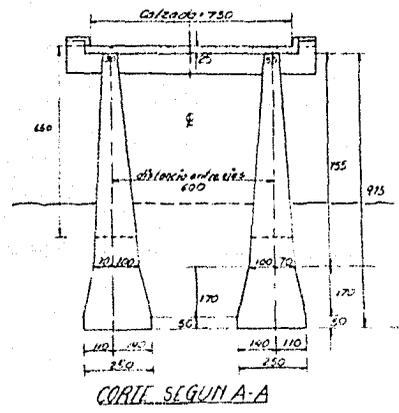
ANTEPROYECTO 5



PLANTA

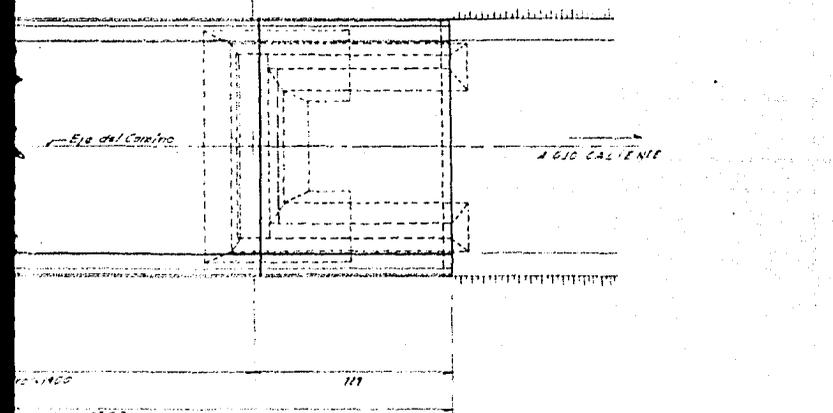


SECCION TRANSVERSAL
ESTRADOS 1 y 2



CORTE SEGUN A-A

PROYECTO 5



SUPERESTRUCTURA:				
Concepto	Cantidad	Unidad	Precio	Importe
Concreto C' 200 Kg/m ³ (parapeto)	4.15	m ³	\$ 1032.12	\$ 4283.30
Concreto C' 250 Kg/m ³ (losa nave)	54.06	m ³	\$ 541.66	\$ 29282.14
Concreto C' 150 Kg/m ³ (basas pilones)	34.82	m ³	\$ 460.69	\$ 16041.22
Acero de refuerzo (fy 4000 Kg/cm ²)	8830	kg.	\$ 4.50	\$ 37735.00
Acero de refuerzo #2	5360	kg.	\$ 3.48	\$ 17724.80
Requeno Shore 50	12	dm ³	\$ 60.00	\$ 720.00
Acero estructural en apoyos	4	kg.	\$ 8.90	\$ 33.40
Prenes	20	pzs.	\$ 7.45	\$ 149.00
			SUMA	\$ 108,222.86
SUBESTRUCTURA:				
Concreto C' 150 Kg/m ³ (cercones)	11.70	m ³	\$ 403.45	\$ 4720.36
Acero de refuerzo	585	kg.	\$ 3.48	\$ 2152.80
Alumbramiento de 3 ^a clase	506	m ²	\$ 94.58	\$ 47857.08
Excavaciones en material B (aprox.)	800	m ³	\$ 8.41	\$ 6728.00
rellenos compactados (aprox.)	534	m ³	\$ 15.02	\$ 8020.68
			SUMA	\$ 67478.92
			TOTAL	\$ 177,701.78
			Imprevistos 10% sobre el total	\$ 17,770.18
			SUMA	\$ 195,471.96
			Ingenieria y Administracion 10%	\$ 19,547.20
			COSTO TOTAL DEL PUENTE	\$ 214,919.16

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
PAUL CANALES CABRERA
PUENTE SOBRE EL
ARROYO STA TERESA
ANTEPROYECTO N° 5
Mexico D.F., 1963 PLANO N° 3

Por el estudio de los anteproyectos anteriores, concluimos que el -- más adecuado y económico es el anteproyecto No. 5, y se procederá a calcular el proyecto definitivo.

Descripción.

Puente definitivo sobre el Rfo Santa Teresa ubicado en el camino San Luis Potosí - Ojo Caliente en el Km. 42 y que consistirá en: Un tramo -- central de 19.00 m. de claro sobre tres nervaduras de concreto reforzado, de 7.50 m. de ancho de calzada, guarniciones de 0.80 m., parapeto de concreto reforzado y dos losas planas de acceso de 7.00 m. de longitud, ancho de calzada 7.50 m., guarniciones de 0.80 m. y parapetos de concreto - reforzado apoyado sobre dos estribos en U de mampostería de piedra de -- 3a., junteada con mortero de cemento arena en proporción 1:5.

LOSAS PLANAS DE ACCESO.-

A.- Datos Generales de Proyecto.

Claro longitudinal	6.70 m.
Longitud total	7.00 m.
Ancho de calzada	7.50 m.
Ancho de guarniciones	0.80 m.
Ancho total	9.10 m.
Bombeo de la calzada	0.08 m.
Ancho de corona del camino	9.00 m.

B.- Cargas consideradas.

Parapeto	150 Kg/m
Concreto reforzado (peso propio)	2400 Kg/m ³
Carga viva (en dos bandas de circulación).	H-15

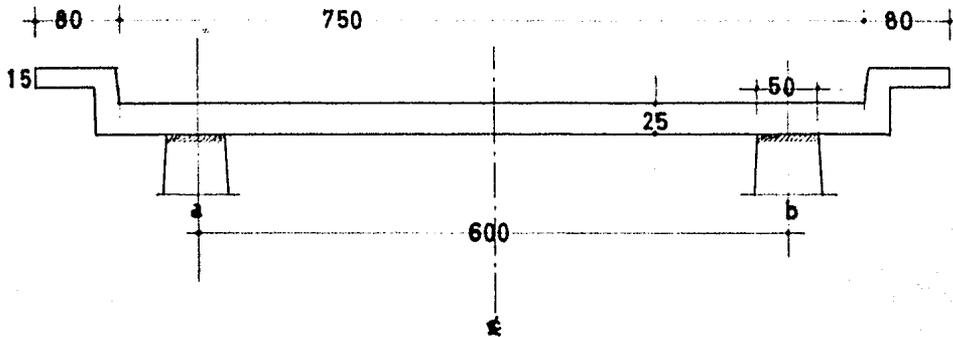
C.- Esfuerzos Admisibles.

Concreto $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$	$f_c = 0.4 f'c = 60 \text{ Kg/cm}^2$
	$v \text{ máx.} = 0.03 f'c = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$

	Tensión en la losa	1265 Kg/cm ²
Acero de refuerzo	Tensión en el diafragma	1265 Kg/cm ²
	Adherencia 0.10 f'c	15.0 Kg/cm ²

Especificaciones Generales AASHO traducción SOP.

D.- Dimensiones supuestas.

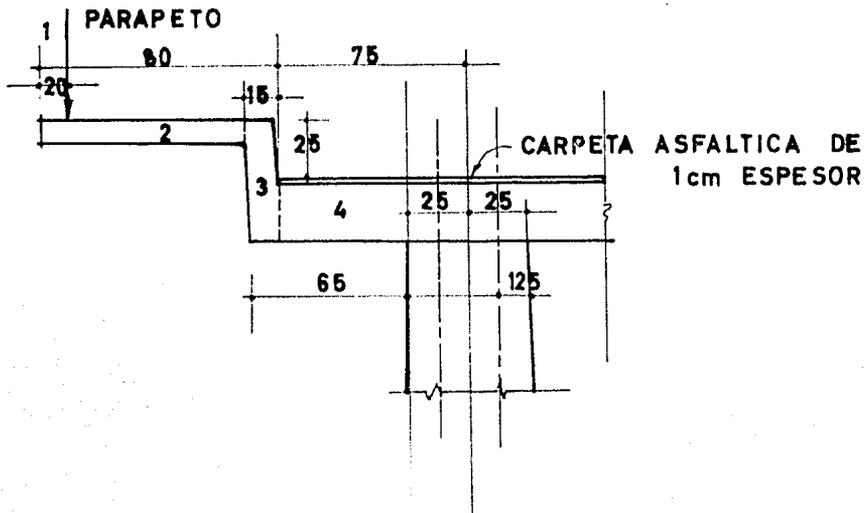


ESC 1:50 DIMENSIONES EN cm

Condiciones de apoyo.

Consideramos la losa simplemente apoyada en a y b. El acero de refuerzo principal será perpendicular al tráfico; acero de distribución y de temperatura, paralelo al tránsito.

Cálculo de Momentos.



a.- Momentos por Carga Muerta en el Voladizo.

Concepto	C a r g a	Brazo	Momento
(1) Parapeto	150 Kg.	1.225 m	184 Kg-m
(2) Guarnición	$0.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 2400 = 234$ Kg	1.10 m	257 Kg-m
(3) Escarpio	$0.14 \times 0.51 \times 1.0 \times 2400 = 171.5$ Kg	0.705 m	121 Kg-m
(4) Losa	$0.625 \times 0.25 \times 1.0 \times 2400 = 375$ Kg	0.312 m	117 Kg-m
(5) Carpeta asfáltica	$0.625 \times 0.01 \times 1.0 \times 2000 = 12.5$ Kg	0.312 m	3.9 Kg-m
			Σ 682.9 Kg-m

Momentos por carga muerta en el claro central:

$$\begin{aligned} \text{Losa} & 0.25 \times 1.00 \times 2400 = 600 \text{ Kg/m.} \\ \text{Carpeta asfáltica} & 0.01 \times 1.0 \times 2000 = 20 \text{ Kg/m.} \\ & \text{-----} \\ & \Sigma 620 \text{ Kg/m.} \end{aligned}$$

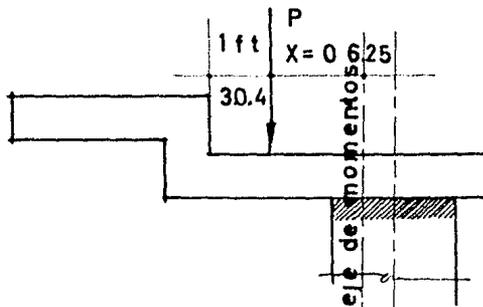
Para valuar el momento, tomaremos la expresión $M = \frac{\omega l^2}{10}$ ya que con sideramos continuidad en la losa.

$$M = \frac{\omega l^2}{10} = \frac{620 \times 5.75^2}{10} = 2060 \text{ Kg-m.}$$

b.- Momentos por carga viva.

Voladizo.

La posición de la carga viva más desfavorable la indican las especi ficaciones AASHO colocada a un pie de la guarnición.



Las especificaciones señalan también el ancho E en el que debe considerarse distribuida la descarga de la rueda, y está dada por la expresión:

$$E = 0.8 \times 1.143 \text{ en m.}$$

$$E = 0.8 \times 0.625 + 1.143 = 1.643 \text{ m.}$$

El momento flexionante estará dado por la fórmula:

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

siendo: P, el valor de la rueda más pesada del camión H-15
en nuestro caso: P = 5 443 Kg.

$$M = \frac{5443 \times 0.625}{1.643} = 2\,070 \text{ Kg-m.}$$

El momento por carga viva debe incrementarse por el impacto aplicando la siguiente expresión de las especificaciones AASHO.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \leq 30 \%$$

$$I = \frac{15.24}{6.70 + 38.10} = 34 \% > 30 \%$$

Tomaremos: I = 30 %

Momento por carga viva e impacto: $M_{CVI} = 2070 \times 1.3 = 2\,690 \text{ Kg-m}$

Momento por carga viva en el claro central.

Para este caso, el ancho de distribución E está dado por la fórmula:

$$E = 0.4 S + 1.14 \quad ; \quad S = 5.75 \text{ m.}$$

$$E = 0.4 \times 5.75 + 1.14 = 3.44$$

$$\text{Momento flexionante: } M = 0.2 \frac{P}{E} S$$

$$M_{CV} = 0.2 \frac{5443}{3.44} \times 5.75 = 1820 \text{ Kg-m/m.}$$

$$M_{CVI} = 1820. \times 1.3 = 2360 \text{ Kg-m/m.}$$

Momentos Totales.

	Voladizo	Tramo central
M_{CH}	682.9	2 060
M_{CVI}	2690.0	2 360
M_T	3372.9 Kg-m.	4 420 Kg-m.

Se procederá a diseñar con el momento en el tramo central que es el mayor:

$$f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad f'c = 0.4 f'c = 0.4 \times 150 = 60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = 0.03 f'c = 0.03 \times 150 = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Adherencia: } 0.10 f'c = 0.10 \times 150 = 15.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1265 \text{ Kg/cm}^2$$

Constantes de cálculo:

$$n = 15 ; \quad k = \frac{l}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{l}{1 + \frac{1265}{15 \times 60}} = 0.415$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.415}{3} = 0.862$$

$$c = \frac{l}{\sqrt{K}} = \frac{l}{\sqrt{10.73}} = \frac{l}{3.27} = 0.306$$

$$d = C \sqrt{\frac{M}{b}} \quad ; \quad M = 442,000 \text{ Kg-cm.}$$

$$d = 0.306 \sqrt{\frac{442\,000}{100}} = 0.306 \times 66.5 = 20.5 \text{ cm.}$$

$$h = 20.5 + 3.5 \text{ (recubrimiento)} + 1.0 \text{ (desgaste)} = 25$$

que es el espesor que habíamos supuesto.

Acero de refuerzo principal:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{442\,000}{1265 \times 0.862 \times 20.5} = 19.9 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si colocamos varillas de $\phi \frac{3}{4}$ ", $a = 2.84 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S = \frac{2.84 \times 100}{19.9} = 14.2 \text{ cm. c}\grave{a}\text{c}$$

Las colocaremos a: 14 cm. c\grave{a}\text{c}

Acero de distribución.- Este acero se coloca en el lecho inferior - pero normal al acero principal. Las especificaciones AASHO lo cuantifican como un porcentaje del acero principal y está dado por la fórmula:

$$\text{Acero distribución} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times S}}$$

y no debe ser mayor del 50 %.

Para nuestro caso: $S = 5.75 \text{ m.}$

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 5.75}} = \frac{100}{\sqrt{18.85}} = \frac{100}{4.35} = 23 \%$$

$$A_{s_{\text{dist}}} = A_{s_p} \times 23 \% = 19.9 \times 0.23 = 4.59 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si usamos varillas de $\phi \frac{1}{2}$ " ; $a = 1.22 \text{ cm}^2$

la separación será:
$$s = \frac{1.22 \times 100}{4.59} = 26.4 \text{ cm.}$$

Colocaremos varillas de $\phi \frac{1}{2}$ " a 25 cm. c/c

Acero de temperatura.- Esta área de acero se cuantifica como un por ciento de la sección recta de la pieza y se coloca en el lecho superior.

Por considerar que el acero de distribución absorbe esfuerzos de -- temperatura tomaremos la expresión adoptada por la Secretaría de Obras Públicas en su traducción de las especificaciones AASHO que también están adaptadas a nuestras necesidades.

$$As_t = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Si usamos varillas $\phi \frac{3}{8}$ " de $a = 0.71 \text{ cm}^2$, tendremos:

$$s = \frac{71 \times 100}{3.75} = 19 \text{ cm.}$$

Varillas $\phi \frac{3}{8}$ " a 19 cm. c/c

Para el armado del voladizo, vamos a doblar parte del acero principal del tramo central, así que vamos a determinar la distancia Z a la que podemos doblar una de cada dos barras. Esta distancia Z está dada por la expresión:

$$Z = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{As_i}{As}}$$

en la que: As , representa el área total y

As_i , el área de acero que va a doblarse.

$$Z = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{As_i}{As}} = \frac{5.75}{2} \sqrt{\frac{1}{2}} = 2.02 \text{ m.}$$

Esfuerzo Cortante y Adherencia.

Por tratarse de una losa, los esfuerzos debidos a las fuerzas cortantes y la adherencia quedan muy sobrados con las dimensiones obtenidas para el diseño por momento flexionante y no se revisan (Especificaciones -- SOP, pág. 33, inciso f).

Armado en el Voladizo.

Para el voladizo se conserva el mismo espesor de la losa, así que vamos a obtener el A_s correspondiente:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad ; \quad M = 337,290 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{337,290}{1265 \times 0.862 \times 21.5} = 14.4 \text{ cm}^2$$

Si doblamos la mitad del acero del claro central, tendremos varillas $\phi \frac{3}{8}$ " separadas a 28 cm. c/c.

Estas varillas nos dan una:

$$A_{s_1} = \frac{2.84 \times 100}{28} = 10.1 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

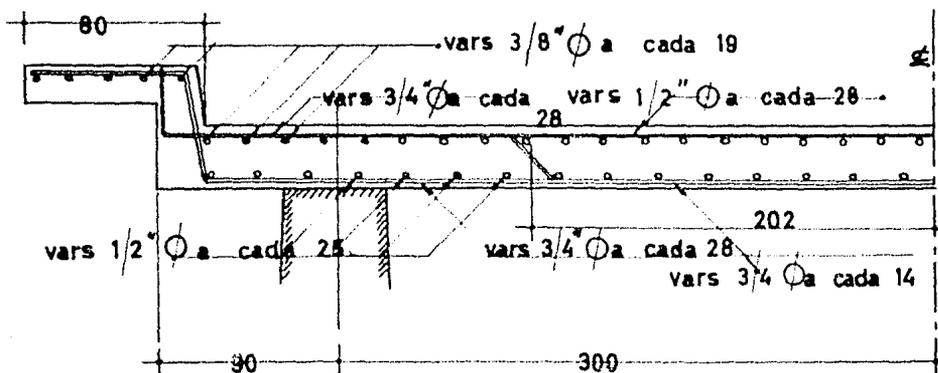
Si colocamos varillas de $\phi \frac{1}{2}$ " en los espacios intermedios, alternados con las barras dobladas de $\frac{3}{8}$ " tendremos:

$$A_s = \frac{122 \times 100}{28} = 4.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s_1} + A_{s_2} = 10.1 + 4.40 = 14.50 \text{ cm}^2 > 14.40 \text{ cm}^2 \text{ requeridos.}$$

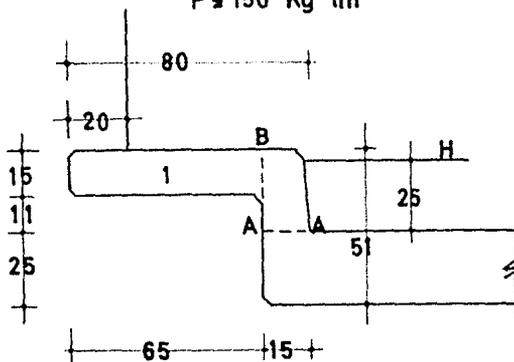
Estas varillas las corremos de extremo a extremo y sirve para armar parrilla con el acero de temperatura.

SECCION TRANSVERSAL DE LA LOSA PLANA
DETALLE DE ARMADO



DISEÑO DE LA GUARNICION

$$P = 150 \text{ Kg lm}$$



Tomamos momentos con respecto a AB.

$$(1) \text{ Peso propio} = 0.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 2400 = 234 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB} = 234 \times 32.5 = 7600 \text{ Kg-cm.}$$

Parapeto.

$$M_{AB} = 150 \times 45 = 6750 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_{\text{TOTAL}} = \underline{\underline{14350 \text{ Kg-cm.}}}$$

CARGA VIVA.

Para el caso que la banqueta tenga más de 0.60 m. de ancho se tomará $\omega = 293 \text{ Kg/m}^2$ según las especificaciones SOP, pág. No. 19.

$$\omega = 0.80 \times 293 = 234 \text{ Kg/m.}$$

$$M = \omega \times l = 234 \times 32.5 = 7630 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_{\text{TOTAL}} = M_{\text{CH}} + M_{\text{CV}} = 14350 + 7630 = 21980 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{21980}{1265 \times 0.862 \times 11.5} = 1.76 \text{ cm}^2$$

que es mucho menor que 10.5 cm^2 que es el área de acero que tiene colocada.

SECCION AA.

$$H = 745 \text{ Kg/m.} - \text{Especificaciones SOP, pág. No. 19}$$

Vamos a considerar que AA es junta de construcción y que la carga-H debe resistirla el acero únicamente.

$$f_v = 928 \text{ Kg/cm}^2$$

Tenemos colocada varilla de $\phi \frac{1}{2}'' \text{ } \# 28$ cm. en la sección AA.

