

1585

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

UNAM

- Proyecto de Puente para Camino
- Carretero sobre el Río Conchos.

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL
presenta el pasante:
FRANCISCO JAVIER LABORDE C.





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-857 T
Exp. Núm. 73/214.2/-2290

Al Pasante señor Francisco Javier LABORDE
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 Antonio Dovalí Jaime, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

PROYECTO DE PUENTE PARA CAMINO CARRETERO SOBRE EL RIO CONCHOS.

"El camino entre Ciudad Victoria y Matamoros, Tamps., cruza el Río Conchos en el Km. 173. Se estudiará el mejor sitio posible para el cruzamiento. El pasante justificará esta elección, y propondrá el tipo de estructura más conveniente para el cruce escogido. Se hará el proyecto detallado de todas las partes del puente, para soportar en una calzada de 7.30 m. dos bandas de circulación del tipo H-20-44. Se expondrá el procedimiento de construcción, y se hará el presupuesto del costo 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 su examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Faculares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 8 de mayo de 1956.
EL DIRECTOR

Ing. Javier Barros Sierra

JMS:RFV eng.

INFORMES DE CAMPO PARA EL PROYECTO.

1.- DATOS.

A). ANTECEDENTES

El Río "Conchos" se conoce también con el nombre de Río San Fernando; probablemente el segundo nombre es el correcto para designar el tramo de río que se menciona en este estudio, pero se empleará el nombre de "Conchos", por ser éste con el que aparecen registrados el río y el puente, en el Departamento de Puentes de la S.C.O.P.

El Río "Conchos" es la primera corriente netamente mexicana a partir de la frontera con Estados Unidos, en la vertiente del Golfo. Fluye de poniente a Oriente, y en un recorrido de 330 Km. recoge las aguas de numerosas corrientes entre las que se encuentran el Río Pablillo o Linares, el Arroyo de Las Lajas, el Río Potosí, el Río San Lorenzo y el Río Cruillas.

B). DATOS DE LOCALIZACION.

Puente carretero sobre el Río "Conchos":

Camino: Ciudad Victoria - Matamoros.

Tramo : Jiménez - San Fernando.

Kilometraje del cruce: 172 + 250 con origen en -
Cd. Victoria.

Angulo entre la calzada y

eje de la corriente: 90°

Elevación de la rasante: debe buscarse la más baja posible, por lo que se refiere a economía en terracerías.

No se requiere ninguna obra de demolición. El camino está trazado y construido para pasar por el - pueblo de San Fernando.

C). DATOS HIDRAULICOS.

Nivel de aguas mínimas. N.A.Mín. 117.43

Nivel de aguas máximas ordinarias N.A.M.O.128.40

Nivel de aguas máximas extraordinarias N.A.M.E.132.97

Pendiente media: s = 0.00101

Coefficiente de rugosidad n. variable
desde 0.035 hasta 0.080.

Velocidad superficial en estiaje: 0.25 m/seg.

Velocidad superficial en crecientes
máximas

5 m/seg.

Crecientes máximas extraordinarias: cada 30 años,
con duración de 24 horas, en los meses de agosto,
septiembre y octubre.

Materiales de arrastre durante la creciente: cantos rodados hasta de 15 cm.

Características del cauce: recto, limpia y sin obstáculos frente a San Fernando.

La corriente tiende a socavar en las paredes y a depositar en el fondo.

No hay probabilidades de que el remanso que produzca el puente perjudique propiedades vecinas, por estar encajonado el río en ese tramo.

Los árboles más grandes que arrastra en crecientes, tienen una longitud de 15 a 18 m. por lo que el claro mínimo de los tramos de puente para permitir su paso será de 20 metros.

La distancia libre vertical necesaria para permitir el paso de cuerpos flotantes será de 1.50 metros del N.A.M.E. al punto inferior de la superestructura.

El gasto de la corriente se determinó tomando una sección hidráulica en el cruce y dos auxiliares, una 790 metros aguas arriba y otra 720 metros aguas abajo (La obtención detallada del gasto aparece en el capítulo de cálculos hidráulicos).

El río desemboca en el mar a una distancia considerable, por lo que el problema de remanso debido a mareas no es de tomarse en cuenta.

D). DATOS GEOLOGICOS Y DE CIMENTACION.

Se efectuaron siete sondeos para establecer el perfil geológico, y se encontraron capas superficiales de arena y tierra arcillosa, una capa profunda de boleo chico y bajo ésta, una capa muy gruesa de choy. (véase corte geológico)

Se efectuaron otros cinco sondeos y se enviaron muestras para su estudio en el laboratorio de mecánica de suelos. Los resultados del análisis aconsejan no cimentar en los lugares donde se obtuvieron las muestras 1 y 5 (Est. 172+175, El.+122 y Est. 172 + 390, El + 120) ya que la resistencia de estos materiales disminuye mucho al saturarse y además tienen peligro de socavación en caso de crecientes. En los lugares donde se obtuvieron las muestras 2,3 y 4 (Est. 172+185, El. + 116 ; Est - 172 + 265, E. + 113 y + 114), sí es recomendable desplantar, por tener alta resistencia y porque no se modifica ésta con la saturación.

La capacidad de carga en los materiales limo-arenosos cementados (choy), de las muestras 2, 3 y 4, suponiendo que la resistencia total se deba sólo a la cohesión, resulta de 18.8 k/c^2 , pudiendo aconsejarse como factor de seguridad 3, o sea que puede calcularse la cimentación con una resistencia de terreno de 6 k/c^2 .

E). DATOS DE CONSTRUCCION.

Se desechó la posibilidad de construir con obra falsa, pues la altura de ésta sería de unos 20 metros, y la madera habría que traerla del Río Corona a 140 km. de distancia.

Probablemente no haya necesidad de trabajar en la corriente, pues bastará desviarla en época de estiaje.

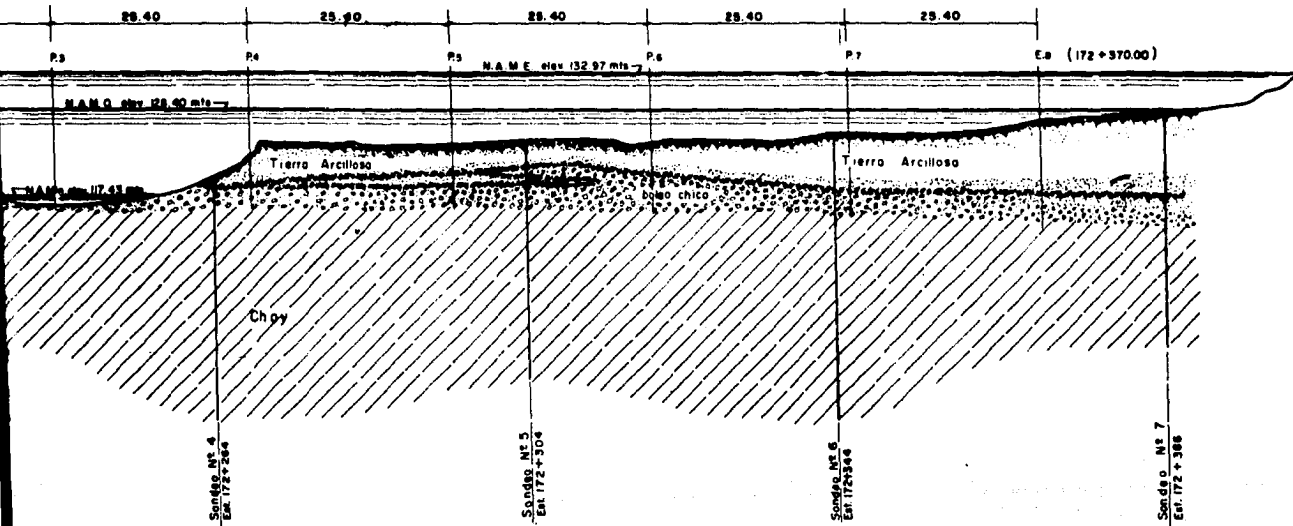
Siendo el material no deleznable, podrán hacerse excavaciones sin ademar en las capas de tierra arcillosa; bastará -- darles talud.