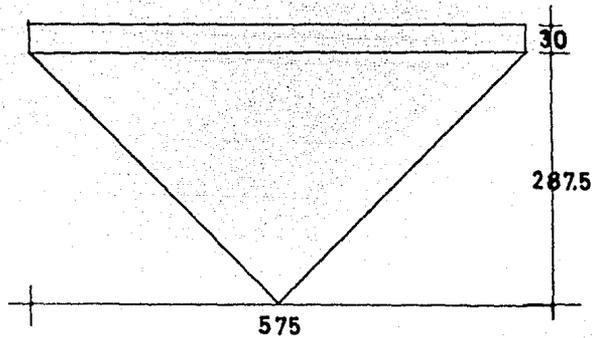
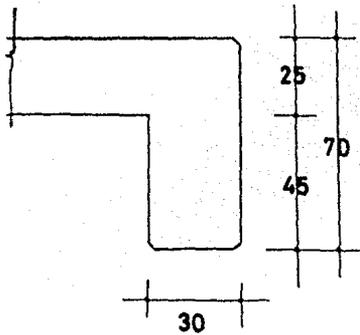
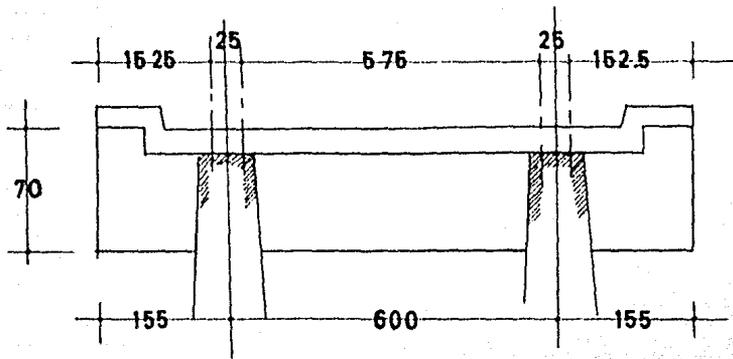
$$\phi \frac{1}{2}'' \quad ; \quad a = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{L22 \times 100}{28} = 4.36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$4.36 \times 928 = 4050 \text{ Kg/m.}$$

que es mucho mayor que la fuerza H de 745 Kg/ml.

Diseñaremos ahora uno de los diafragmas extremos que deben colocarse en las losas planas.



SECCION TRANSVERSAL
supuesta

AREA TRIBUTARIA

TRAMO CENTRAL.

Carga muerta:

Losa	$0.5 \times 5.75 \times 2.875 \times 0.25 \times 2400$	=	4 940 Kg.
Carpeta	$0.5 \times 5.75 \times 2.875 \times 20$	=	165 Kg.
Diafragma	$0.70 \times 0.30 \times 5.75 \times 2400$	=	2 900 Kg.

$$P_L = 4940 + 165 = 5105 \text{ Kg.}$$

$$P_D = 2900 \text{ Kg.}$$

$$\omega_L = \frac{P_L}{L} = \frac{5105}{5.75} = 889 \text{ Kg/m.}$$

$$\omega_D = \frac{P_D}{L} = \frac{2900}{5.75} = 504 \text{ Kg/m.}$$

El momento máximo ocurrirá en el centro del claro y será igual a:

$$\frac{\omega_D l^2}{8} + \frac{\omega_L l^2}{6} \quad (\text{carga triangular}).$$

$$M = \frac{504 \times 5.75^2}{8} + \frac{889 \times 5.75^2}{6} = 2080 + 4900 = 6980 \text{ Kg-m.}$$

Fuerza cortante.

Consideramos la pieza simplemente apoyada; las reacciones serán iguales.

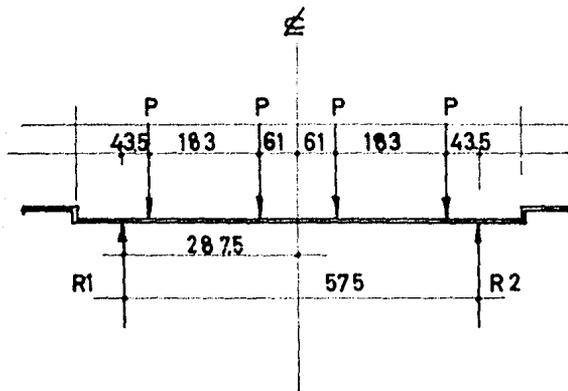
Carga Muerta total.

$$5105 + 2900 + (504 \times 1.425 \times 2) = 5105 + 2900 + 1440 = 9445 \text{ Kg.}$$

$$R_1 = R_2 = \frac{9445}{2} = 4722.5 \text{ Kg.}$$

Carga Viva.

Analizaremos dos casos para determinar con que carga se produce el - máximo momento, y tomaremos éste para el diseño.



10.- Dos camiones H-15 en la posición indicada en la figura:

$$P = 5\,443 \text{ Kg.}$$

$$R_1 = R_2 = 2P = 10\,886 \text{ Kg.}$$

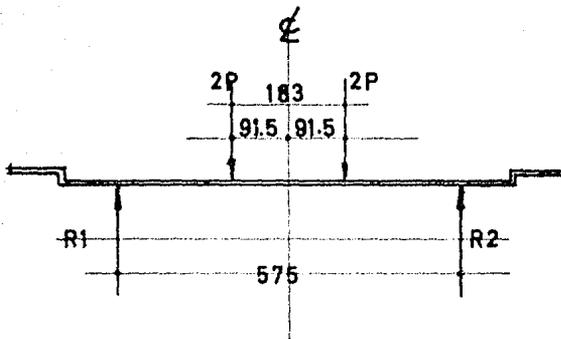
Momento en el centro del claro:

$$M_c = R_1 \times 2.875 - P \times 2.44 - P \times 0.61 =$$

$$M_c = R_1 \times 2.875 - P (2.44 + 0.61)$$

$$M_c = 10.886 \times 2.875 - 5.443 \times 3.05$$

$$M_c = 31.3 - 16.6 = 14.70 \text{ Ton-m.}$$



20.- Carga Viva Extraordinaria.- Un camión H-15 doble colocado simétricamente al centro del claro.

$$R_1 = R_2 = 2P = 10\,886 \text{ Kg.}$$

Momento en el centro del claro:

$$M_c = R_1 \times 2.875 - 2P \times 0.915$$

$$M_c = 10\,886 \times 2.875 - 10\,886 \times 0.915$$

$$M_c = 31.4 - 9.99 = 21.41 \text{ Ton-m.}$$

Dividiendo este resultado entre 1.5, que es el factor especificado - para carga extraordinaria, tendremos:

$$M = \frac{21.41}{1.5} = 14.3 \text{ Ton-m.}$$

Este resultado es un poco menor que 14.7 Ton-m. obtenida con la consideración anterior, así que tomaremos este valor de 14.7 Ton-m. para diseñar:

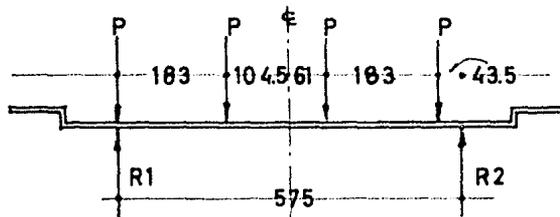
$$M_{\text{diseño}} = 14.7 \text{ Ton-m.}$$

$$\text{Impacto} = 30 \%$$

$$M_{\text{CVI}} = 14.7 \times 1.3 = 19.1 \text{ Ton-m.}$$

Fuerzas cortantes.

Para obtener los valores máximos de la fuerza cortante, deben considerarse la posición de los camiones como indica la figura.



1o. - Momentos respecto a R_2 .

$$R_1 \times 5.75 - P \times 5.75 - P \times 3.92 - P \times 2.265 - P \times 0.435 = 0$$

$$R = \frac{5443 \times 12.37}{5.75} = 11.70 \text{ Ton.}$$

Para el caso de carga viva extraordinaria, consideramos el camión -- H-15 doble, en el centro del claro.

$$R_1 = 2P = 10.886 \text{ Ton.}$$

Aplicando el factor de 1.5 para este caso.

$$\frac{10.886}{1.5} = 7.3 \text{ Ton.}$$

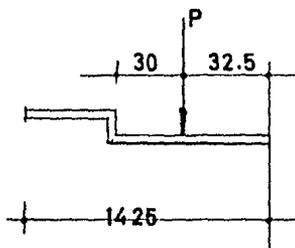
que es mucho menor que el valor obtenido en el primer inciso.

$$\text{Impacto} = 30\%$$

$$\text{Cortante máx.} = 11.70 \times 1.3 = 15.2 \text{ Ton.}$$

Momento del diafragma en el cantiliver.

La posición más desfavorable de la carga viva es por especificación, la rueda más pesada colocada a $lft = 30.4 \text{ cm.}$ de la guarnición:



Carga Muerta.

$$\omega_D = 504 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{CM} = \frac{\omega_D L^2}{2} = \frac{504 \times 1.425^2}{2} = 511 \text{ Kg-m.}$$

Carga viva.

$$M_{CV} = 5.443 \times 0.325 = 1.77 \text{ Ton-m.} \quad I = 30\%$$

$$M_{CVI} = 1.77 \times 1.3 = 2.3 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{TOTAL} = 511 + 2300 = 2811 \text{ Kg-m.}$$

Diseño del Claro Central.

$$M_{\text{TOTAL}} = M_{\text{CH}} + M_{\text{CVI}} = 698000 + 1,910,000 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_T = 2,608.000 \text{ Kg-cm.}$$

Suponemos que es una viga rectangular.

$$d = C \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.306 \sqrt{\frac{2\,608\,000}{30}} = .306 \times \sqrt{86\,900}$$

$$d = 88.5 \text{ cm. mucho mayor que } d = 70 \text{ cm. supuestos.}$$

Suponemos ahora: $h = 1.00$

Vamos a modificar los renglones que cambian.

Carga Muerta.

Losa y Carpeta (carga triangular) queda igual = 5 150 Kg.

$$\omega_L = 889 \text{ Kg/m.}$$

Diafragma: $0.30 \times 1.00 \times 5.75 \times 2\,400 = 4\,140 \text{ Kg.}$

$$\omega_D = \frac{4140}{5.75} = 720 \text{ Kg/m.}$$

$$M_{\text{máx.en c}} = \frac{\omega L^2}{8} + \frac{\omega L^2}{6}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{4140 \times 5.75}{8} + 4900 = 2970 + 4900 = 7\,870 \text{ Kg-m.}$$

Momento de diseño.

$$M_{\text{CH}} + M_{\text{CVI}} = 787000 + 1910000 = 2697000 \text{ Kg-cm.}$$

$$d = C \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.306 \sqrt{\frac{2697000}{30}} = .306 \sqrt{89900} = 91.5 \text{ cm.}$$

$h = 91.5 + \text{recubrimiento} = 100 \text{ cm.}$ que es el h supuesto.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2697000}{1265 \times 0.862 \times 91.5} = 27.1 \text{ cm}^2$$

Si usamos varillas de $\phi \frac{3}{8}$ ", $a = 2.84 \text{ cm}^2$

$$\text{No. de varillas} = \frac{27.1}{2.84} = 9 + = 10 \text{ varillas.}$$

Pondremos el armado en tres lechos:

2 de 4 vs. cada uno y 1 de 2 varillas.

Cortante de Diseño.

Carga muerta:

$$R_1 = R_2 = \frac{5105 + 4140}{2} = 4622.5 \text{ Kg.}$$

Cortante total: $V = C_H + C_{V1} = 4622.5 + 15,200 = 19822.5 \text{ Kg.}$

Revisión por Adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum_o j d} = \frac{19822.5}{48 \times 0.862 \times 91.5} = 5.22 \text{ Kg/cm}^2 < 15.0 \text{ Kg/cm}^2$$

que es el valor máximo permisible.

Diseño del Cantiliver.

Carga Muerta: $\omega_D = 720 \text{ Kg/m.}$

$$M = \frac{\omega_D L^2}{2} = \frac{720 \times 1.425^2}{2} = 731 \text{ Kg-m.}$$

Fuerza cortante = $\omega_D L = 720 \times 1.425 = 1025 \text{ Kg.}$

$$M_{\text{TOTAL}} = M_{\text{CH}} + M_{\text{CV1}} = 73100 + 230000 = 303100 \text{ Kg-cm.}$$

$$\text{Cortante total } C_{CH} + C_{CVI} = 1025 + 7080 = 8105 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{303100}{1265 \times 0.862 \times 91.5} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Si del armado principal del tramo central, subimos 2 varillas de $\phi \frac{3}{8}$ ", esto representa un $A_s = 5.68 \text{ cm}^2$ que es mayor que el $A_s = 3.04 \text{ cm}^2$ necesaria en el voladizo.

Vamos a ver a que distancia de L podemos doblar estas varillas en el claro central.

$$Z = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{2}{10}} = \frac{5.75}{2} \sqrt{\frac{2}{10}} = 2.875 \times 0.142 = 41 \text{ cm.}$$

La doblaremos a: $Z = 1.00 \text{ m.}$

Revisión por Adherencia.

$$u = \frac{8105}{12 \times 0.862 \times 91.5} = 8.55 \text{ Kg/cm}^2 < 15.0 \text{ Kg/cm}^2 \text{ permisible.}$$

Diseño de estribos para tomar la tensión diagonal.

Se considera que el concreto toma $v = 0.03 f'c$ (especificaciones SOP. página No. 103).

$$v_c = 0.03 \times 150 = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c b j d = 4.5 \times 30 \times 0.862 \times 91.5 = 10650 \text{ Kg.}$$

Tramo Central.

$$\text{Esfuerzo cortante máximo} = 4622.50 + 15200 = 19822.5 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo que deben tomar los estribos, será:

$$V = 19822.5 - 10650 = 9172.5 \text{ Kg.}$$

Si ponemos estribos en U de $\phi \frac{3}{8}$ ", la separación será:

$$S = \frac{2 A_v f_v j d}{V} = \frac{2 \times 0.71 \times 928 \times 0.862 \times 91.5}{9172.5} = 11.35 \text{ cm.}$$

Consideramos que esta separación es muy escasa y dificultaría tanto el armado como el colado en la obra, así que supondremos ahora estribos U de dos ramas de $\phi \frac{1}{2}$ "

$$S = \frac{2 \times 1.22 \times 928 \times 0.862 \times 91.5}{9172.5} = 19.5 \text{ cm.}$$

Colocaremos estribos en U de $\phi \frac{1}{2}$ " \bullet 20 cm. en los cuartos del claro central y \bullet 30 cm. en el medio claro central.

Cantiliver.

$$V_{\text{TOTAL}} = 1025 + 7080 = 8105 \text{ Kg.}$$

Este valor es menor que 10650 Kg. que es lo que toma el concreto, - así que pondremos únicamente estribos por la especificación mínima. En - nuestro caso colocaremos estribos U de dos ramas de $\phi \frac{1}{2}$ " \bullet 30 cm.

Acero de Temperatura.

Sobre las caras del cantiliver se colocará un armado para tomar los esfuerzos debidos a los cambios de temperatura. Este será igual a:

$$A_{s_T} = 0.0025 \text{ bd.}$$

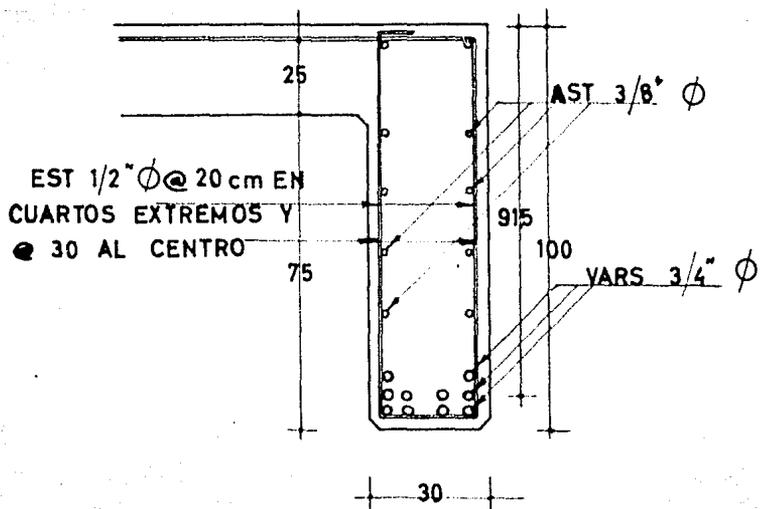
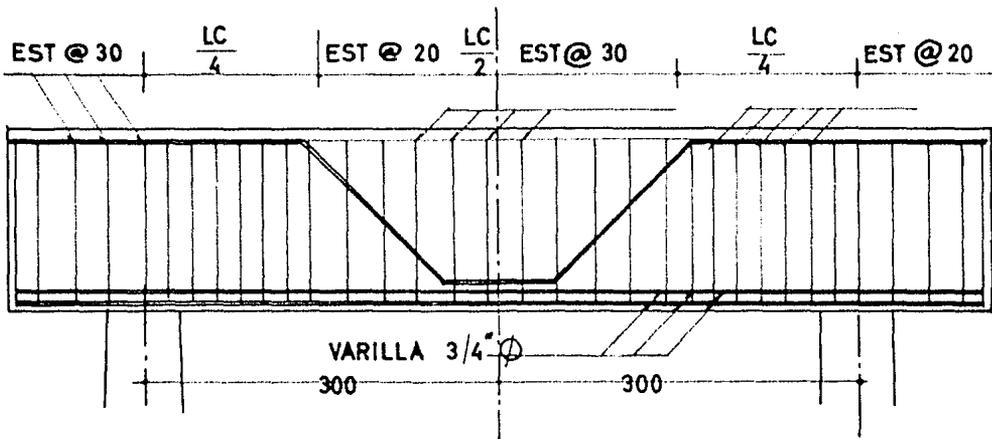
$$A_{s_T} = 0.0025 \times 30 \times 71 \text{ cm.} = 5.3 \text{ cm}^2$$

Si usamos varillas de $\phi \frac{3}{8}$ " , $a = 0.71 \text{ cm}^2$

necesitaremos:

$$\text{No. varillas} = \frac{5.3}{0.71} = 7 \dots = 8 \text{ varillas.}$$

La disposición del armado queda como se indica en las siguientes figuras:



Cantidades de obra para las losas planas de acceso.

Concreto: $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$

Losa:

$$\begin{array}{rcl} 0.25 \times 7.50 & = & 1.870 \\ 0.15 \times 0.36 \times 2 & = & .108 \\ 0.78 \times 0.15 \times 2 & = & .235 \\ \hline A & = & 2.213 \text{ m}^2 \end{array}$$

Volumen: $2.213 \times 7.0 = 15.4 \text{ m}^3$

Diafragma:

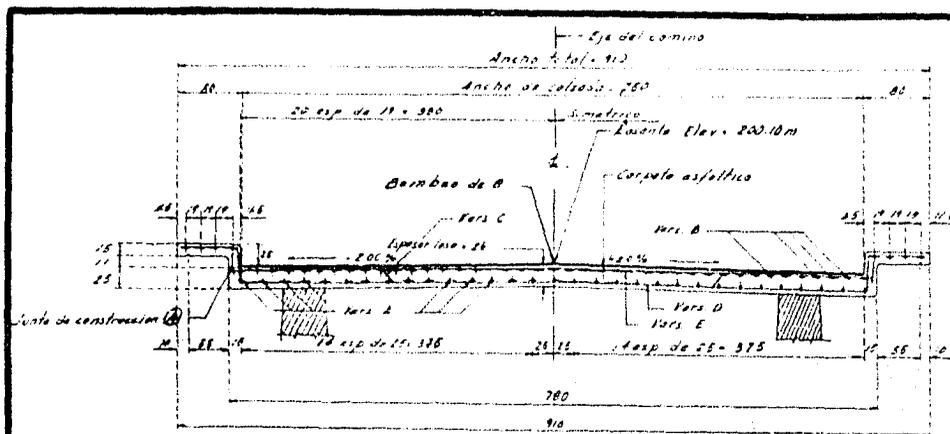
$$\begin{array}{rcl} 0.71 \times 0.30 \times 7.50 & = & 1.590 \text{ m}^3 \\ 0.30 \times 1.03 \times 0.65 \times 2 & = & .378 \text{ m}^3 \\ \hline & & 1.968 \text{ m}^3 \end{array}$$

Concreto Asfáltico:

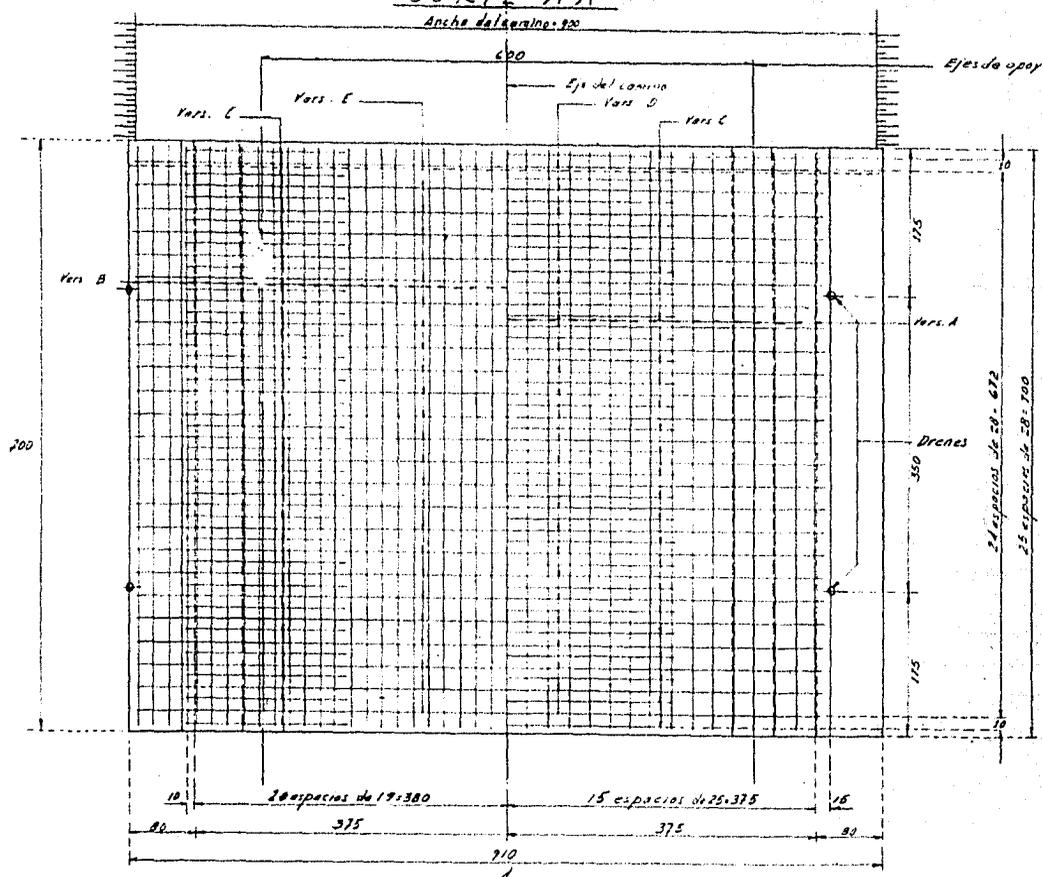
$$7.50 \times 7.00 \times 0.01 = 0.528 \text{ m}^3$$

Drenes de asbesto $\phi 4''$ - 4 pzas.

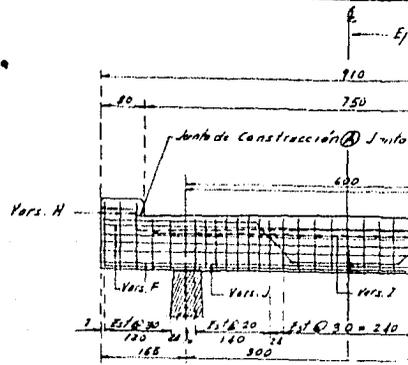
Fierro de grado estructural: 1 984 Kg.



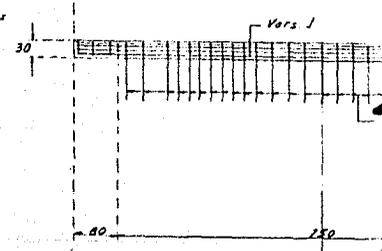
Esc. 1:33 1/4
CORTE A-A
Ancho del alero: 90



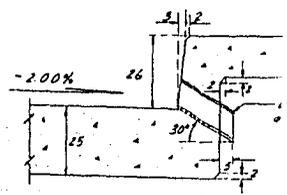
PARRILLA SUPERIOR PARRILLA INFERIOR
PLANTA



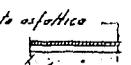
ELEVACION



PLANTA DIAFRAGMA EX.



DRENES



Vors. G
Vors. J

CORTE

TRAMO CENTRAL.-

Procederemos ahora a dimensionar el tramo central de nuestro puente constituido por una losa sobre tres nervaduras de 19.00 m. de claro.

Datos para el proyecto.

a.- Dimensiones:

Claro	19.00 m.
Longitud	19.50 m.
Ancho de calzada	7.50 m.
Ancho de guarniciones	0.80 m.
Ancho Total	9.10 m.
Bombeo de la calzada	2 ‰

b.- Cargas:

Parapeto de concreto reforzado	150 Kg/m.
Peso propio concreto reforzado	2400 Kg/m ³
Carga viva	H-15 en dos bandas de circulación.

c.- Esfuerzos permisibles:

	Compresión por flexión - $0.4 f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
Concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$	Cortante máximo con refuerzo. $0.075 f'c = 18.7 \text{ Kg/cm}^2$

	Tensión en la losa $f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	Tensión en las traveses Si $\phi > 1"$, 1600 Kg/cm^2
	Tensión en las traveses, varrilla más alejada 1800 Kg/cm^2
	Adherencia 18.7 Kg/cm^2

Constantes de cálculo.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{250000} = 8.4 \doteq 8$$

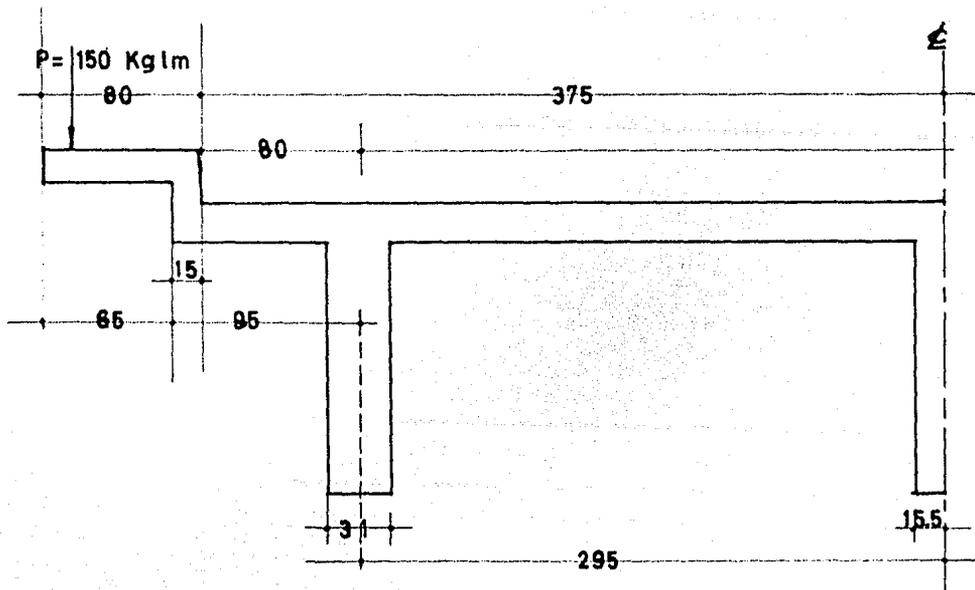
$$k = \frac{l}{l + \frac{f s}{n f c}} = \frac{l}{l + \frac{1600}{8 \times 100}} = 0.333$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.333}{3} = 0.889$$

$$K = \frac{l}{2} \cdot 100 \times 0.333 \times 0.889 = 14.8$$

Vamos a suponer una sección transversal para la losa nervurada con una separación entre nervaduras tal, que los momentos totales sean lo más iguales posibles tanto en el voladizo como en el claro entre nervaduras, - lo que nos dará la sección más económica.

Se propone la siguiente sección:



Momentos por carga muerta.

Concepto	C a r g a	Brazo	Momento
Parapeto	150 Kg.	1.40	210
Banqueta	0.15 x 0.65 x 2400 = 234	1.275	298
Guarnición	0.135 x 0.26 x 2400 = 84	0.882	74
Losa	0.17 x 0.95 x 2400 = 388	0.475	184
Asfalto	0.80 x 20 = 16	0.40	6
	----- 872 Kg.		----- 772 Kg-m.

Las reacciones en las nervaduras serán:

$$\text{Nervadura exterior: } 872 + 1.20 \times \frac{772}{2.95} = 872 + 314 = 1186 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Nervadura interior: } -1.5 \times \frac{772}{2.95} = -393 \text{ Kg/m.}$$

Losa entre nervaduras:

$$h = 17 \text{ cm.} + 1 \text{ cm. de asfalto.}$$

$$\omega = 0.17 \times 2400 + 20 = 428 \text{ Kg/m}^2$$

$$Re = 428 \times 2.95 \times 0.45 = 568 \text{ Kg/m}$$

$$Ri = 428 \times 2.95 \times 1.10 = 1390 \text{ Kg/m.}$$

$$Re_{\text{TOTAL}} = 1186 + 568 = 1754 \text{ Kg/m.}$$

$$Ri_{\text{TOTAL}} = -393 + 1390 = 997 \text{ Kg/m.}$$

Momentos totales por cargas muertas en el voladizo y en la losa entre nervaduras.

$$Me = \frac{\omega l^2}{8} = 1754 \times \frac{19.0^2}{8} = 79 \text{ 000 Kg-m.}$$

$$Mi = \frac{\omega l^2}{8} = 997 \times \frac{19.0^2}{8} = 45 \text{ 000 Kg-m.}$$

Momento por diafragmas interiores (2 pzas.)

Suponiendo para los diafragmas, $h = 1.00$ y $b = 0.20$ m., tenemos:

$$P = 1.00 \times 2.64 \times 0.20 \times 2400 = 1268 \text{ Kg.}$$

$$P_{\text{ext.}} = 1268 \times 0.45 = 570 \text{ Kg.}$$

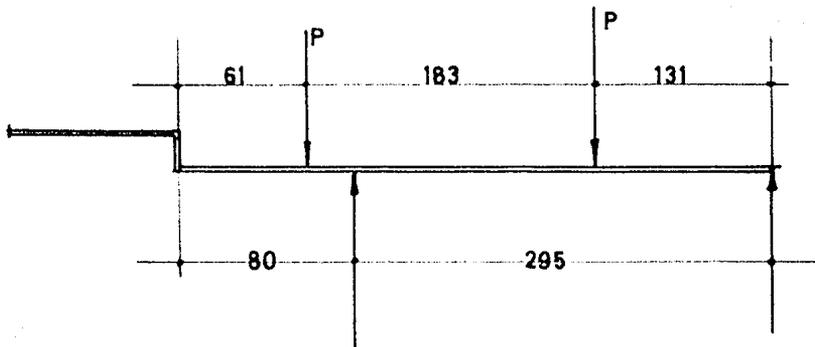
$$P_{\text{int.}} = 1268 \times 1.10 = 1400$$

$$M = \frac{P l}{3} ; \quad \frac{l}{3} = \frac{19.00}{3} = 6.30 \text{ m.}$$

$$M_E = 570 \times 6.30 = 3580 \text{ Kg-m.}$$

$$M_i = 1400 \times 6.30 = 8810 \text{ Kg-m.}$$

MOMENTOS POR CARGA VIVA



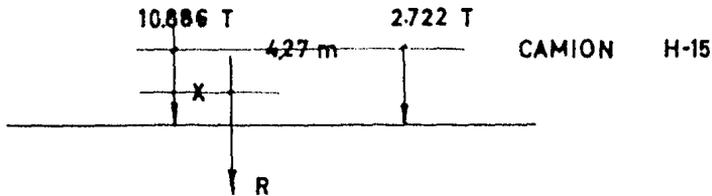
Factor de Concentración, Nervadura Exterior:

$$F_{c_e} = \frac{1.31 + 3.14}{2.95} P = \frac{4.45}{2.95} P = 1.51 P.$$

Factor de Concentración, Nervadura Interior:

$$F_{c_i} = \frac{3.28 \times 2.95}{5} P = 1.81 P.$$

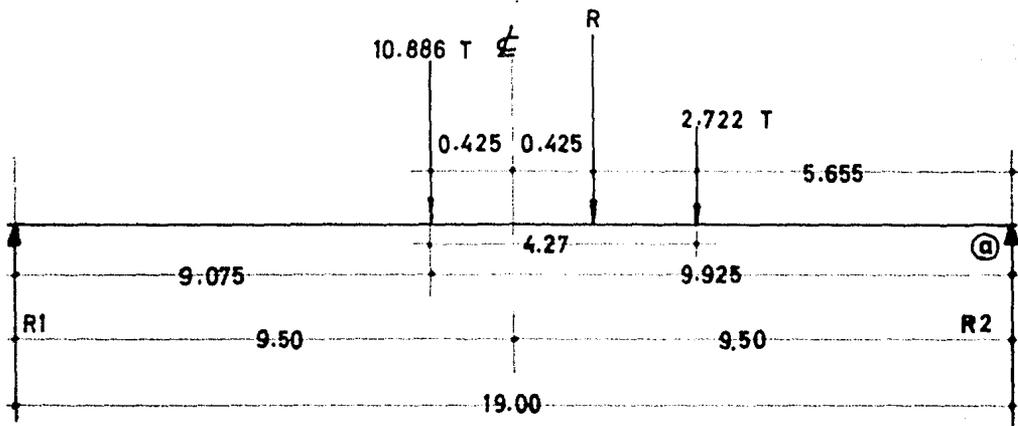
POSICION DE LA RESULTANTE DE LA CARGA VIVA
(eje longitudinal)



$$10.886 X = 2.722 (4.27 - X) ; 10.886 X = 11.6 - 2.722 X$$

$$X = \frac{11.60}{13.608} = 0.85 \text{ m.}$$

Sabemos que el momento máximo debido a un tren de cargas, ocurre debajo de la rueda más pesada cuando ésta y la resultante de todas las cargas, equidistan del centro del claro. Esta posición es la que indica la figura siguiente.

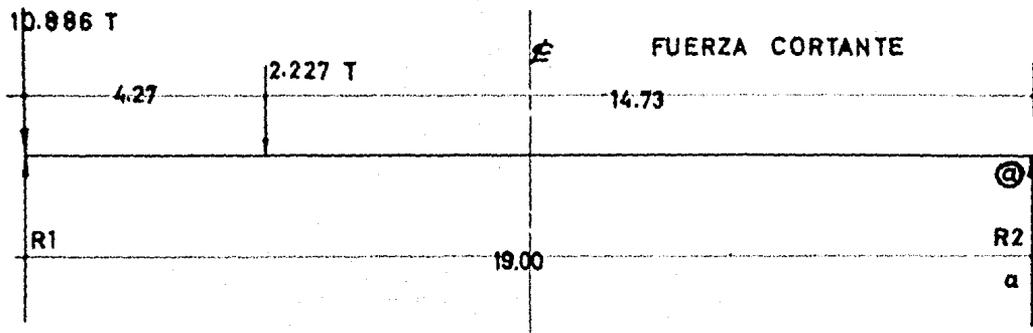


$$M_a = R_1 \times 19.00 - 10.886 \times 9.925 - 2.722 \times 5.655 = 0$$

$$M_a = R_1 \times 19.00 - 108.00 - 15.40 = 0$$

$$R_1 = \frac{123.4}{19.0} = 6.5 \text{ Ton.} ; R_2 = 13.600 - 6.50 = 7.10 \text{ Ton.}$$

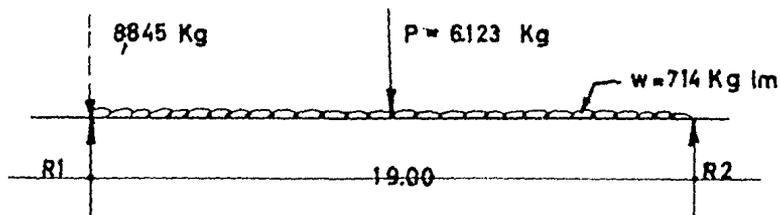
$$M_{\text{máx}} = 6.5 \times 9.075 = 56.9 \text{ Ton.}$$



$$M_a = R_1 \times 19.00 - 10.886 \times 19.00 - 2.722 \times 14.73 = 0$$

$$R_1 = \frac{207.00 + 40.00}{19.00} = 13.0 \text{ Ton.}$$

MOMENTOS POR CARGA EQUIVALENTE



$$R_1 = R_2$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{w l^2}{8} + \frac{P l}{4} = \frac{0.714 \times 19.0^2}{8} + \frac{6.123 \times 19}{4} = 32.25 + 29.1$$

$$M_{m\acute{a}x} = 61.35 \text{ T-m.}$$

Este momento, es mayor que el de 56.9 T-m. obtenido con la carga viva.

Fuerza cortante.

$$8.845 + \frac{0.714 \times 19.0}{2} = 8.845 + 6.8 = 15.645 \text{ Ton.}$$

También este valor es mayor que el de 13.0 Ton. obtenido con la carga viva, así que tomaremos estos valores.

Coeficiente de Impacto.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \frac{15.24}{19.0 + 38.10} = \frac{15.24}{57.10} = 0.267$$

$$I = 27 \%$$

Momentos por carga viva e impacto.

$$M_E = 1.27 \times 1.51 \times 30.675 = 58.800 \text{ Ton-m.}$$

$$M_I = 1.27 \times 1.81 \times 30.675 = 70.700 \text{ Ton-m.}$$

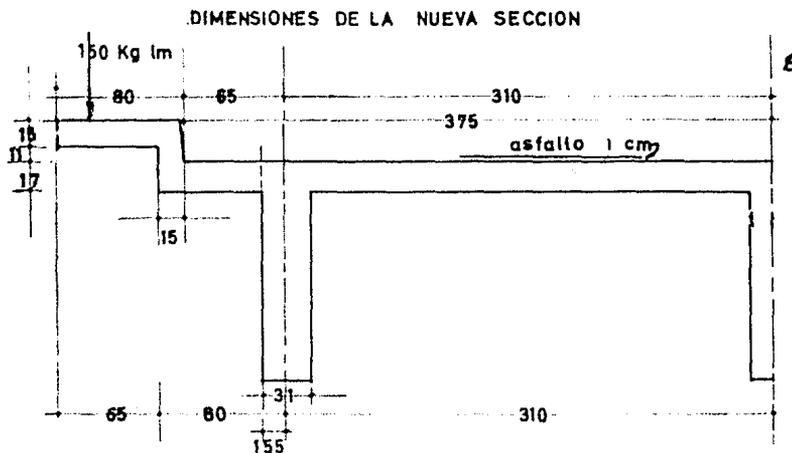
Momentos Totales sin considerar peso propio de las nervaduras, ya -- que suponemos que son iguales.

$$M_T = M_{CVI} + M_p \text{ diafragma} + M_{pp} \text{ losa}$$

$$M_E = 58.800 + 3.580 + 79.000 = 141.380 \text{ Ton-m.}$$

$$M_I = 70.700 + 8.810 + 45.000 = 124.510 \text{ Ton-m.}$$

Observamos que la diferencia entre los valores de los momentos para la nervadura exterior e interior, excede del 10 %, así que procederemos a elegir otra separación entre nervaduras y revisaremos nuevamente la sección.



Momentos por carga muerta.

a.- En el Voladizo.

Concreto	Carga (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
Parapeto.	150 Kg/m.	1.25	188.0
Banqueta.	$0.15 \times 0.65 \times 2400 = 234$	1.125	264.0
Guarnición.	$0.135 \times 0.26 \times 2400 = 84$	0.732	62.0
Losa	$0.170 \times 0.80 \times 2400 = 326$	0.40	131.0
Asfalto	$0.65 \times 20 = 13$	0.325	4.0
	807		649.0 Kg-m.

Reacciones en las nervaduras por carga muerta en el voladizo:

$$\text{Nervadura Exterior} = 807 + 1.2 \frac{649}{310} = 807 + 251 = 1058 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Nervadura Interior} = -1.5 \frac{649}{310} = -315 \text{ Kg/m.}$$

b.- Por peso de la losa entre nervaduras.

Espesor total = 17 cm. + 1 cm. de carpeta asfáltica.

$$\omega = 0.17 \times 2400 + 20 = 428 \text{ Kg/m}^2$$

$$R_e = 428 \times 3.10 \times 0.45 = 598 \text{ Kg/m.}$$

$$R_i = 428 \times 3.10 \times 1.10 = 1460 \text{ Kg/m.}$$

$$R_{et} = 1058 + 598 = 1656 \text{ Kg/m.}$$

$$R_{it} = -315 + 1460 = 1145 \text{ Kg/m.}$$

c.- Momentos Totales por cargas muertas del voladizo y losa entre nervaduras:

$$M_e = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{1656 \times 45.1}{8} = 74800 \text{ Kg-m.}$$

$$M_i = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{\omega \times 19.0^2}{8} = \omega \times 45.1 = 1145 \times 45.1 = 51600 \text{ Kg-m.}$$

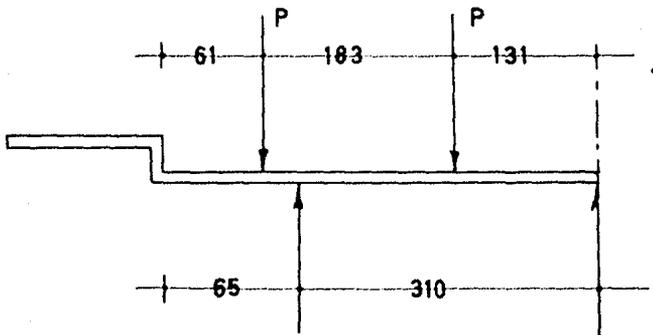
d.- Los momentos debidos a los diafragmas interiores, los consideramos iguales que en el tanteo anterior, por lo tanto:

$$M_e = 3580 \text{ Kg-m.}$$

$$M_i = 8810 \text{ Kg-m.}$$

2.- MOMENTOS POR CARGA VIVA.

a.- Factor de concentración para la nervadura exterior.



$$F_{c_e} = \frac{1.31 + 3.14}{3.10} P = \frac{4.45}{3.10} P = 1.44 P.$$

Nervadura Interior.

$$F_{c_i} = \frac{3.28 \times 3.10}{5} P = 2.04 P.$$

Momentos por carga viva e impacto.

$$M_e = 1.27 \times 1.44 \times 30.675 = 56.00 \text{ Ton-m.}$$

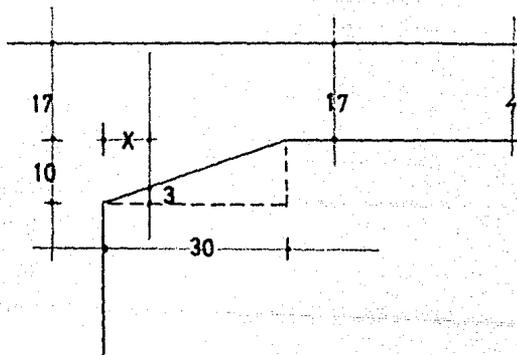
$$M_i = 1.27 \times 2.04 \times 30.675 = 79.60 \text{ Ton-m.}$$

Momentos Totales sin considerar los pesos propios de las nervaduras.