El nivel de aguas freáticas es el del río en aguas míni

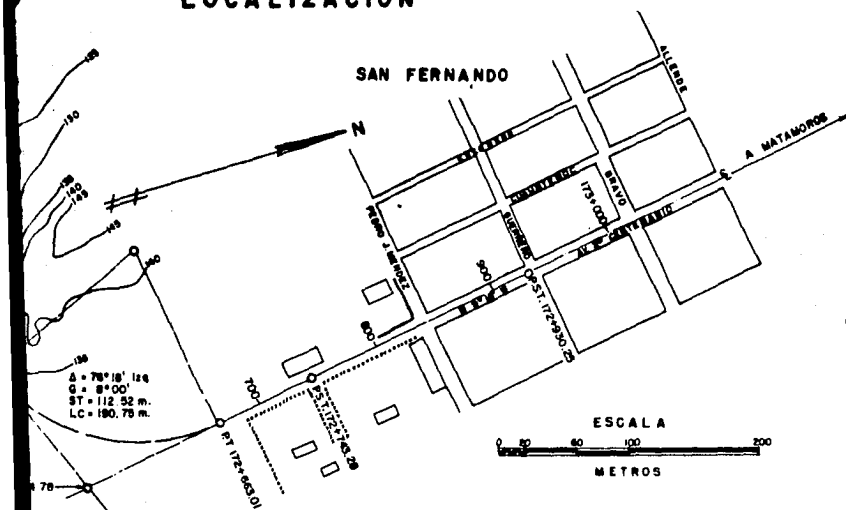
CORTE GEOLOGICO



MARGEN IZQUIERDA A MATAMOROS



LOCALIZACION



CARRETERA:
CD. VICTORIA-MATAMOROS

TRAMO:
JIMENEZ - SAN FERNANDO

KM.: 172 + 250

ORIGEN:
CD. VICTORIA

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIERIA

RIO CONCHOS
CORTE GEOLOGICO Y LOCALIZACION

TESIS PROFESIONAL DE - J.C.
FCO. JAVIER LABORDE CANCINO

México, D.F. 1956 PLANO N.º. 1

mas, por lo que las excavaciones bajo este nivel, tendrán abundantes filtraciones.

En lo relativo a materiales de construcción, puede aprovecharse la grava del fondo del río, y el agua para el concreto; hay un banco de arena de buena calidad 600 metros aguas -- arriba del cruce; hay banco de piedra buena para mamposterías a 6.5 Kms. de San Fernando; no hay madera rolliza en la región; el cemento marca "Victoria y la cal pueden conseguirse en Ciudad Victoria.

F). DATOS ECONOMICOS

Precios unitarios aprobados por la S.C.O.P. en la zona, en el año de 1955.

Concreto $f'_c = 210 \text{ k/c}^2$ sin cimbra	\$ 188.33/m ³
Concreto $f'_c = 140 \text{ k/c}^2$ sin cimbra	171.00/m ³
Concreto $f'_c = 100 \text{ k/c}^2$ sin cimbra	154.58/m ³
Concreto ciclópeo	106.13/m ³
Concreto colado bajo el agua	273.00/m ³
Cimbra para losas planas, espesor medio 22 cm.	125.00/m ³ de concreto
Mampostería de 3ª con mortero cemento- arena 1:5, hasta 2.00 m de altura.	66.23/m ³
Zampeado con mortero cemento arena 1:3	88.13/m ³
Excavación en tierra en seco, de 0 a 3 m. prof.	4.15/m ³
Excavación en R.S. con agua, de 3 a 5.00	

m. prof.	\$ 14.75/m ³
Excavación en R.S., con agua, de 5.00 a 8.00 m. prof.	17.25/m ³
Excavación en choy a 8.00 m de prof.	24.50/m ³
Atagüas para excavaciones de 5 a 8 mts. de prof.	125.00/m ²
Bombeo de 6"	10.15/hr.
Fierro de refuerzo, incluyendo colocación	2.70/kg
Acero estructural, incluyendo fle--tes, taller, montaje y pintura:	
a).- En trabes armadas	3.36/kg
b).- En armaduras	3.60/kg

G). DATOS DE TRANSITO.

Ancho del puente, para dos fajas de circulación :

24 piés = 7.32 m.

Carga viva : Tipo H-20 (AASHO)

No requiere banquetas para peatones.

No se tiene problema de embarcaciones porque el río no es navegable.

2.- JUSTIFICACION DEL CRUCE.

A). LOCALIZACION DE CRUCES.