	Carga viva e impacto	P.P. diafragma	P.p. losa	Totales.
M_E	56.000	3.580	74.800	134.380 T-m
M_I	79.600	8.810	51.600	140.010 T-m

Resultados aproximadamente iguales, por lo que consideramos esta sección como correcta.

Vamos a diseñar la losa entre nervadura, considerando la siguiente sección transversal con las dimensiones de los acartelamientos como se indica en la siguiente figura:



$$\text{Espesor útil} = 0.17 - 0.01 (\text{desgaste}) = 0.16 \text{ m.}$$

$$d = 1.5 \times 0.16 = 0.24 \text{ m.}$$

$$\text{De la figura: } \frac{X}{3} : \frac{30}{10} \quad \therefore X = 9 \text{ cm.}$$

Claro de cálculo.

$$3.10 - 0.31 (\text{ancho de una nervadura}) - 0.18 = 2.61 \text{ m.}$$

a.- Carga muerta:

$$\omega = 0.17 \times 2400 + 20 = 428 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{cm} = 428 \times \frac{2.61^2}{8} = 292 \text{ Kg-m.}$$

Acero principal.

$$A_s = \frac{198200}{2000 \times 0.905 \times 12.5} = 8.8 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Si usamos varillas $\phi \frac{3}{8}$ ", $a = 1.22 \text{ cm}^2$, la separación S será:

$$S = \frac{1.22 \times 100}{8.8} = 14 \text{ cm}.$$

Acero de distribución en el lecho inferior perpendicular al acero -- principal:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \cdot S}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 2.61}} = \frac{100}{2.93} = 34.1 \%$$

$$A_{s_d} = 8.80 \times 0.341 = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Usando varillas $\phi \frac{3}{8}$ ", $a = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{0.71 \times 100}{3.0} = 23.5 \text{ cm. cec}$$

Pondremos varillas $\phi \frac{3}{8}$ " @ 23.5 cm.

Acero de temperatura (en el lecho superior).

$$A_{s_t} = 0.0015 \times 100 \times 17 = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Si usamos varillas $\phi = \frac{3}{8}$ " , $a = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{0.71 \times 100}{2.55} = 27.8 \text{ cm}.$$

Pondremos varillas $\phi \frac{3}{8}$ " @ 28 cm.

Doblado de varillas.

Doblabemos la mitad de las varillas del refuerzo principal a una dis

tancia igual a:

$$\frac{S}{\sqrt{8}} = \frac{2.61}{2.83} = 0.92 \text{ m.}$$

desde el centro del claro del tramo entre nervaduras y medida en el semiperalte.

Losa en voladizo.

Consideraremos el momento flexionante máximo en el paño de la nervadura sin descontar nada debido al acartelamiento, pero tomando el peralte igual al de la losa más el espesor del cartel.

a. - Momento por carga muerta.

Concepto	Carga	Brazo	Momento
Parapeto.	150	1.095	165
Banqueta.	234	0.97	227
Guarnición.	84	0.577	48.5
Losa	263	0.323	85
Carpeta	9	0.2475	2
Cartel	36	0.10	4

			M = 531.5 Kg-m.

b. - Momento por carga viva.

Consideramos la rueda del camión colocada a un pié de la guarnición.

$$E = 0.8 \times 1.143 = 0.8 \times 0.19 + 1.143 = 0.152 + 1.143 = 1.295$$

$$M_{CVI} = \frac{5443 \times 1.3 \times 0.19}{1.295} = 1040 \text{ Kg-m.}$$

c. - Momento Total.

$$M_T = 1040 + 531.5 = 1571.5 \text{ Kg-m.}$$

$$d = 0.278 \sqrt{157150} = 11.1 \text{ cm.}$$

b.- Carga viva.

Ancho de distribución:

$$E = 0.4 X + 1.14 = 0.4 \times 2.61 + 1.14 = 2.185$$

$$M_{CVI} = \frac{5443 \times 1.3 \times 2.61}{5 \times 2.185} = 1690 \text{ Kg-m.}$$

c.- Momento Total:

$$M_T = 292 + 1690 = 1982 \text{ Kg-m.} = 198200 \text{ Kg-cm.}$$

d.- Constantes de cálculo:

$$f_c = 0.4 f'_c = 0.4 \times 250 = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 8$$

$$k = \frac{l}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{l}{1 + \frac{2000}{8 \times 100}} = 0.286$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.286}{3} = 0.9047$$

$$K = \frac{1}{2} f_c \times k \times j = \frac{1}{2} \times 100 \times 0.286 \times 0.9047 = 12.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = \sqrt{\frac{l}{K}} = \sqrt{\frac{l}{12.95}} = \sqrt{0.0772} = 0.278$$

$$d = 0.278 \sqrt{198200} = 0.278 \times 44.6 = 12.5 \text{ cm.}$$

Peralte total h =

Superficie de desgaste 1.0 cm.

Recubrimiento 3.5 cm.

Peralte efectivo 12.5 cm.

h = 17.00 cm.

que es igual al h supuesto.

$$A_s = \frac{157150}{2000 \times 0.905 \times 22} = 3.94 \text{ cm}^2$$

Al subir la mitad del acero principal de la losa entre nervaduras, -
tendremos: $\frac{8.8}{2} = 4.4 \text{ cm}^2$ de área de acero que es mayor que 3.94 cm^2 .

Acero de distribución.

Considerando el mismo porcentaje para el acero de distribución ten--
dremos:

$$A_{s_d} = 3.94 \times 0.34 = 1.31 \text{ cm}^2$$

Tomando varillas $\phi \frac{3}{8}$ ", $a = 0.71 \text{ cm}^2$, tendremos:

$$S = \frac{0.71 \times 100}{1.31} = 55 \text{ cm.}$$

Como este espaciamiento es excesivo, podremos varillas $\phi \frac{3}{8}$ " # 30 cm.

El acero de temperatura, se colocará del mismo diámetro y a la misma
separación que en el tramo entre nervaduras.

Diseño de las Nervaduras.

Suponemos para estas, un peralte de 1.10mm., así que al momento to--
tal obtenido anteriormente, le adicionaremos el momento debido al peso --
propio de la nervadura.

$$\omega = 0.31 (1.10 + 0.03) \times 2400 = 890 \text{ Kg/m.}$$

$$M = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{890 \times 19.0^2}{8} = 40\,200 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Momento Total} = 140010 + 40200 = 180,210 \text{ Kg-m.}$$

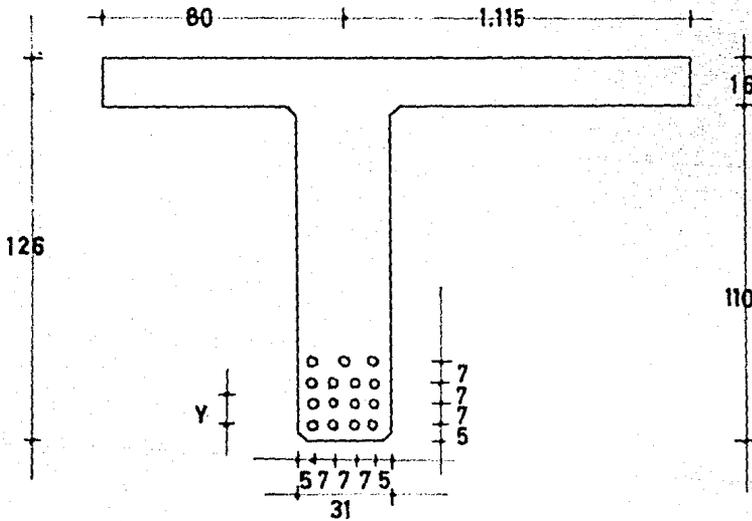
$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{18021000}{1265 \times 0.905 \times 110} = 143 \text{ cm}^2$$

Esta sería el A_s para una sección balanceada. Vamos a reducir un -
poco esta área de acero, y revisaremos como sección T.

Varillas $\phi 1\frac{1}{4}$ " ; $a = 7.87 \text{ cm}^2$

Suponemos: $A_s = 15 \text{ vs } \phi 1\frac{1}{4}$ " ; $A_s = 118 \text{ cm}^2$

La disposición del armado en la sección transversal, es la que indica la siguiente figura:



Revisión.

$$y = \frac{4 \times 7 + 4 \times 14 + 3 \times 21}{15} = 9.8 \text{ cm.}$$

$$d = 126 - (9.8 + 5) = 111.2 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{4} = \frac{19.00}{4} = 4.75$$

$$L \text{ cœc de nervaduras} = 3.10 \text{ m.}$$

$$12t + b = 12 \times 16 + 31 = 2.23$$

Este es el menor valor, y debiéramos elegirlo como b , pero tomaremos $b = 191.5$ debido al recorte de la losa en los extremos.

Profundidad del eje neutro.

$$kd = \frac{2n A_s d + bt^2}{2n A_s + 2bt} = \frac{2 \times 8 \times 118 \times 111.2 + 191.5 \times 16^2}{16 \times 118 + 2 \times 191.5 \times 16}$$

$$kd = \frac{210000 + 49000}{1890 + 6120} = \frac{259000}{8010} = 32.4 \text{ cm.}$$

$kd > t$; luego la sección es una viga T.

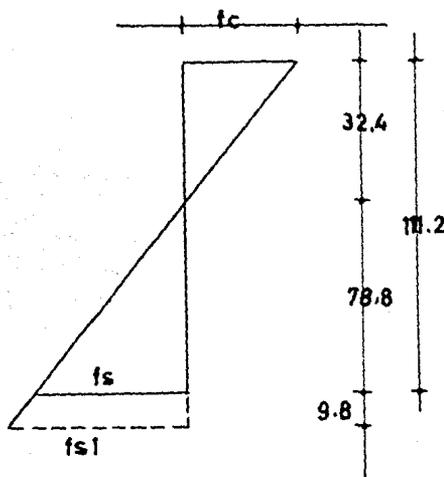
$$z = \left(\frac{3kd - 2t}{2kd - t} \right) \frac{t}{3} = \left(\frac{97.2 - 36}{64.8 - 16} \right) \frac{16}{3} = 6.7 \text{ cm.}$$

$$jd = d - z = 111.2 - 6.7 = 104.5 \text{ cm.}$$

$$f_s = \frac{18021000}{118 \times 104.5} = 1480 \text{ Kg/cm}^2$$

que es menor que 1600 Kg/cm^2 por lo que consideramos bien determinada - el área de acero.

Vamos ahora a revisar la fatiga del concreto:



$$f_c = \frac{f_s}{n} \left(\frac{k}{1-k} \right) = \frac{1480}{8} \left(\frac{0.333}{0.669} \right) =$$

$$f_c = 92 \text{ Kg/cm}^2 < f_{c,perm.} =$$

$$100 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, para f_{s1} tendremos:

$$f_{s1} = f_s \frac{88.6}{78.8} = 1480 \times \frac{88.6}{78.8} =$$

$$f_{s1} = 1665 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo por contracción de fraguado inicial.

Por especificación, el acero de refuerzo mínimo en cada cara de las nervaduras será de 2.66 cm² colocado entre el acero principal y el patín de la viga T.

Especificaciones S.O.P., pág. No. 102 con espaciamiento máximo de 60 cm.

Pondremos por lo tanto 3 varillas $\phi \frac{1}{2}$ ", $a = 3.66 \text{ cm}^2$ en cada cara, espaciados 25 cm. c/c.

Doblado de varillas del refuerzo principal.

El diagrama envolvente de los momentos flexionantes máximos, puede considerarse aproximadamente como una parábola de segundo grado, por lo tanto, las varillas del acero principal, se podrán doblar a partir del centro del claro hacia ambos lados, a las siguientes distancias que deberán medirse al semiperalte de la nervadura.

$$Z = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_i'}{A_s}} ; Z = \frac{19.00}{2} \sqrt{\frac{A_i}{118}} = \frac{9.50}{10.9} \sqrt{A_i} = 0.87 \sqrt{A_i}$$

No. de varillas que pueden doblarse

Longitud de doblado
 $Z = 0.87 \sqrt{A_i}$

1	$0.87 \times \sqrt{7.87} = 2.44 \text{ m.}$
2	$0.87 \times \sqrt{15.74} = 3.46 \text{ m.}$
3	$0.87 \times \sqrt{23.6} = 4.24 \text{ m.}$
4	$0.87 \times \sqrt{31.5} = 4.90 \text{ m.}$
5	$0.87 \times \sqrt{39.4} = 5.47 \text{ m.}$
6	$0.87 \times \sqrt{47.2} = 6.00 \text{ m.}$
7	$0.87 \times \sqrt{55.1} = 6.48 \text{ m.}$
8	$0.87 \times \sqrt{63.0} = 6.92 \text{ m.}$
9	$0.87 \times \sqrt{70.9} = 7.38 \text{ m.}$
10	$0.87 \times \sqrt{78.7} = 7.74 \text{ m.}$

Esfuerzo cortante en el apoyo.

a.- Parapeto, losa y peso propio nervadura.

$$Re_t = (1717 \text{ Kg/m} + 890 \text{ Kg/m}) 9.5 = 24\ 800 \text{ Kg.}$$

$$Ri_t = (1070 \text{ Kg/m} + 890 \text{ Kg/m}) 9.5 = 18\ 600 \text{ Kg.}$$

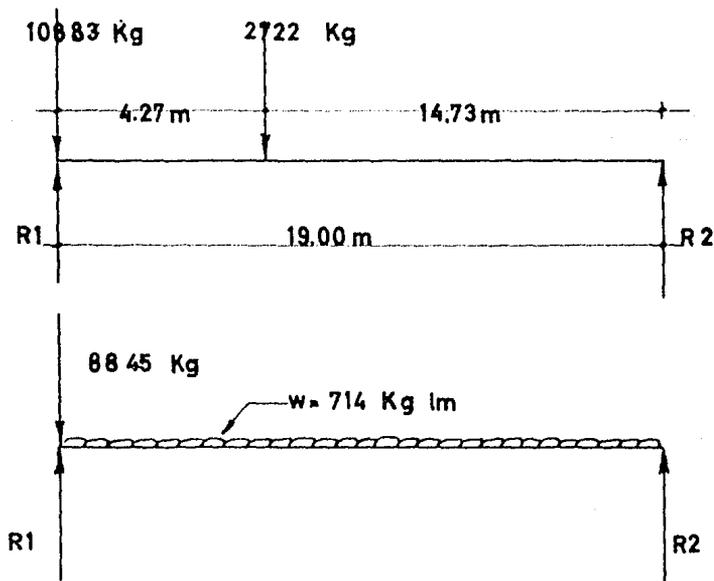
b.- Diafragmas.

$$Ve = 570 \text{ Kg.}$$

$$Vi = 1400 \text{ Kg.}$$

c.- Carga viva.

$$R_1 = 10883 + 2722 \frac{14.73}{19.00} = 12\ 993 \text{ Kg.}$$



Carga Equivalente.

$$R_1 = 8845 + 0.714 \times 9.5 = 15\ 645 \text{ Kg. carga de un camión.}$$

$$R_1 = 7822.5 \text{ por un eje.}$$

$$V_e = 7822.5 \times 1.27 \times 1.44 = 14\,300 \text{ Kg.}$$

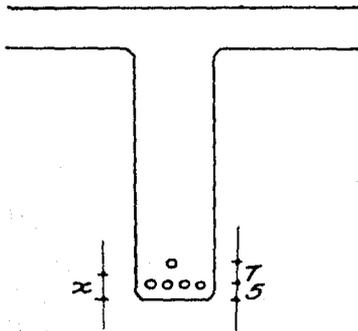
$$V_i = 7822.5 \times 1.27 \times 2.04 = 20\,300 \text{ Kg.}$$

d.- Fuerzas cortantes totales.

$$V_e = 24800 + 570 + 14300 = 39\,670 \text{ Kg.}$$

$$V_i = 18600 + 1400 + 20300 = 40\,300 \text{ Kg.}$$

Consideramos que se corren 5 varillas del acero principal hasta el apoyo, así que tendremos para este caso que determinar nuevamente $j d$.



$$5X = 4 \times 5 + 1 \times 12$$

$$\therefore X = \frac{20 + 12}{5} = 6.4 \text{ cm.}$$

$$j d = 126.0 - (6.7 + 6.4) = 112.9 \text{ cm.}$$

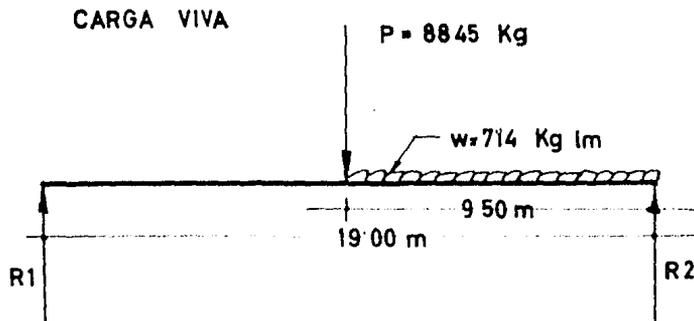
$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{40300}{31 \times 112.9} = 11.5 \text{ Kg/cm}^2$$

menor que la fatiga permisible, por lo tanto está bien.

Revisión por adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum o j d} = \frac{40300}{5 \times 10 \times 112.9} = 7.17 \text{ Kg/cm}^2 \text{ menor que la fatiga permisible.}$$

Fuerza cortante en el centro del claro.



$$R_2 = \frac{8845}{2} + 714 \times \frac{14.25}{19.00} = 9522 \text{ Kg. Un camión.}$$

$$V_C = 4761 \times 1.27 \times 1.44 = 8710 \text{ Kg.}$$

$$V_I = 4761 \times 1.27 \times 2.04 = 12390 \text{ Kg.}$$

Refuerzo en el alma.

Vamos a aceptar que el concreto no toma esfuerzo cortante alguno y vamos a tomar estos esfuerzos con barras dobladas (del acero principal) y con estribos verticales en U de $f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$.

Si colocamos estribos U de $\phi \frac{1}{2}$ " , a 25 cm. cœc, toma cada estribo:

$$\frac{2.44 \times 2000 \times 104.5}{25} = 20400 \text{ Kg.}$$

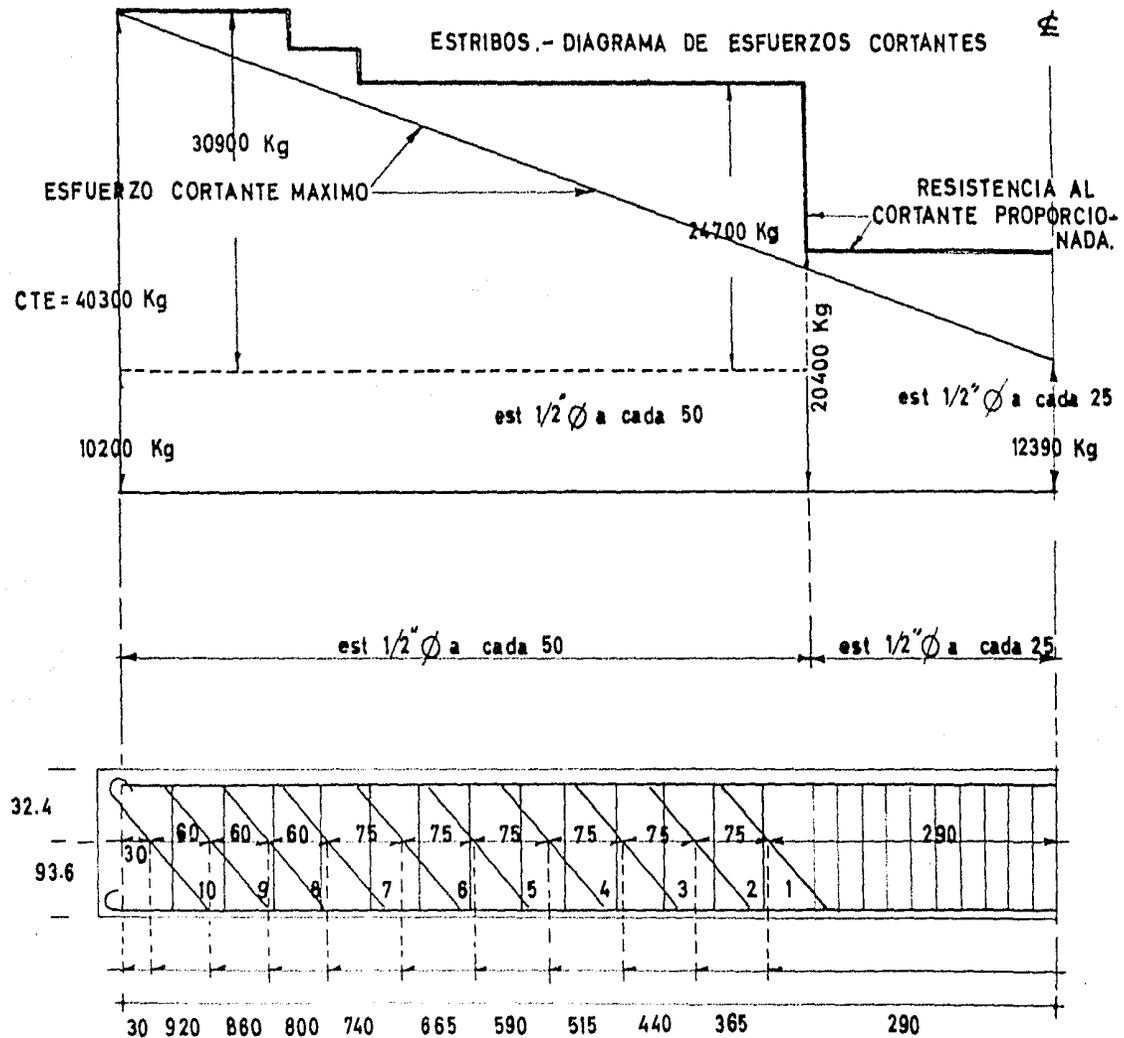
Si los colocamos a 50 cm. cœc, resistirán:

$$\frac{2.44 \times 2000 \times 104.5}{50} = 10200 \text{ Kg.}$$

Las barras de $1\frac{1}{4}$ " ϕ , doblados del refuerzo principal tienen las siguientes capacidades, de acuerdo con la separación como sigue:

a 50 cm.	$\frac{7.87 \times 1600 \times 1.4142 \times 104.5}{50}$	= 37100 Kg.
a 55 cm.	$\frac{787 \times 1600 \times 104.5 \times 1.4142}{55}$	= 33600 Kg.
60 cm.		= 30900 Kg.
65 cm.		= 28500 Kg.
70 cm.		= 26500 Kg.
75 cm.		= 24700 Kg.
80 cm.		= 23100 Kg.
85 cm.		= 21800 Kg.
90 cm.		= 20600 Kg.

La posición y número de estribos y barras dobladas, se indica en la fig. siguiente.



Vamos a proceder a verificar por sobrecarga.

Tomaremos una combinación de carga como sigue:

La carga muerta mas dos veces la carga viva e impacto, es decir se incrementará la carga viva e impacto en un 100 % y este valor lo dividiremos entre 1.5 y compararemos con los valores para momento y fuerza cortante, obtenidos con la carga viva ordinaria.

$$M_T = 177080 \text{ Kg-m.} \quad - \quad \text{carga viva ordinaria.}$$

$$M_{CH} = 40200 + 3580 + 77300 = 121080 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CVI} = 56000 \text{ Kg-m.}$$

Sobrecarga.

$$M_T = M_{CH} + 2M_{CVI} = 121080 + (2 \times 56000) = 233080 \text{ Kg-m.}$$

$$\frac{233080}{1.5} = 155000 \text{ Kg-m.} \quad \text{que es menor que } 177080 \text{ obtenido de la carga viva ordinaria.}$$

Verificaremos ahora, el esfuerzo cortante:

$$V_T = 40300 \text{ Kg.}$$

$$V_{CH} = 18600 + 1400 = 20000 \text{ Kg.}$$

$$V_{CVI} = 20300 \text{ Kg.}$$

Sobrecarga.

$$V_T = V_{CH} + 2V_{CVI} = 20000 + 2(20300) = 60600 \text{ Kg-m.}$$

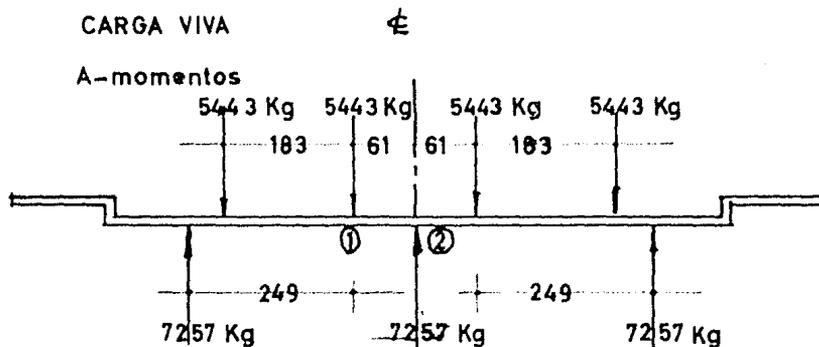
$$\frac{60600}{1.5} = 40300 \text{ Kg.}$$

que es igual al valor obtenido con la carga viva ordinaria, por lo tanto regirá ésta.

DISEÑO DE DIAFRAGMAS.

Tomaremos uno de los diafragmas intermedios ya que su condición de carga, es más desfavorable que la de los diafragmas extremos.

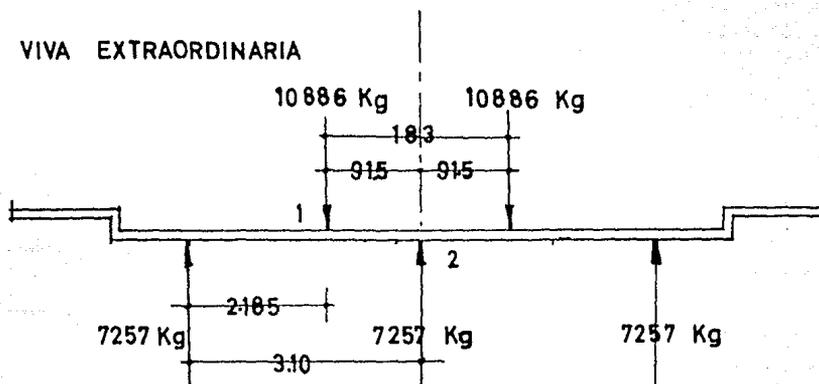
Las reacciones serán iguales en los tres apoyos, ya que suponemos -- que la rigidez del diafragma, es infinita con respecto a las nervaduras.



$$M_1 = 7.257 \times 2.49 - 5.443 \times 1.83 = 18.10 - 9.98 = 8.12 \text{ T-m.}$$

$$M_2 = 7.257 \times 3.10 - 5.443 \times 2.44 - 5.443 \times 0.61 = 22.5 - 13.25 - 3.32$$

CARGA VIVA EXTRAORDINARIA



$$M_2 = 7257 \times 3.10 - 10886 \times 0.915 = 12.52 \text{ T-m.}$$

$$\frac{15.85}{1.5} = 10.55 \text{ T-m.}$$

mayor que 8.12 T-m. obtenida al considerar la carga viva ordinaria, por lo tanto para este renglón, rige la carga viva extraordinaria.

$$M_{CVI} = 10.55 \times 1.3 = 13.7 \text{ T-m.}$$

$$M_{CVI} = 13\,700 \text{ Kg-m.}$$

que será el momento que tomaremos para diseñar.

b.- Fuerza cortante.

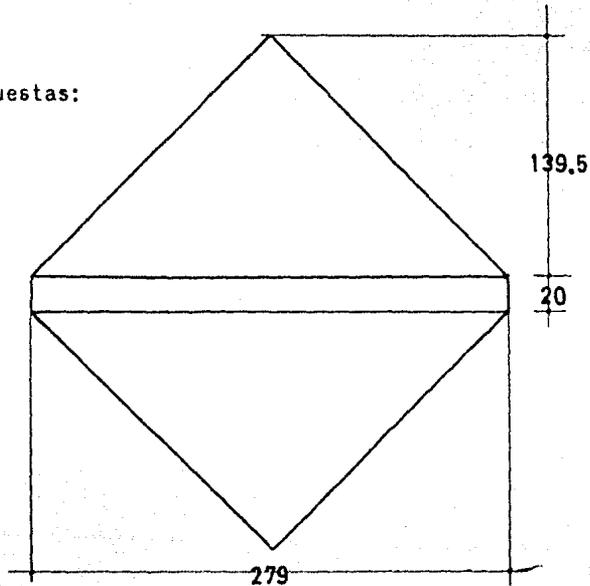
$$V = 7257 \times 1.3 = 9430 \text{ Kg.}$$

Carga Muerta.

Dimensiones supuestas:

$$h = 105 \text{ cm.}$$

$$b = 20 \text{ cm.}$$



$$\text{Losa} \quad 1.395 \times 2.79 \times 0.16 \times 2400 = 1490 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carpeta} \quad 1.395 \times 2.79 \times 20 = 78 \text{ Kg.}$$

$$\hline 1568 \text{ Kg. } P_L$$

Peso propio diafragma.

$$1.21 \times 0.20 \times 2.79 \times 2400 = 1620 \text{ Kg. } P_D$$

$$\omega_L = \frac{P_L}{L} = \frac{1568}{2.79} = 561 \text{ Kg/m.}$$

$$\omega_D = \frac{P_D}{L} = \frac{1620}{2.79} = 581 \text{ Kg/m.}$$

Momento máximo (en el centro del claro).

$$M_{\text{máx}} = \frac{\omega_D L^2}{8} + \frac{\omega_L L^2}{6} = \frac{581 \times 2.79^2}{8} + \frac{561 \times 2.79^2}{6} = 566 + 729.$$

$$M_{\text{máx}} = 1295 \text{ Kg-m.}$$

Fuerza cortante.

$$V = \frac{1568 + 1620}{2} = \frac{3188}{2} = 1594 \text{ Kg.}$$

$$M_{\text{TOTAL}} = 1295 + 13700 = 14995 \text{ Kg-m.}$$

$$V_{\text{TOTAL}} = 9430 + 1594 = 11024 \text{ Kg.}$$

Diseño como viga rectangular.

$$d = C \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$d = 0.278 \sqrt{\frac{1499500}{20}} = 77 \text{ cm.}$$

Dejaremos el peralte h total que habíamos supuesto de 121 cm.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1499500}{2000 \times 0.889 \times 113} = 7.42 \text{ cm}^2$$

Si usamos varillas de $\phi \frac{5}{8}$ ", $a = 1.93 \text{ cm}^2$, tendremos:

$$\text{No. vars} = \frac{7.42}{1.93} = 4 \text{ Vars. de } \phi \frac{5}{8}''$$

Los colocamos en dos lechos de dos varillas cada uno.

Revisión por Adherencia.

$$u = \frac{V}{\Sigma o j d} = \frac{11024}{20 \times 0.889 \times 1.13} = 5.5 \text{ Kg/cm}^2$$

que es menor que el esfuerzo permisible de 18.7 Kg/cm^2 .

Diseño de estribos.

Vamos a considerar que el concreto no toma esfuerzo cortante alguno y todo lo absorberemos con estribos verticales en U.

Si ponemos estribos de $\phi \frac{1}{2}$ ", 2 ramas, y consideramos que el diagrama de fuerzas cortantes es uniforme e igual al valor $V = 11024$, la separación de los estribos será:

$$S = \frac{2 A_v f_v j d}{V} = \frac{2 \times 1.22 \times 2000 \times 0.889 \times 1.13}{11024} = 44 \text{ cm.}$$

Pondremos finalmente, estribos de 2 ramos en U de $\phi \frac{1}{2}$ " \ominus 30 cm. en los cuartos del claro y \ominus 40 cm. en el centro.

Acero de Temperatura.

$$A_{s_T} = 0.0025 b d = 0.0025 \times 20 \times 1.13 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Si usamos varillas $\phi \frac{3}{8}$ ", $a = 0.71 \text{ cm}^2$,

$$\text{No. vars.} = \frac{5.65}{0.71} = 8 \text{ varillas.}$$

Refuerzo adicional sobre los diafragmas.

El refuerzo adicional superior sobre el diafragma, deberá ser igual al 50% del área de refuerzo principal de la losa.

$$\text{Area acero de la losa} = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area de acero sobre diafragmas} = 4.4 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo para tomar los esfuerzos^s debidos a la temperatura, es de $\frac{3}{8}$ " , colocaremos también de $\frac{3}{8}$ " , el refuerzo adicional.

Existe en la losa, varillas $\phi \frac{3}{8}$ " a 28 cm., luego el A_s para este caso es:

$$A_s = \frac{0.71 \times 100}{28} = 2.54 \text{ cm}^2$$

Como el refuerzo adicional es igual a 4.4 cm^2 , nos falta en esta zona, $4.40 - 2.54 = 1.86 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Para cubrir esta área de acero faltante por metro con varillas $\phi \frac{3}{8}$ " , tendremos:

$$S = \frac{0.71 \times 100}{1.86} = 38 \text{ cm.}$$

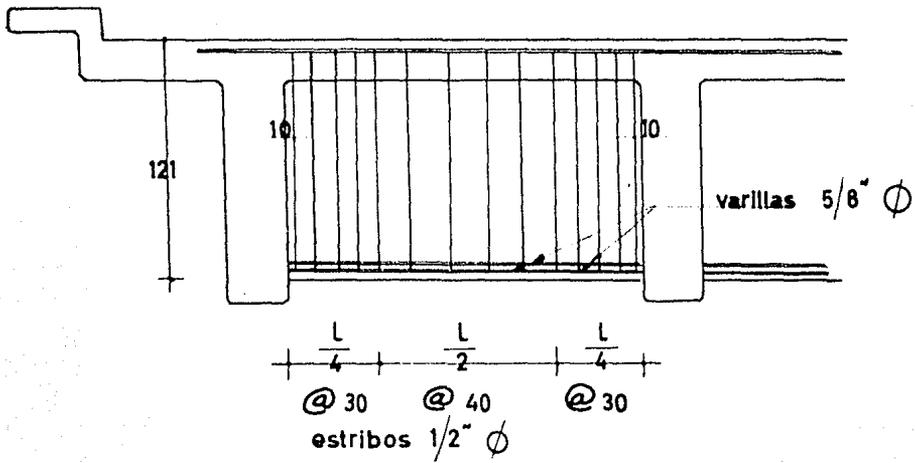
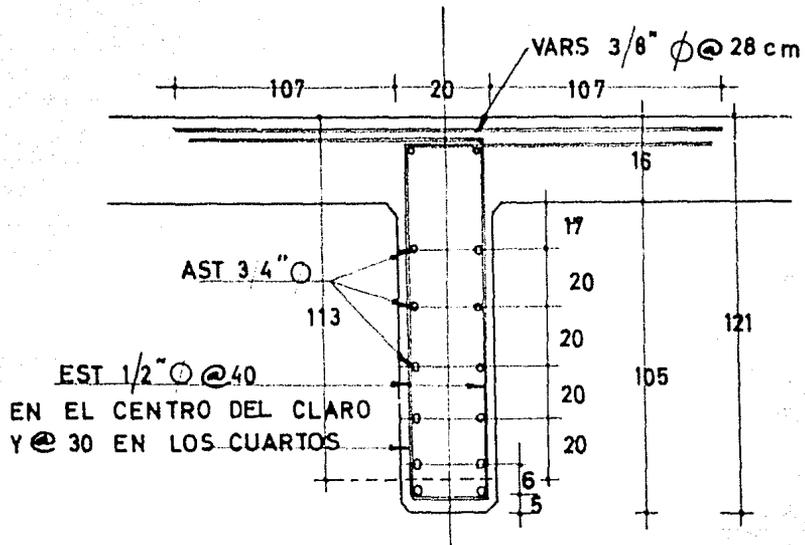
Colocaremos en forma de bastones este acero adicional, cada 28 cm. - para alternarlo con el acero de temperatura de la losa.

Longitud de los bastones.

Esta debe ser igual a la longitud de anclaje necesaria, más la cuarta parte del claro entre nervios.

$$L = \text{anclaje} + \frac{l}{4} = 37 + \frac{2.79}{4} = 37 + 70 = 107 \text{ cm.}$$

La disposición final del armado, es como lo indican las figuras siguientes:



DISEÑO DE LOS APOYOS.

Estos estarán formados por placas de Neopreno y se dimensionarán de acuerdo con las especificaciones AASHO y el instructivo elaborado por la Secretaría de Obras Públicas.

La presión en los cojines de NEOPRENO no deberá ser mayor de 35Kg/cm^2 cuando únicamente actúe la carga muerta y de 56Kg/cm^2 , cuando además se incluya la carga viva y el impacto.

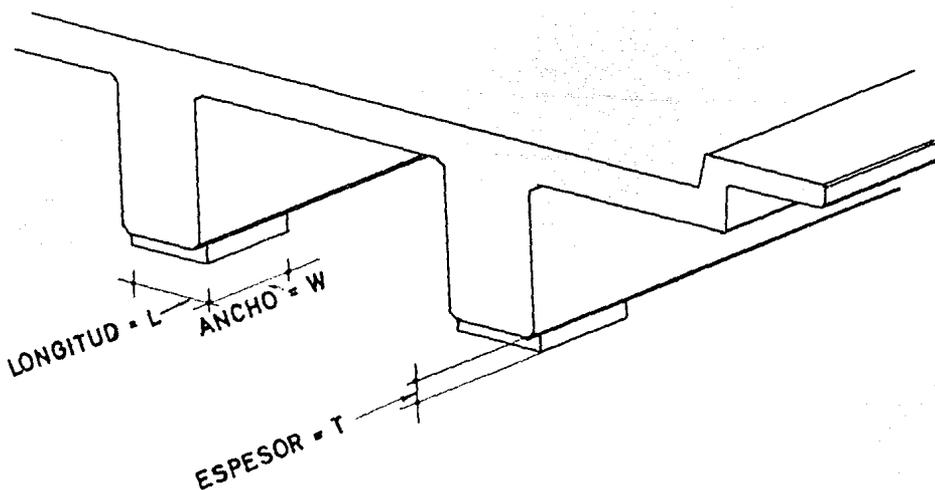
Limitaciones:

1.- La deformación del cojín de neopreno en el sentido longitudinal del puente, debido al esfuerzo cortante derivado de la contracción y dilatación de la superestructura, será como máximo el 50% de la deformación total.

2.- La deformación máxima por compresión deberá ser como máximo el 15% de la deformación total.

3.- Tanto la dilatación como la contracción de la superestructura deberán ser amortiguados por la deflexión de la placa de neopreno sin que ésta deslice.

4.- El espesor de la placa no deberá ser mayor que la quinta parte de su ancho. Si la placa es muy gruesa respecto a su ancho, la superestructura puede bambolear.



a.- Longitud de la placa: $L = 25$ cm. (supuesto).

b.- Espesor de la placa.

Esta debe ser mayor o igual a 1.3 cm. ($\frac{1}{2}$ "), y está dada por la siguiente expresión:

$$T = 0.0011 \downarrow = 0.0011 \times 1900 = 2.09 \text{ cm.}$$

Pondremos dos placas de neopreno de 1.3 cm. cada una, separadas por una placa de acero de 0.2 cm.

c.- Ancho de la placa.

$$W = \frac{CM + CV + I}{56 L} = \frac{20000 + 20300}{56 \times 25} = 28.8 \text{ cm.}$$

ó $W = 5 \times T$; $W = 5 \times 2.6$

que es menor que 28.8 ; se toma el mayor.

Pondremos placas de 25 x 30 cm.

d.- Factor de forma.

$$F_r = \frac{W \times L}{2(W + L) T} = \frac{30 \times 25}{2(30 + 25) 1.3} = \frac{750}{110 \times 1.3} = 5.25$$

e.- Revisión del esfuerzo de compresión:

$$C = \frac{CM + CV + I}{W \times L} = \frac{40\ 300}{30 \times 25} = 54 \text{ Kg/cm}^2$$

Entrando al gráfico publicado por la Secretaría de Obras públicas, - con los valores $C = 54 \text{ Kg/cm}^2$ y $F_r = 5.25$ encontramos que el neopreno con dureza Shore 50 tiene deformaciones menores que el 15 % que es el máximo permitido.

f.- Deflexión máxima.

$$\Delta_{tot} = \frac{CM \times T}{5L \times W} \times \frac{1.9}{8}$$

en donde el coeficiente 1.9 corresponde a una temperatura mínima de -7° centígrados y el coeficiente 8 corresponde a la dureza Shore 50.

$$\Delta_{tot} = \frac{20000 \times 2.6}{5 \times 25 \times 30} \times \frac{1.9}{8} = 3.29 \text{ cm.}$$

Si tomamos como intervalos de variación de la temperatura, a -7°C. como mínima y a 40°C. como máxima, la variación total de la temperatura será de 47 por lo que la expansión térmica de la viga δ_t será:

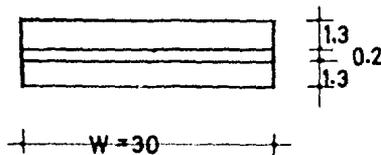
$$\delta_t = 0.00001 \times 47 \times l \quad \text{en donde } l \text{ es el claro de la viga.}$$

$$\delta_t = 0.00001 \times 47 \times 1900 = 0.9 \text{ cm.}$$

$\Delta_{tot} > \delta_t$ por lo que la placa no deslizará bajo la expansión térmica de la viga.