Se procedió a realizar el estudio para la localización del cruce, analizando las necesidades de alineamiento general, acortar en lo posible el cadenamiento, y permitir un correcto funcionamiento hidráulico. Existen dos cruces posibles, uno frente al pueblo de San Fernando y otro aguas abajo, los dos a 90°, cumplen con el requisito de buen alineamiento y el camino no se alarga más de lo debido en ninguno de ellos.

B). COMPARACION ENTRE LOS DOS CRUCES POSIBLES.

El cruce frente a San Fernando ofrece las siguientes condiciones:

- 1).- Longitud del puente 25 m. menor
- 2).- No tiene llanuras de inundación por ser una zona muy encauzada.
- 3).- Está en un tramo recto y largo del río.
- 4).- El camino localizado y casi totalmente construido pasa precisamente por el pueblo de San Fernando.

El cruce aguas abajo presenta las siguientes condiciones:

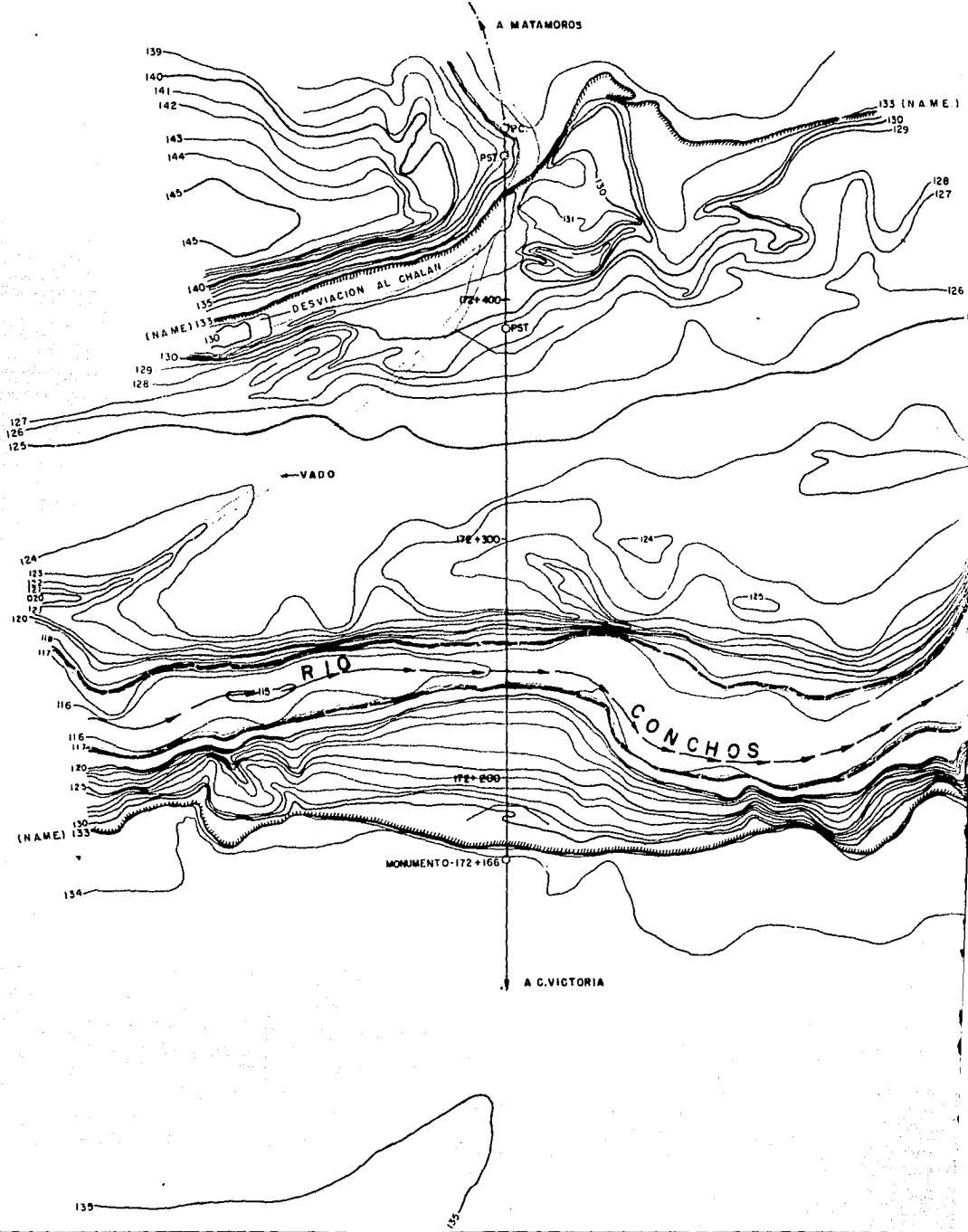
- 1).- Longitud del puente 25 m. mayor.
- 2).- Tiene pequeñas llanuras de inundación en la margen izquierda.
- 3).- Queda 95 metros aguas abajo de una curva pronunciada.
- 4).- La línea cruzaría por la margen izquierda por una zona de ladrilleras, donde habría necesi-