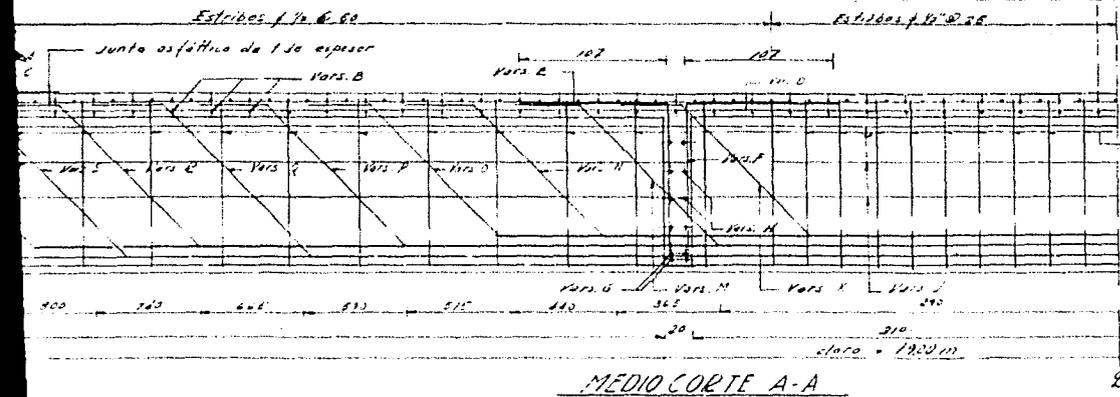
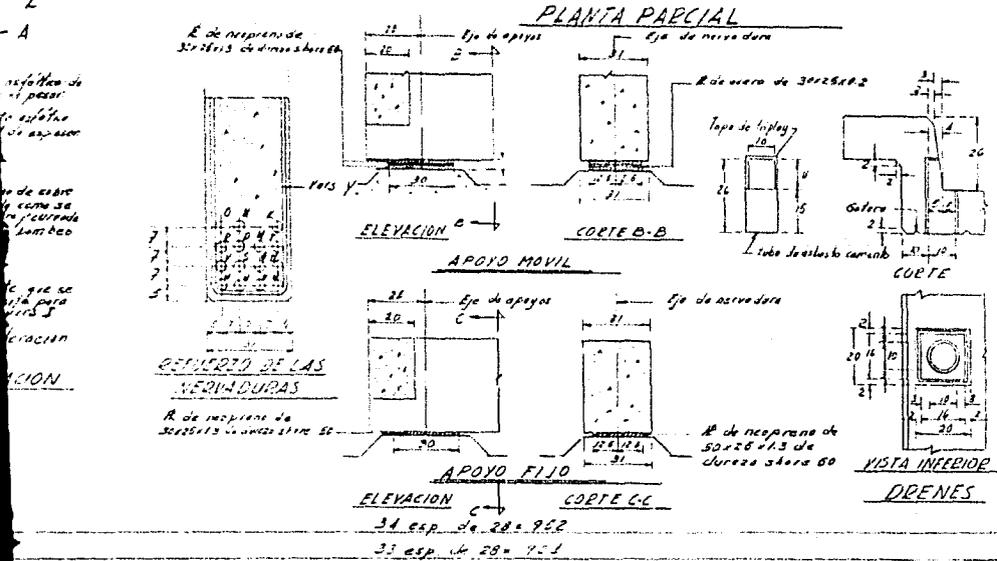
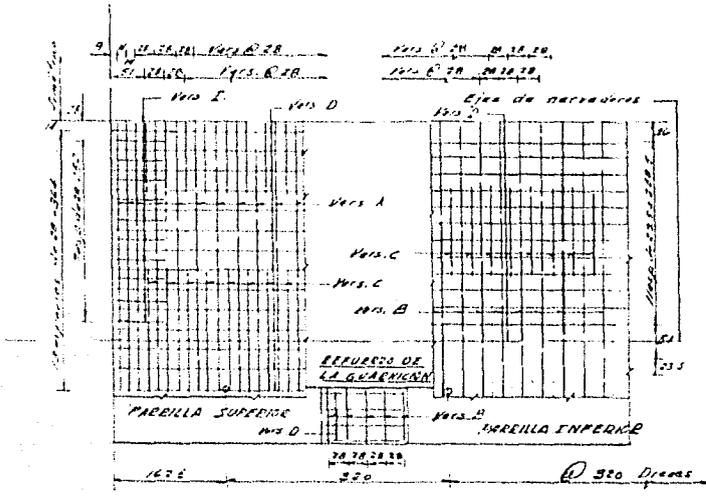
La disposición final de los apoyos es como sigue:

Apoyo Móvil.



Dos placas de neopreno de 25×30 cm. y una placa de acero intermedia de 0.2 cm. de espesor.

El apoyo fijo únicamente tendrá una placa de neopreno de 1.3 cm. de espesor y de 25×30 cm.



MATERIALES
LISTA DE VARILLAS

Nº	Var.	Dim.	Long.	U	V	W	X	Y	Z
1	1/2"	7/8"	800	26					591
2	1/2"	7/8"	918	47	12				664
3	1/2"	7/8"	850	10					570
4	3/8"	1/2"	1740	120					720
5	3/8"	1/2"	234	234					51
6	3/8"	1/2"	269						84
7	3/8"	1/2"	324						81
8	3/8"	1/2"	320						57
9	3/8"	1/2"	322						103
10	1/2"	7/8"	1740	190					353
11	3/4"	1"	828	130	92	228			156
12	3/4"	1"	882	140	99	237			154
13	3/4"	1"	1130	130	92	318			213
14	3/4"	1"	1234	130	92	460			241
15	3/4"	1"	1290	140	99	517			268
16	3/4"	1"	1634	150	106	555			300
17	3/4"	1"	1854	140	99	647			397
18	3/4"	1"	1856	150	106	719			349
19	3/4"	1"	1968	140	99	784			371
20	3/4"	1"	2050	137	95	838			384
21	3/4"	1"	2000	950					315
22	1 1/2"	1 1/2"	2000	153					1510
23	1 1/2"	1 1/2"	300	701					425

Acero de refuerzo (L=2.400 kg/m³) 850 kg
 Concreto de f' = 250 kg/cm² 26,3 m³
 Neopreno Jureco shore 50 1 dm³
 Acero estructural 2 kg
 Drenes 12 Pzas

NOTAS
 Conforme a este proyecto se construye el tramo central del puente sobre el arroyo Sta Teresa, en el camino San Luis Abasco, Toluca, Veraguas al plano de la Distribución General. Las dimensiones están en centímetros excepto en las que se indican otra unidad, los espacios mínimos entre varillas son centro a centro, en la longitud de varillas se incluyen los ganchos pero no los empalmes. Los materiales y mano de obra se sujetarán a las últimas especificaciones D.R.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 TESIS PROFESIONAL
 EMILO CANALES CABRERA
 PUENTE SOBRE EL
 ARROYO STA TERESA
 LOSA REFORZADA
 Mayo 21, 1963 PLANO Nº 5

CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA.

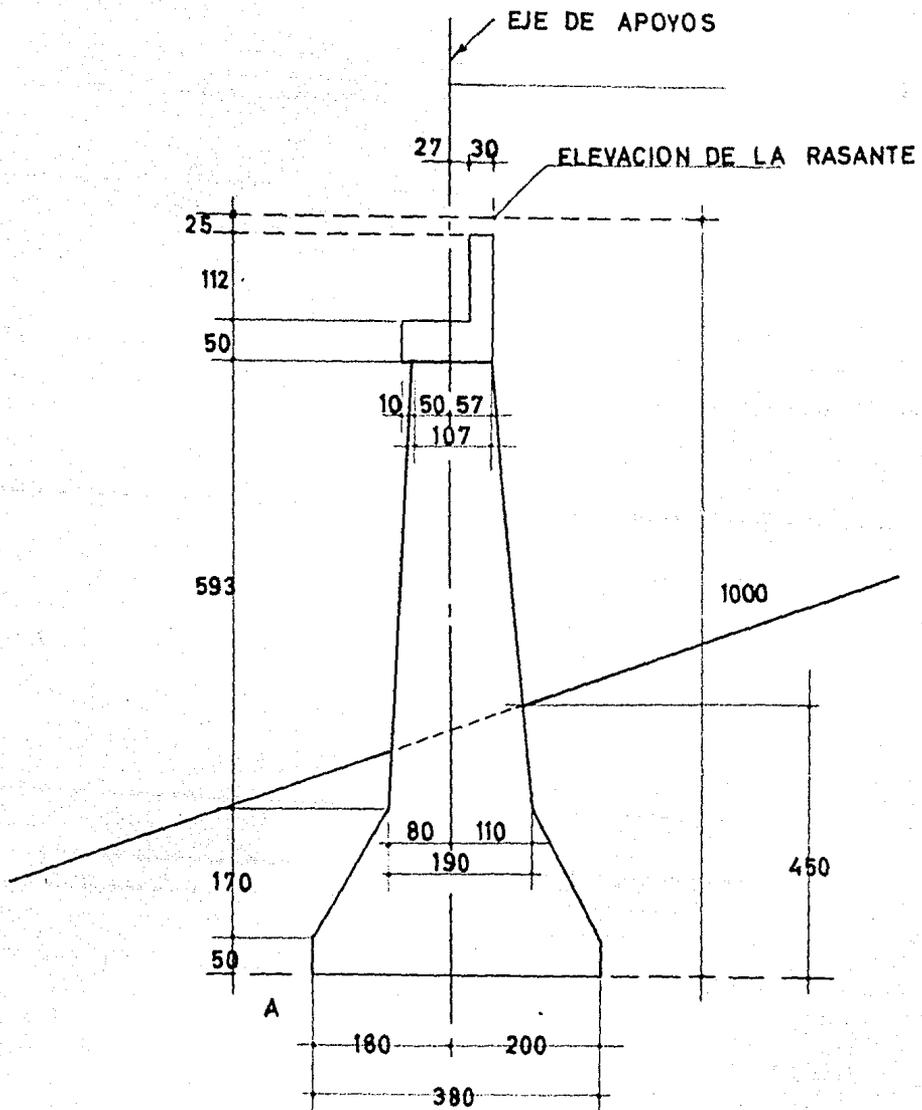
Como ya habíamos definido, esta consistirá en dos estribos en U --
construidos con mampostería de piedra junteada con mortero de cemento are
na en proporción 1:5 y con coronas de concreto reforzado de:

$$f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

La constitución geológica del terreno en la zona del cruce, donde --
van a desplantarse los estribos, es de roca caliza alterada de espesor in
definido y que tiene una fatiga de trabajo de 2.0 Kg/cm^2 .

Vamos a suponer una sección para el estribo y la revisaremos para --
ver si cumple las condiciones de estabilidad y no sobrepasa la fatiga ad
misible en el terreno.

La sección supuesta para el estribo, es la que se muestra en la figu
ra siguiente.



Procederemos a efectuar la revisión del estribo.

Datos:

1.- Cimentación sobre caliza alterada de espesor indefinido, con fatiga de trabajo de 2.0 Kg/cm².

2.- Elevaciones:

a.- Elevación de la rasante	200.10 m.
b.- Espesor de la superestructura incl. apoyos	1.37 m.
c.- Elevación de la corona	198.73 m.
d.- Altura del estribo	9.75 m.
e.- Elevación del desplante	190.10 m.

CARGAS SOBRE LA CORONA.

1.- Carga muerta.

Losa plana:

$$\frac{7.50 \times 3.50}{2} \times 0.25 \times 2.4 = 7.35 \text{ Ton.}$$

Carpeta asfáltica:

$$\frac{7.50 \times 3.50}{2} \times 0.01 \times 2.0 = 0.25 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma = 7.60 \text{ Ton. } CM_1 = 7.60 \text{ Ton.}$$

Losa Nervurada.

Losa	0.17 x 7.80 x 19.50 x 2.4	=	62.00 Ton.
Guarnición	2 x 0.15 x 0.11 x 19.50 x 2.4	=	1.55 Ton.
Banqueta	2 x 0.80 x 0.15 x 19.50 x 2.4	=	11.30 Ton.
Parapeto	150 x 19.50 x 2	=	6.35 Ton.
Diafragmas	8 x 2.79 x 1.00 x 0.20 x 2.4	=	10.65 Ton.
Nervaduras	3 x 0.31 x 1.10 x 19.50 x 2.4	=	48.00 Ton.
		Σ	= 142.80 Ton.

$$CM_2 = 71.40 \text{ Ton. por estribo}$$

2.- Carga viva:

Camión H-15 por banda de circulación.

$$\text{Esfuerzo cortante máximo} = 15.65 \text{ Ton.}$$

Carga viva máxima en dos bandas de circulación:

$$15.65 \times 2 = 31.30 \text{ Ton.}$$

Carga viva más impacto:

$$31.30 \times 1.27 = 39.80 \text{ Ton.}$$

Frenaje.

$$Fr = 0.05 \times 2 (6.12 + 0.74 \times 19.00)$$

$$Fr = 0.10 \times (6.12 + 13.60) = 0.10 \times 19.72 = 1.97 \text{ Ton.}$$

Fricción sin considerar la carga viva.

Fuerza necesaria para producir el máximo desplazamiento supuesto:

$$F = \frac{E A \Delta}{T}$$

en la que:

$E = 110 \text{ lb/in}^2$ coeficiente para neopreno de dureza Shore 50, -
colocado en los apoyos.

$$A = 30 \times 25 = 750 \text{ cm}^2 = 116 \text{ in}^2$$

$$\Delta = 0.9 \text{ cm.} = 0.36'' \text{ in.}$$

$T = 2 \times \frac{1}{2}'' = 1'' \text{ in.}$ que es el espesor de las placas de neopreno en el apoyo móvil.

$$F = \frac{110 \times 116 \times 0.36}{1} = 4600 \text{ Lb. por nervadura.}$$

F total para las tres nervaduras:

$$F = 4600 \times 3 = 13800 \text{ Lb.} = 6280 \text{ Kg.}$$

Coefficiente de fricción en el tramo de 19.00 m.

$$F = \frac{F}{CM} = \frac{6.280}{71.40} = 0.088 \approx 10 \%$$

Coefficiente de fricción en el tramo de 7.00 m. por especificación es igual a 25%.

Fricción Total sin carga viva:

$$F_T = CM_{19} \times 10\% - CM_7 \times 25 \%$$

$$F_T = 71.40 \times 0.1 - 7.60 \times 0.25 = 7.14 - 1.90 = 5.24 \text{ Ton.}$$

CARGA DEBIDA AL VIENTO.

Viento normal sobre la superestructura.

Las especificaciones AASHO indican que debe tomarse una carga debida al viento de 244 Kg/m² de área expuesta y considerar como área expuesta-toda la que incluye el parapeto como si este fuera sólido.

Areas expuestas.

$$\text{Tramo de 7.00 m. } A_1 = 1.11 \times 7.00 = 7.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Tramo de 19.50 m. } A_2 = 9.75 \times 2.05 = 20.00 \text{ m}^2$$

Cargas debidas al viento:

$$C_1 = A_1 \times F_v = 7.70 \times 0.244 = 1.88 \text{ Ton.}$$

$$C_2 = A_2 \times F_v = 20.00 \times 0.244 = 4.88 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga Total VNS} = \underline{\underline{6.76 \text{ Ton.}}}$$

Viento tangencial sobre la superestructura:

Se tomará como un porciento de la carga de viento normal.

Carga tangencial sobre la superestructura:

$$V_{TS} = 6.76 \times 0.242 = 1.64 \text{ Ton.}$$

Carga de viento normal sobre la carga viva:

Para el tramo de 19.00 m. de claro:

$$VNV_{19} = 9.75 \times 0.149 = 1.45 \text{ Ton.}$$

$$VNV_7 = 7.00 \times 0.149 = 1.04 \text{ Ton.}$$

$$VNV_{19+7} = \frac{\quad}{\quad} = 2.49 \text{ Ton.}$$

Esta carga del viento sobre la carga viva, se considera aplicada a -
6 pies = 1.83 m. arriba de la rasante.

Carga de viento tangencial sobre la carga viva.

Se toma como el 40 % de la carga normal:

$$V_{TV} = 2.49 \times 0.40 = 1.00 \text{ Ton.}$$

Pesos propios del estribo. (por metro lineal).

$$\text{Diafragma } D_{A_1} = 0.30 \times 1.12 \times 2.4 = 0.80 \text{ Ton.}$$

$$\text{Corona } C_{A_1} = 1.17 \times 0.50 \times 2.4 = 1.40 \text{ Ton.}$$

$$\text{Cuerpo } C_{O_1} = \left(\frac{1.07 + 1.90}{2} \right) 5.93 \times 2.2 = 19.30 \text{ Ton.}$$

$$\text{Cimiento } C_{O_2} = \left(\frac{1.90 + 3.80}{2} \right) 1.70 \times 2.2 = 10.65 \text{ Ton.}$$

$$\text{Talón } C_{O_3} = 3.80 \times 0.50 \times 2.2 = 4.18 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso del prisma de tierra } PT_1 = \frac{3.95 + 1.45}{2} \times 0.90 \times 1.6 = 3.88 \text{ Ton.}$$

$$\text{Empuje de Tierras: } E_T = 0.229 \times 4.50^2 = 4.65 \text{ Ton.}$$

Vamos a tomar momentos con respecto a A de todas las cargas que actuarán sobre el estribo.

Brazos de palanca de las cargas respecto a A.

$$D_{A_1} = 1.80 + 0.27 + 0.15 = 2.22 \text{ m.}$$

$$C_{A_1} = 1.80 + 0.57 - \frac{1.17}{2} = 1.785 \text{ m.}$$

$$C_{0_1} = \frac{1.90 (1.90 + 1.07 + 0.30) + 1.07 (1.07 + 2 \times 0.30)}{3 (1.90 + 1.07)} + 1.00$$
$$= 1.90$$

$$C_{0_2} = \frac{3.80 (3.80 + 1.90 + 1.00) + 1.90 (1.90 + 2 \times 1.00)}{3 (3.80 + 1.90)}$$
$$= 1.93$$

$$C_{0_3} = \frac{3.80}{2} = 1.90 \text{ m.}$$

$$E_T = \frac{4.50}{3} = 1.50 \text{ m.}$$

$$P_{T_1} = 3.80 - 0.50 = 3.30 \text{ m.}$$

Análisis de Secciones.

Sección de desplante:

a 8.13 m. abajo de la sub-corona.

Longitud aproximada de la sección:

$$6.50 + 1.30 (2 \tan 15^\circ) = 7.21 \text{ m.}$$

Cargas Verticales	Brazo	Momento
$CM = \frac{79.00}{7.21} = 10.95 \text{ Ton.}$	1.80 m.	19.70 T-m.
$CV = \frac{31.30}{7.21} = 4.34 \text{ Ton.}$	1.80 m.	7.83 T-m.
$D_A = 0.80 \text{ Ton.}$	2.22 m.	1.78 T-m.
$C_A = 1.40 \text{ Ton.}$	1.785 m.	2.50 T-m.
$C_{01} = 19.30 \text{ Ton.}$	1.900 m.	36.70 T-m.
$C_{02} = 10.65 \text{ Ton.}$	1.930 m.	20.20 T-m.
$C_{03} = 4.18 \text{ Ton.}$	1.900 m.	7.95 T-m.
$P_{T1} = 3.88 \text{ Ton.}$	3.300 m.	12.80 T-m.

Carga Horizontal

$E_T = 4.65 \text{ Ton.}$	1.500 m.	7.0 T-m.
$\Sigma F_V = 49.50 \text{ Ton.}$	$\Sigma F_H = 4.65 \text{ Ton.}$	
$\Sigma M_V = 109.46 \text{ T-m.}$	$\Sigma M_H = 7.00 \text{ T-m.}$	

Coefficiente de volteo:

$$\frac{\Sigma M_V}{\Sigma M_H} \geq 2 \quad ; \quad \frac{109.46}{7.0} = 15.6 \gg 2$$

Coefficiente de deslizamiento:

$$\frac{u \Sigma C_v}{\Sigma H} \quad ; \quad u = 0.6$$

$$C_D = \frac{0.6 \times 49.50}{4.65} = 6.4 > 2 \quad \therefore \text{bien}$$

Excentricidad.

$$1.90 - \frac{\Sigma M_V - \Sigma M_H}{\Sigma C_v} = 1.90 - \frac{109.46 - 7.00}{49.50}$$

$$e = 1.90 - 2.07 = -0.17 \text{ m.}$$

Patigas.

$$F = \frac{\sum Cv}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

$$F = \frac{49.50}{3.80} \left(1 \pm \frac{6(-0.17)}{3.80} \right)$$

$$F = 12.85 [1 \pm (-0.277)]$$

$$F_{\text{mín}} = 13.00 (1 - 0.277) = 9.30 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_{\text{máx}} = 13.00 (1 + 0.277) = 16.60 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_{\text{mín}} = 0.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{\text{máx}} = 1.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Ya que la eficiencia es de $\frac{1.66}{2.00} = 83\%$, la sección es aceptable.

Combinación de cargas permanentes y eventuales:

$$\sum Cv = 49.50 \text{ Ton.} \quad \sum Mv = 109.46 \text{ T-m.}$$

Cargas Horizontales	Brazo	Momento
$F_r = \frac{1.97}{7.21} = 0.273$	8.63 m.	2.35 T-m.
$F_{scv} = \frac{5.24}{7.21} = 0.728$	8.63 m.	6.28 T-m.
$V_{Ts} = \frac{1.60}{7.21} = 0.222$	8.63 m.	1.92 T-m.
$V_{Tv} = \frac{1.00}{7.21} = 0.139$	8.63 m.	1.20 T-m.
$E_T = 4.65$	1.50	7.00 T-m.
<hr/>		<hr/>
$\sum F_H = 6.01 \text{ Ton.}$		$\sum M_H = 18.75 \text{ T-m.}$

Coefficiente de volteamiento: $\frac{\sum M_V}{\sum M_H} \geq 2$

$$C = \frac{109.46}{18.75} = 5.85 > 2 \quad \therefore \text{está bien}$$

Coefficiente de deslizamiento:

$$\frac{0.6 \times 49.50}{6.01} = 4.94 > 2 \quad \therefore \text{está bien}$$

Excentricidad:

$$e = 1.90 - \frac{109.46 - 18.75}{49.50} = 1.90 - 1.83 = 0.07 \text{ m.}$$

Fatigas.

$$F = \frac{49.50}{3.80} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.07}{3.80} \right)$$

$$F_{\text{máx}} = 13.00 \times 1.10 = 14.30 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_{\text{mín}} = 13.00 \times 0.90 = 11.70 \text{ Ton/m}^2$$

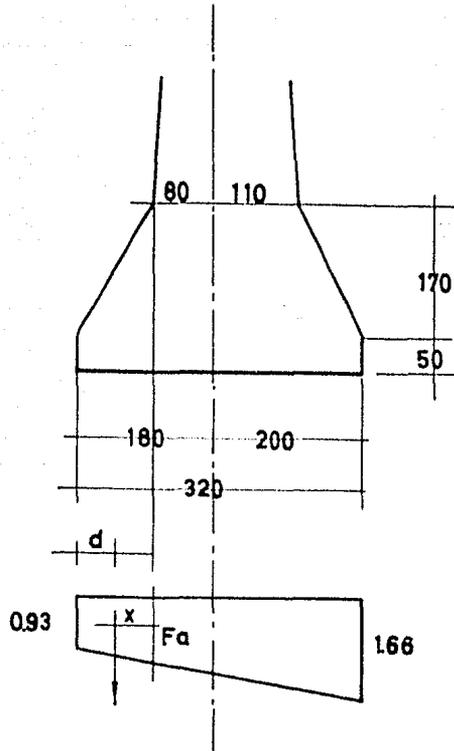
$$F_{\text{máx}} = 1.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{\text{mín}} = 1.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación del escalón:

$$F_a = 0.93 + \frac{0.73}{3.80} \times 1.00 = 0.93 + 0.19 =$$

$$= 1.12 \text{ Kg/cm}^2$$



Para una franja de 1 cm, el volumen de esfuerzos vale:

$$R = (1.12 + 0.93) \frac{1.00}{2} = 102 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{100}{3} \left(\frac{2 \times 1.12 + 0.93}{2.05} \right) = 33.3 \times 1.55 = 51.5 \text{ cm.}$$

$$x = 100 - 51.5 = 48.5 \text{ cm.}$$

$$M = 102 \times 51.5 = 5\,250 \text{ Kg-cm.}$$

Peso propio.

$$P = \left(\frac{2.20 + 0.50}{2} \right) \frac{1.00}{2} \times 0.01 \times 2200 = 30 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{100}{3} \left(\frac{2 \times 0.50 + 2.20}{2.70} \right) = 39.5 \text{ cm.}$$

$$M = 30 \times 39.5 = 1185 \text{ Kg-cm.}$$

Momento Resultante.

$$5250 - 1185 = 4065 \text{ Kg-cm.}$$

$$f = \frac{6 M}{y^2} ; f = \frac{6 \times 4065}{220^2} = 0.505 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión permisible en la mampostería según las especificaciones, es de $f = 0.8 \text{ Kg/cm}^2$; como el valor obtenido es menor, está bien por este concepto.

Fuerza cortante para secciones rectangulares.

$$v_{\text{m}á\text{x}} = 1.5 \frac{V}{A}$$

$$v_{\text{m}á\text{x}} = 1.5 \frac{102 - 30}{A} = 1.5 \frac{.72}{220} = 0.49 \text{ Kg/cm}^2$$

que es menor que 2.00 Kg/cm^2 valor de la fatiga permisible en la mampostería debida al esfuerzo cortante.

CALCULO DE MUROS.

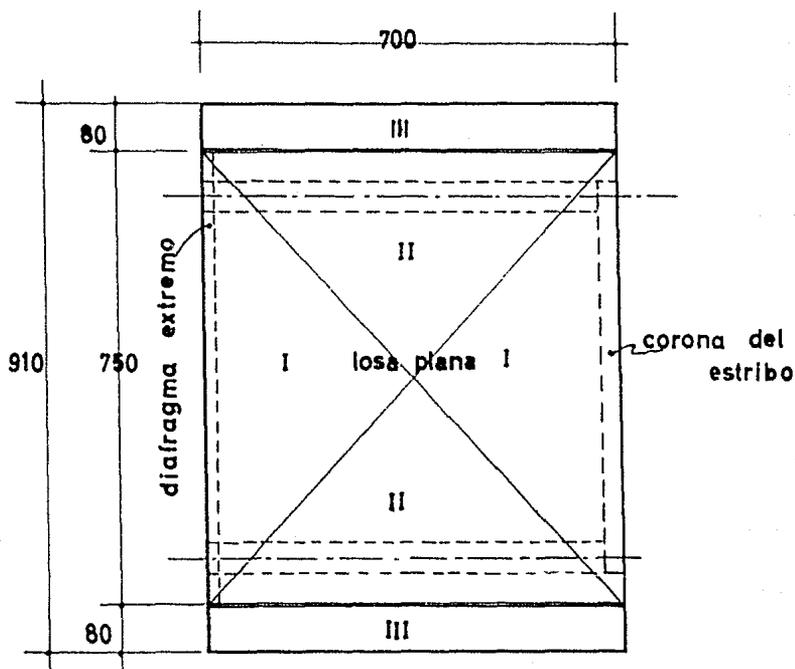
Los muros serán construídos de la misma mampostería de piedra juntada con mortero de arena cemento en proporción 1:5.

Los muros del estribo paralelos al eje del camino, se escalonarán para disminuir los volúmenes totales, porque no tiene caso desplantar todo el estribo a la misma cota, ya que la constitución geológica del suelo tiene la misma capacidad de carga.

Se presentarán por tanto, dos condiciones; una será la del muro de -

acceso que llega hasta el desplante del estribo y la otra será del muro - escalonado que se desplantará 3.50 m. arriba de esta cota, como se indica en la figura correspondiente.

Analizaremos ambas condiciones.



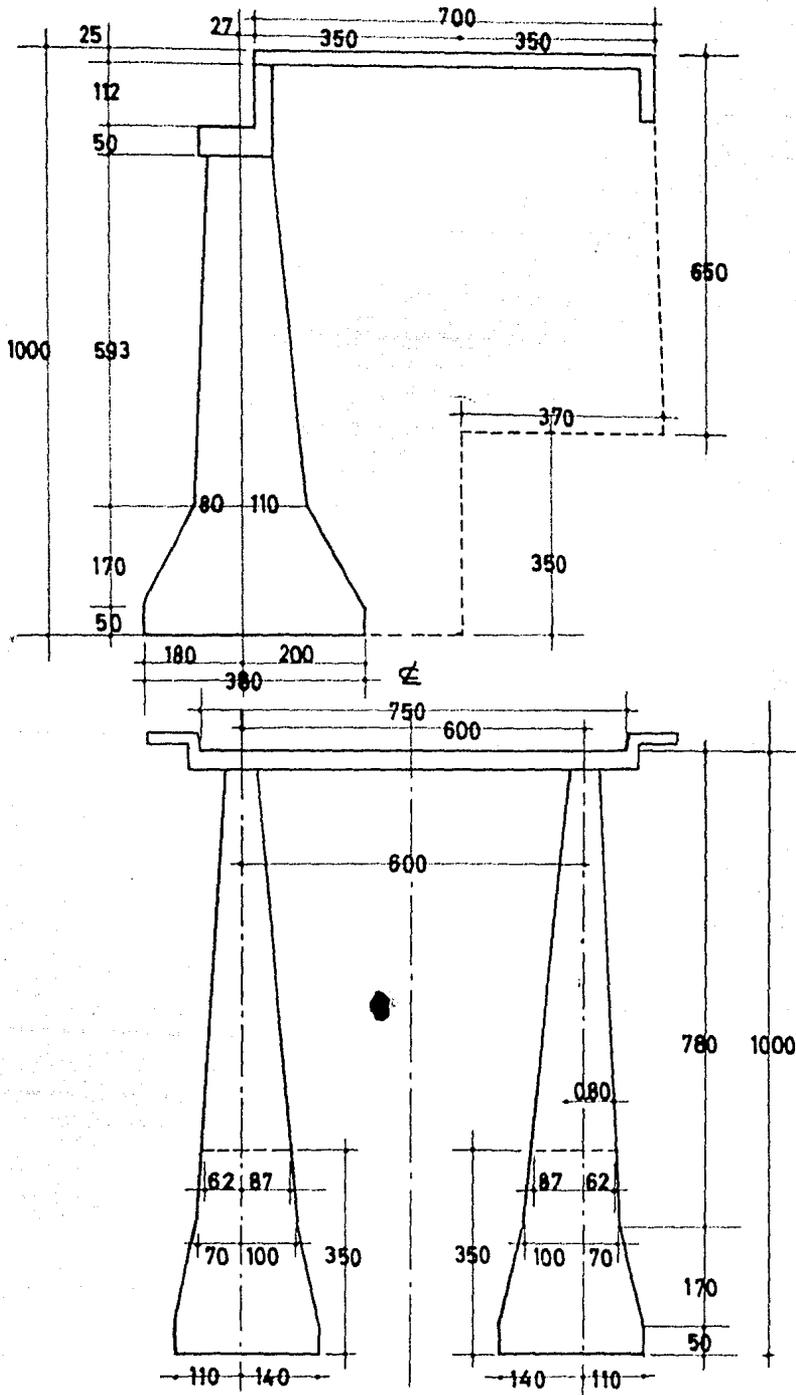
I.- Carga muerta que tomará la corona del estribo y el diafragma extremo.

II.- Carga muerta de la losa que tomará el muro de acceso.

III.- Carga muerta de la guarnición y parapeto que tomará el muro de acceso.

I.-

Concreto	$\frac{7.50 \times 3.50}{2} \times 0.25 \times 2.4 =$	7.88 Ton.
Carpeta asfáltica	$\frac{7.50 \times 3.50}{2} \times 0.020 =$	0.26 Ton.
Diafragma	$1.00 \times 0.20 \times 7.80 \times 2.4 =$	3.75 Ton.
	Total =	<u>11.89 Ton.</u>



Reacciones del diafragma:

$$R_1 = R_2 = \frac{11.89}{2} = 5.94 \text{ Ton.}$$

Carga Viva.

10.88 Ton. por carril

$$R_{\text{Total}} = 10.88 + 5.94 = 16.82 \text{ Ton.}$$

II. -

Concreto	$\frac{7.00 \times 3.75}{2} \times 0.25 \times 2.4$	=	7.90 Ton.
Asfalto	$\frac{7.00 \times 3.75}{2} \times 0.01 \times 2.0$	=	0.26 Ton.
Banqueta	$0.15 \times 0.80 \times 7.00 \times 2.4$	=	2.02 Ton.
Guarnición	$0.15 \times 0.10 \times 7.00 \times 2.4$	=	0.25 Ton.
Parapeto	150×7.0	=	1.05 Ton.
	Total	=	<u>11.48 Ton.</u>

$$W_1 = W_2 = \frac{11.48}{2} = 5.74 \text{ Ton.}$$

Peso propio.

$$P_p = (0.50 + 1.49) \frac{6.50}{2} \times 2.2 = 14.30 \text{ Ton/m.}$$

Longitud.

$$3.50 + \frac{0.67 \times 3.50}{3.50} \times 0.20 = 3.50 + 0.13 = 3.63 \text{ m.}$$

Peso total.

$$14.30 \times 3.63 = 52.00 \text{ Ton.}$$

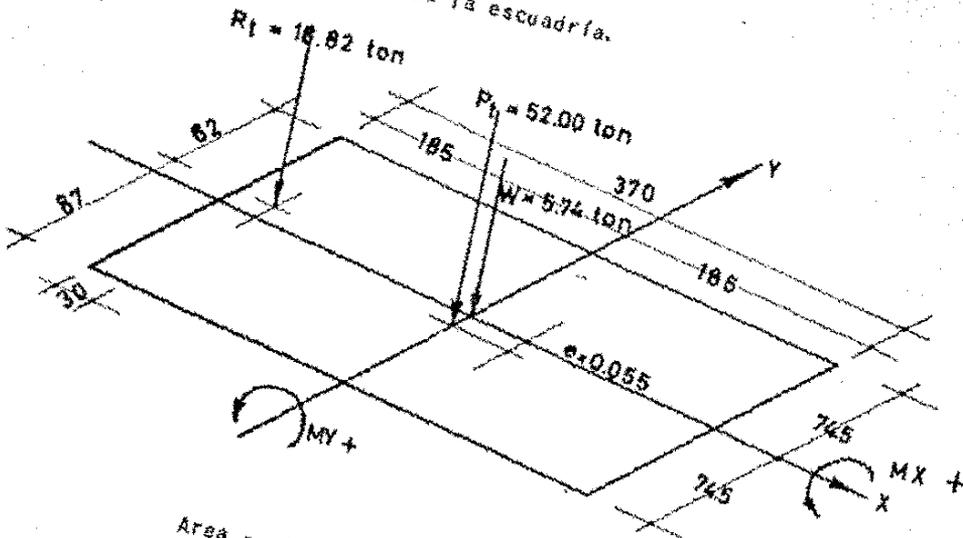
Excentricidad.

$$e = \frac{1.49 (1.49 + 0.50 + 0.62) + 0.50 (0.50 + 2 \times 0.62)}{3 (0.50 + 1.49)}$$

$$e = 0.80 \text{ m.}$$

$$0.80 - 0.745 = 0.055 \text{ m.}$$

Aplicando la fórmula de la escuadría.



$$\text{Area} = 1.49 \times 3.70 = 5.52 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = \frac{3.70 \times 1.49^3}{12} = 1.37 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{1.49 \times 3.70^3}{12} = 6.30 \text{ m}^4$$

$$\Sigma P = 16.82 + 5.74 + 52.0 = 74.56 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_x = 52 \times 0.055 = 2.85 \text{ Ton-m.}$$

$$\Sigma M_y = 16.82 \times 1.55 = 26.20 \text{ Ton-m.}$$

$$F = \frac{\Sigma P}{A} \pm \frac{Mx}{Ixx} y \pm \frac{My}{Iyy} x$$

$$F = \frac{74.56}{5.52} \pm \frac{2.85}{1.37} 0.745 \pm \frac{26.20}{6.30} 1.85$$

$$F = 13.5 \pm 1.54 \pm 7.70$$

$$F_{\text{máx}} = 13.5 + 1.54 + 7.70 = 22.74 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_{\text{mín}} = 13.5 - 9.24 = 4.11 \text{ Ton/m}^2$$

Como el porciento de exceso de fatiga máxima es del orden del 11%, - aceptamos la sección ya que no se ha considerado interacción ni continuidad entre una y otra sección lo que seguramente ayudaría y sería menor es ta fatiga máxima.

Analizaremos ahora la otra sección del muro de acceso.

Peso propio.

$$(0.50 + 1.70) \frac{7.80}{2} \times 2.2 = 18.90 \text{ Ton/m.}$$

$$(1.70 + 2.50) \frac{1.70}{2} \times 2.2 = 7.85 \text{ Ton/m.}$$

$$2.50 \times 0.50 \times 220 = 2.75 \text{ Ton/m.}$$

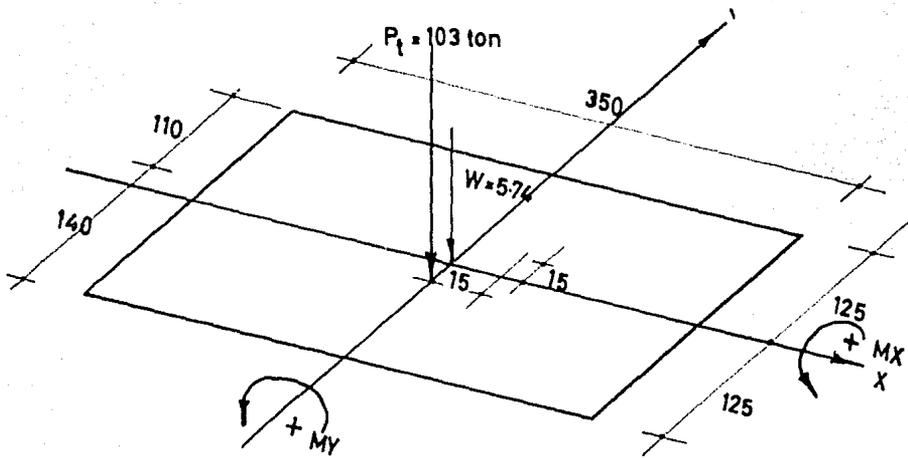
$$\text{Total} \quad \underline{\underline{29.50 \text{ Ton/m.}}}$$

Peso total.

$$W = 29.50 \times 3.50 = 103 \text{ Ton.}$$

$$My = 0$$

$$Mx = 103 \times 0.15 = 15.45 \text{ Ton-m.}$$



$$\text{Area} = 2.50 \times 3.50 = 8.75 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = \frac{3.50 \times 2.50^3}{12} = 4.37 \text{ m}^4$$

$$\therefore F = \frac{108.74}{8.75} \pm \frac{15.45}{4.37} \times 1.25$$

$$F = 12.40 \pm 4.45$$

$$F_{\text{máx}} = 12.40 + 4.45 = 16.85 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_{\text{mín}} = 12.40 - 4.45 = 7.95 \text{ Ton/m}^2$$

$$F_{\text{máx}} = 1.69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{\text{mín}} = 0.80 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, las fatigas sobre el terreno son menores que 2.00 Kg/cm^2 dato que se tenía para la fatiga máxima permisible, por lo que se acepta - la sección supuesta para los muros de acceso.

Acero de refuerzo en la corona.

$$\text{Sección de la corona: } bd = 1.17 \times 0.50 = 0.585 \text{ m}^2$$

Acero por temperatura.

$$A_s = 0.0025 bd = 0.0025 \times 585 = 14.6 \text{ cm}^2$$

Si usamos varillas de $\phi \frac{1}{2}$ " , $a = 1.22 \text{ cm}^2$

$$\text{No. vrs} = \frac{14.6}{1.22} = 12 \text{ Varillas}$$

Pondremos 6 varillas $\phi \frac{1}{2}$ " en cada cara.

Diafragma.

$$\text{Area } bd = 1.12 \times 0.30 = 0.336 \text{ m}^2$$

Acero de temperatura.

$$A_s = 0.0025 bd = 0.0025 \times 336 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de $\phi \frac{1}{2}$ " , $a = 1.22 \text{ cm}^2$

$$\text{No. vars.} = \frac{8.4}{1.22} = 6 + \dots = 8 \text{ varillas}$$

Pondremos 4 varillas de $\phi \frac{1}{2}$ " en cada cara.

La disposición final del armado, se indica en el plano correspondiente.

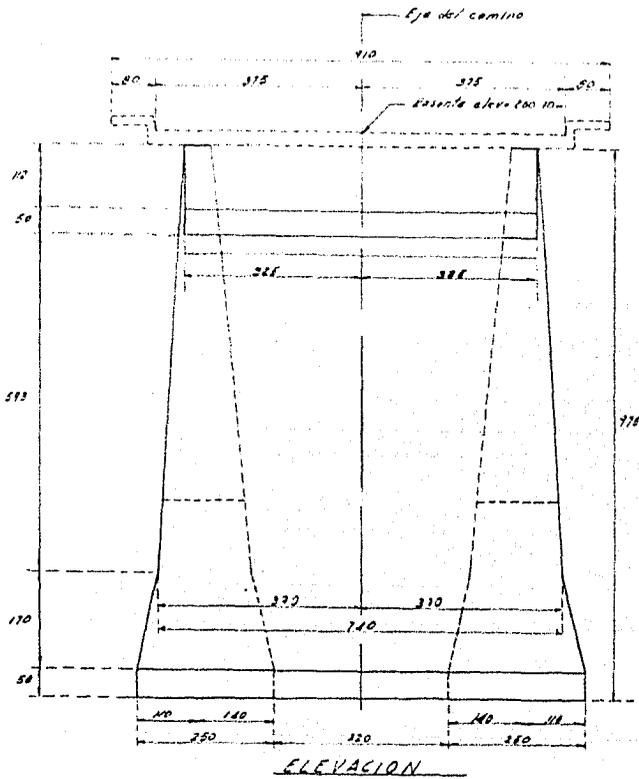
PRESUPUESTO DEL PROYECTO DEFINITIVO.

Superestructura.

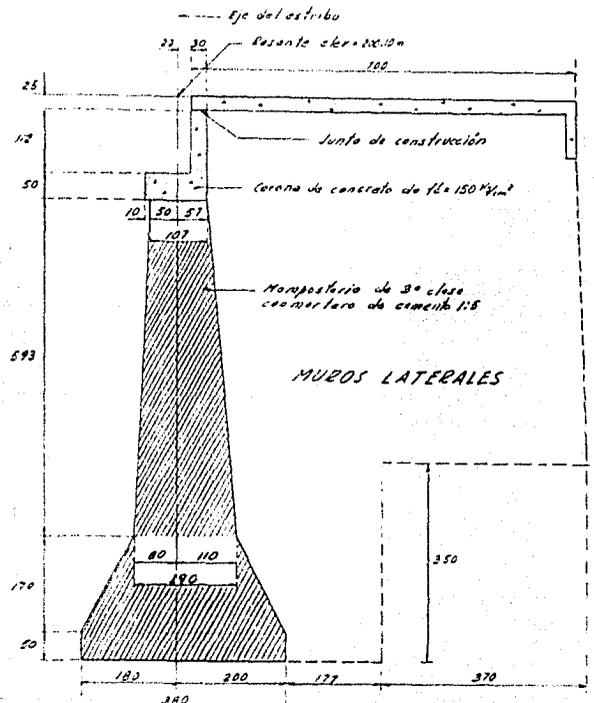
C o n c e p t o	Cantidad	Unidad	P.Unitario	Importe
Concreto f'c= 200 Kg/cm ² en parapeto	4.15	m ³	1 030.12	4 275.00
Concreto f'c=250 Kg/cm ² en losanervurada	56.70	m ³	707.00	40 086.90
Concreto f'c= 150 Kg/cm ² en losas planas	34.80	m ³	513.69	17 465.87
Acero de refuerzo fy ≥ 4000 Kg/cm ²	8 329	Kg.	4.58	38 146.82
Acero de refuerzo grado estructural	3 968	Kg.	3.68	14 602.24
Acero estructural en apoyos.	3.0	Kg.	8.90	26.70
Neopreno dureza Shore 50 en apoyos	9.0	dm ³	60.00	540.00
Drenes de asbesto d. 10 cm.	20.0	pza.	7.45	149.00
			Suma	115 292.53

Subestructura.