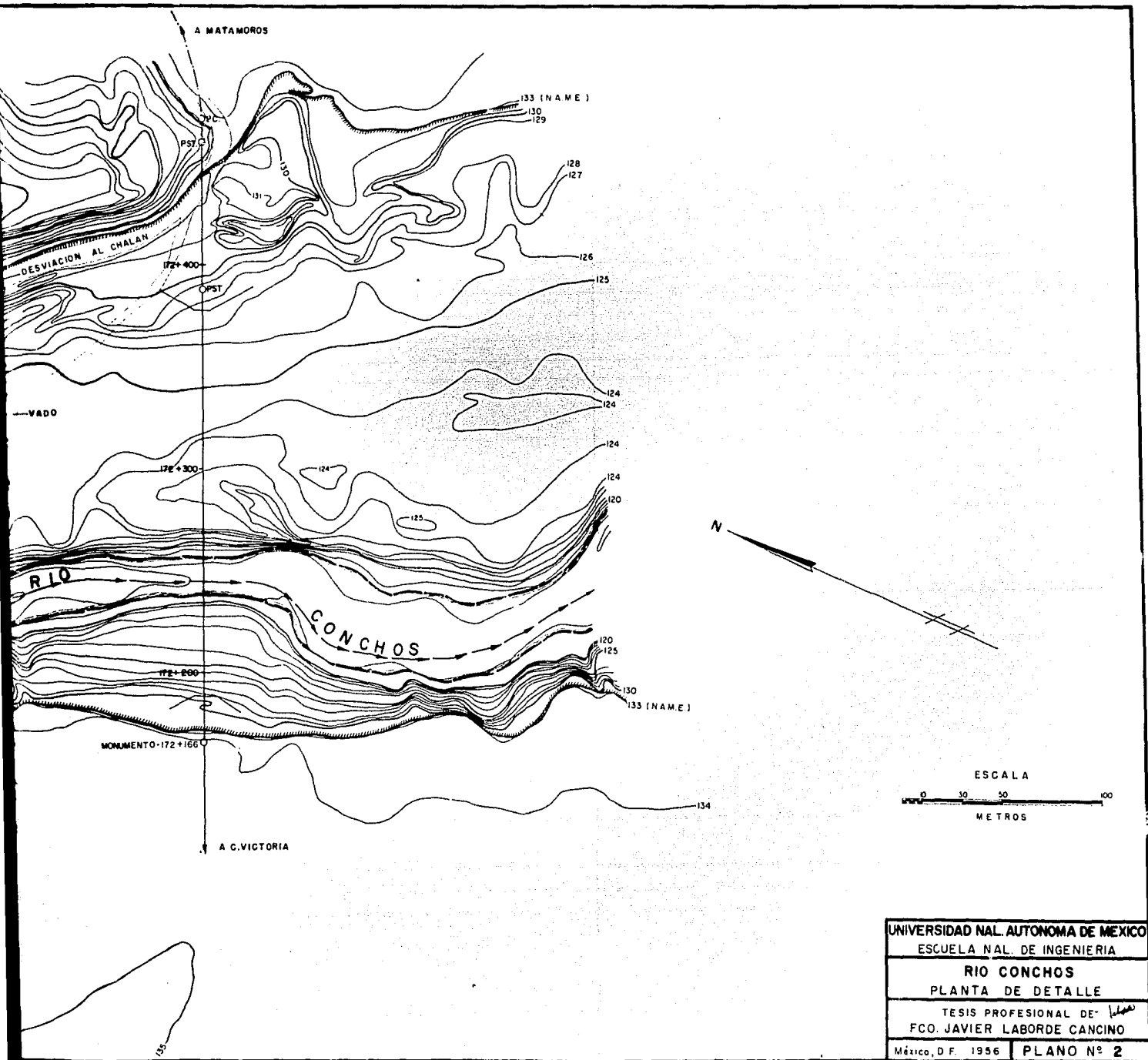
dad de hacer rellenos costosos.