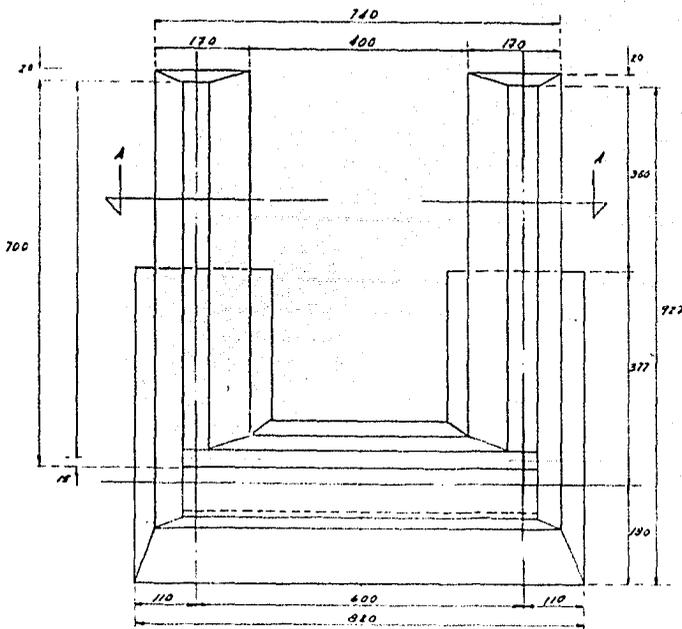
Concreto f'c = 150 Kg/cm ² en coronas	12.00	m ³	403.45	4 841.40
Acero de refuerzo grado estructural	536.00	Kg.	3.68	1 972.48
Mamosterfa de 3a. clase	506.00	m ³	94.58	47 857.48
Excavaciones en material tipo "B"	800.00	m ³	8.41	6 728.00
Rellenos compactados	534.00	m ³	15.02	8 020.68
			Suma	69 420.04
			TOTAL	184 712.57
Imprevistos 10 %				18 471.26
				203 183.83
Ingenierfa y Administración 10 %			\$	20 318.38
			=====	
COSTO TOTAL DEL PUENTE			\$	223 502.21



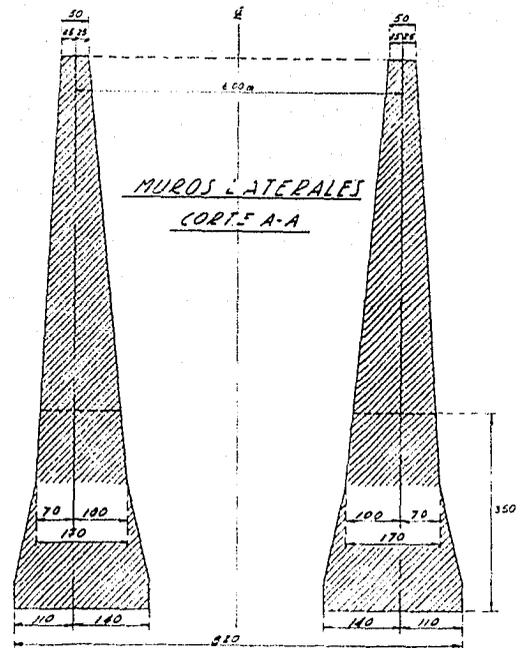
ELEVACION



CORTE POR 2



PLANTA

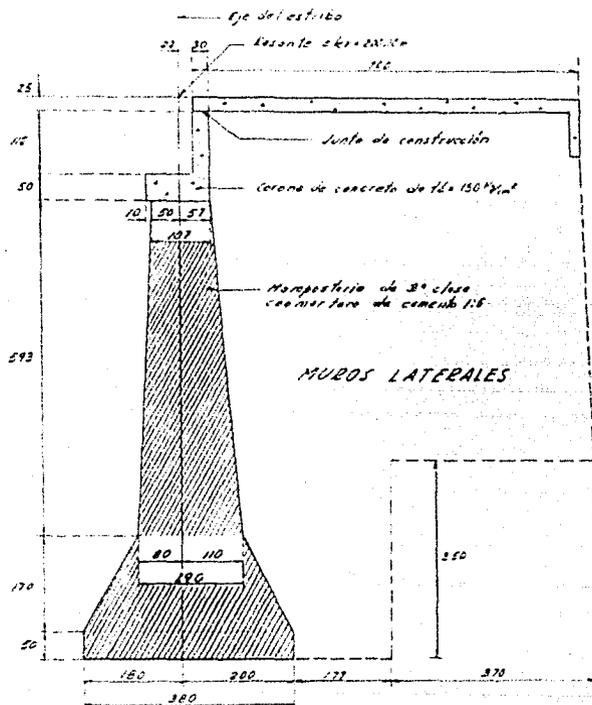


MUROS LATERALES

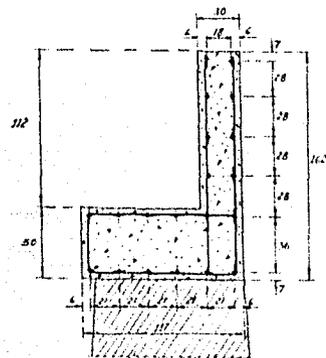
CORTE A-A

Núm.	Núm. Di.
A	20 1/2
B	27 1/2
C	24 1/2

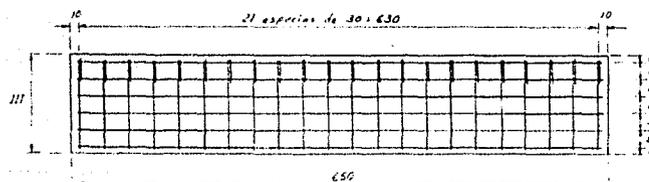
Acab. o
Concreto
Mampost.
Escalera
Pavimento



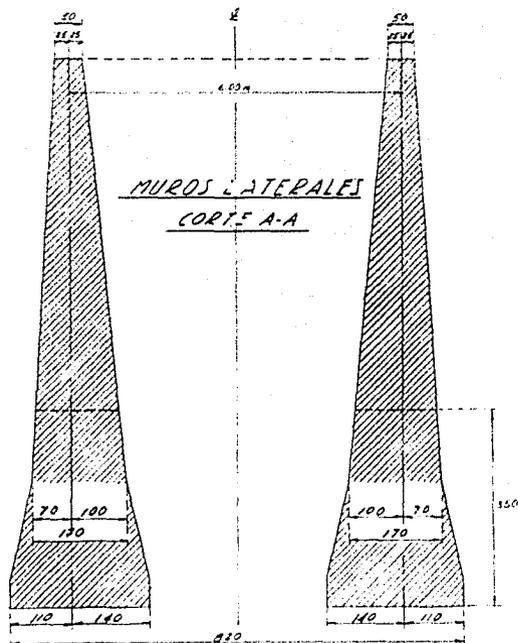
CORTE POR Q



CORTE POR Q



ARMADO DE LA CORONA-PLANTA



MUROS LATERALES
CORTE A-A

MATERIALES						
LISTA DE VARIAS						
Núm.	Dim. (cm)	Cant.	Descripción	u	L	Peso
A	20 x 1/2"	640		3	640	128
B	22 x 1/2"	314		11	100	63
C	21 x 1/2"	121		21	150	71
Acero en estribo						24.8 kg
Concreto de f'c 150 kg/cm² (corona)						6.00 m³
Mampostería de 3ª clase con mortero de cemento 1:5						253 m³
Escaleras (Apoyamados)						480 m³
Pellones (Apoyamados)						267 m³

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
TESIS PROFESIONAL
EROL CANALES CABREA

PUENTE SOBRE EL
ARROYO "STA. TERESA"

ESTRIBOS N.º 1 y 2 CUERPO Y MUROS

México D.F., 1963

PLANO N.º 6

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

Se procede a trazar los ejes tanto de los apoyos como del eje longitudinal del puente y a fijarlos en el terreno con mojoneras referidas cuidadosamente a testigos colocados fuera de la obra para poder rectificarlos durante el proceso.

Trazados en el terreno las siluetas de los apoyos, en nuestro caso - los estribos en forma de U, se procede a ejecutar la excavación que en este caso será hecha a mano y con los niveles aproximados de los escalonamientos y del desplante, se conforman éstos y se desplanta la mampostería que va a formar el cuerpo de los estribos. Debe vigilarse cuidadosamente, que no vayan quedando huecos dentro de la mampostería y que los paramentos exteriores, presenten un acabado aparente gusaneando las juntas reales de la mampostería.

Conforme vaya creciendo el cuerpo de los estribos, puede procederse al relleno que deberá hacerse por capas horizontales en espesores no mayores de 30 cm. de espesor, agregando agua para compactar a una densidad igual al 95 % de su peso volumétrico seco máximo. El control de estos rellenos, debe hacerse mediante la prueba Proctor llevando un registro de todo el proceso.

Al mismo tiempo que se realiza la mampostería de los estribos, deberá habilitarse la obra falsa que será de madera. Esta obra falsa requiere un estudio y cálculo aparte. Así como se prepara la obra falsa, puede igualmente habilitarse, cortando, enderezando y doblando todo el acero de refuerzo.

Terminada la mampostería de los muros de los estribos en forma de U, se cimbran, arman y se cuelan las coronas de concreto.

Se procede a la erección de la obra falsa e inmediatamente que se puede, se ejecuta el armado del acero de refuerzo, precisamente como lo indican los planos respectivos tanto en dimensiones como en posición. Para lograr esta última, se fabricarán las silletas de la misma varilla que sean necesarios para posicionar y mantener el acero en el lugar indicado en los planos durante el proceso de colado.

La fabricación del concreto, debe vigilarse cuidadosamente y es recomendable tener hechos el número de pruebas que el Ingeniero Residente juzgue prudentes para garantizar las resistencias del concreto que se piden en los planos y memorias de cálculo.

Estas resistencias deben ser comprobadas sistemáticamente y si fuera preciso, debe mandarse al laboratorio más próximo, muestras representativas de los agregados pétreos y del agua y con los proporcionamientos de dicho laboratorio, hacer ensayos en el lugar de la obra para garantizar las resistencias especificadas.

Ya que los volúmenes de concreto no son muy grandes, es recomendable tener el equipo disponible para hacer los colados sin interrupción para cada sección de la estructura.

La residencia de la obra, deberá vigilar igualmente que el vibrado sea hecho de acuerdo con los revenimientos especificados para la revoltura, ya que el acabado deberá ser aparente.

El curado del concreto debe hacerse de acuerdo con las especificacio

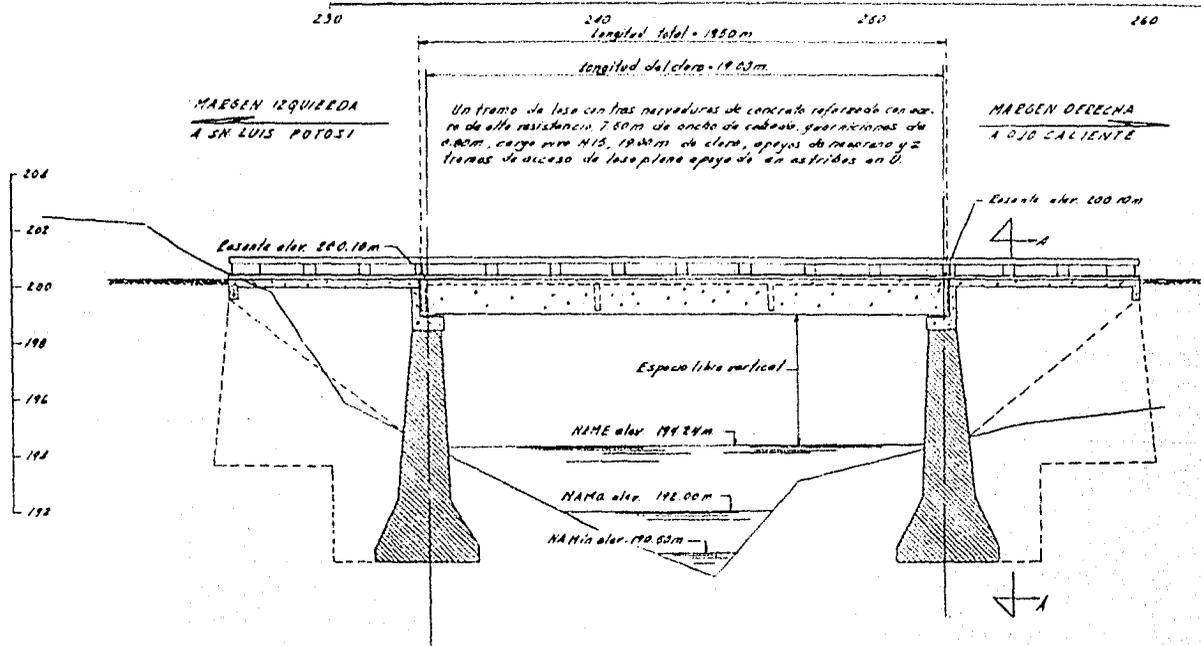
nes y este puede ser por medio de una capa de arena de aproximadamente 10 cm. de espesor que deberá mantenerse húmeda durante quince días como mínimo o utilizando alguno de los productos que existen en el mercado para esos fines y que se aplican directamente sobre la superficie con un aspersor.

De ser posible, inmediatamente después de descimbrar, se aplicará el producto elegido a toda la superficie inferior de la superestructura.

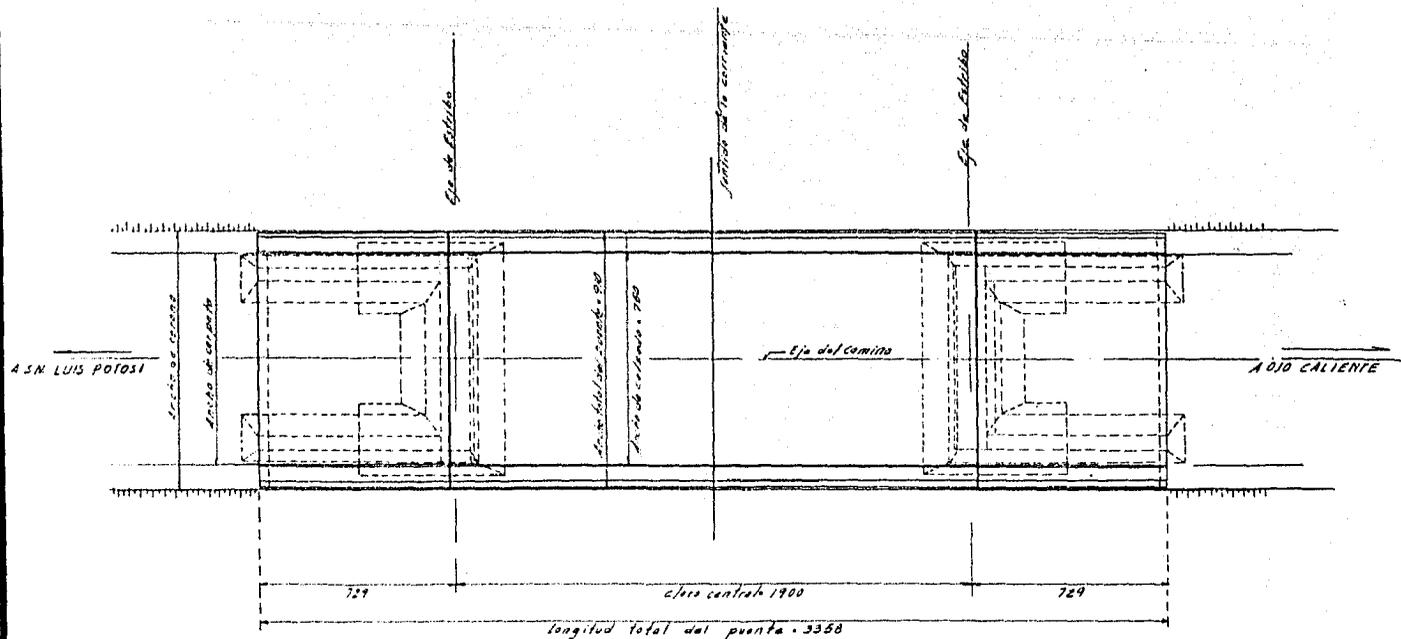
El puente podrá abrirse al tráfico después de 28 días de efectuado - el último colado.

PROGRAMA

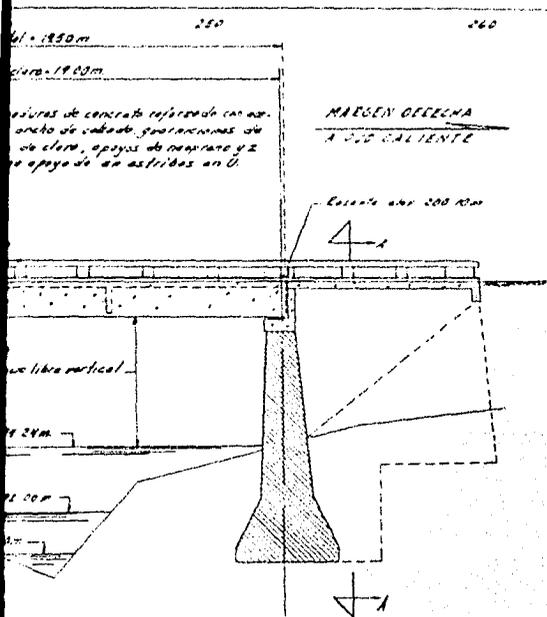
CONCEPTO	TIEMPO EN SEMANAS											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
CONSTRUIR CAMPAMENTO												
TRAZO Y REFERENCIAS												
EXCAVACION Y ACARREOS LOCALES												
MAMPOSTERIA DE 3o. CLASE												
RELLENOS COMPACTADOS												
CIMBRA, ARMADO Y COLADO DE CORONAS												
CIMBRA PARA LA SUPERESTRUCTURA												
ARMADO DE LA SUPERESTRUCTURA.												
COLADO DE LOSAS PLANAS DE ACCESO												
COLADO DE LOSA NERVURADA.												
CIMBRA, ARMADO Y COLADO DEL PARAPETO												
TIEMPO DE FRAGUADO												
DESCIMBRADO												
COLOCACION DE CARPETA ASFALTICA.												



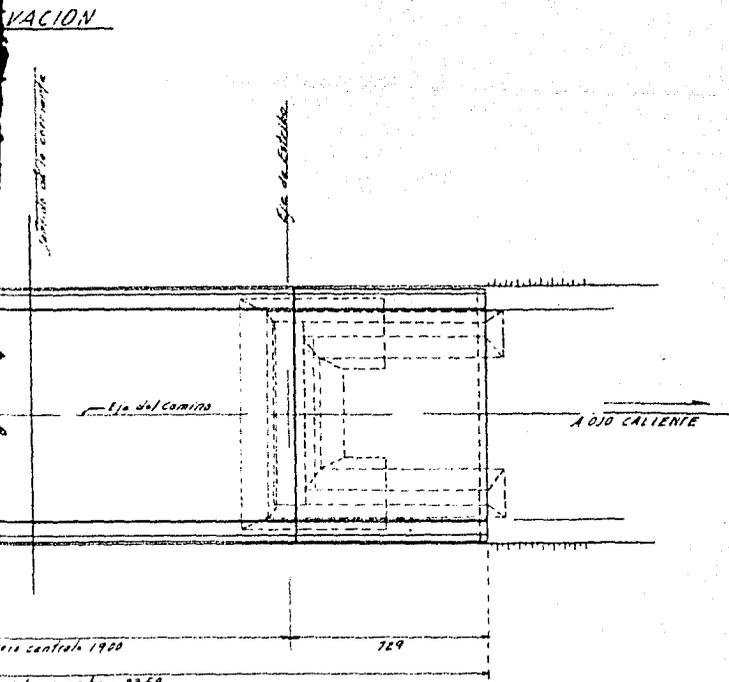
ELEVACION



PLANTA



MATERIALES	
Superestructura:	
Concreto f. 200 kg/cm ² (Parapeto)	4.15 m ³
Concreto f. 250 kg/cm ² (base nervadura)	58.7 m ³
Concreto f. 180 kg/cm ² (lasas planas)	34.0 m ³
Acero de refuerzo f. 400 kg/cm ²	8329 Kg
Acero de refuerzo GE	3168 Kg
Neopreno diámetro 300 mm	9 dm ³
Acero estructural en apoyos	3 Kg
Drenes	20 Pies
Subestructura:	
Concreto f. 150 kg/cm ² (cimientos)	12 m ³
Acero de refuerzo	536 Kg
Mampostería de 3 ^a clase	506 m ³
Escambrones en material 2 ^a clase	800 m ³
Zellenas compactadas (sopos)	534 m ³



DATOS HIDRAULICOS	
Gasto	216 m ³ /seg
Velocidad de llegada	5.0 m/seg
Area hidraulica bajo el puente	36.4 m ²
Velocidad bajo el puente	5.9 m/seg
Sobreelevación	0
Espacio libre vertical	4.70 m

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA.
 TESIS PROFESIONAL
 RAUL CANALES CABRERA
 PUENTE SOBRE EL
 ARROYO STA. TERESA
 DISTRIBUCION GENERAL
 Mexico, D.F. 1963 PLANO N° 7

PLANTA