Por lo que se refiere a las condiciones de cimentación, los dos cruces presentan condiciones análogas.

C) CONCLUSION.

Se elige como definitivo el cruce frente a San Fernando, teniendo en cuenta que no presenta ninguna desventaja con respecto al de aguas abajo, y sí varias ventajas. Esta elección queda justificada por ser el cruce más adecuado desde el punto de vista económico y técnico.





UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
ESCUELA NAL. DE INGENIERIA	
RIO CONCHOS	
PLANTA DE DETALLE	
TESIS PROFESIONAL DE <i>J. Laborde</i>	
FCO. JAVIER LABORDE CANCINO	
México, D.F. 1956	PLANO N° 2

CALCULOS HIDRAULICOS Y LONGITUD DEL PUENTE.

A). GASTO HIDRAULICO DEL RIO.

Es necesario conocerlo, en la sección de cruce y en crecientes máximas extraordinarias, para poder fijar las dimensiones del puente.

Para determinarlo se calculó en tres secciones del río: una en el cruce, y dos auxiliares, una 790 metros aguas arriba y otra 720 metros aguas abajo. Se dividió en partes cada sección, midiéndose las áreas particulares y asignando a cada una estimativamente, coeficientes de rugosidad.

Por ser idéntica la secuela de cálculo para cada una de las tres secciones, sólo aparece el cálculo del gasto de la -- del cruce y se consignan los valores obtenidos en las auxiliares.

Fórmulas que se emplean:

$$Q = v_1 \cdot A_1$$
$$v_1 = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad (\text{Manning})$$

en las que

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

v_1 = velocidad en $m/\text{seg.}$

A_1 = área hidráulica en m^2

n = coeficiente de rugosidad

r = radio hidráulico en $m.$

s = pendiente hidráulica

p = perímetro mojado en $m.$

Como puede observarse en el plano en que aparece la sección hidráulica, ésta se dividió en siete tramos, a los cuales corresponden los coeficientes de rugosidad que aparecen en la tabla, y se indican también las áreas obtenidas y los valores de r , radio hidráulico:

$$r = \frac{A_1}{p}$$

y la pendiente s , que vale

$$s = 0.00101 ; s^{1/2} = 0.03178$$

Con estos datos, y aplicando la fórmula de Manning para cada tramo, se obtuvieron las velocidades y con ellas los gastos parciales, que sumados, dan el gasto total.

TABLA DE CALCULO DEL GASTO EN LA SECCION DE CRUCE

TRAMO	A_1	p	r	n	v_1	Q
1	36.44	17.77	2.05	0.070	0.73	26.60
2	170.54	32.60	5.23	0.055	1.74	296.74
3	170.89	21.75	6.16	0.045	2.33	398.17
4	601.50	55.28	11.11	0.035	4.52	2718.78
5	604.18	76.06	7.94	0.045	2.82	1703.79
6	339.27	61.26	5.54	0.070	1.42	481.76
7	82.23	54.63	1.49	0.080	0.52	42.76
Σ	2005	-	-	-	-	5668.60

Los valores obtenidos en las secciones auxiliares son:

Gasto en la sección aguas arriba: 5737 m³/seg

Gasto en la sección aguas abajo: 5990 m³/seg

Los tres valores obtenidos presentan variaciones explicables, y se adoptará para cálculos posteriores, un gasto en la sección de cruce, promedio de los tres obtenidos, o sea -- 5800 m³/seg.

B). COTA PROBABLE DE RASANTE.

Es necesario conocerla, para saber de qué altura van a quedar los terraplenes de acceso, que en cierto modo nos fijan las dimensiones del puente.

De nuestros datos de localización sabemos, que desde el punto de vista de economía en terracerías, debemos buscar la rasante mas baja posible. Entonces:

N.A.M.E.	132.97
Distancia libre vertical	1.50
Sobreelevación	0.17 *
Distancia del punto inferior de la superestructura a la rasante (supuesto)	<u>2.00</u>
Cota probable de rasante:	136.64

Su obtención aparece más adelante.

Se adoptará 136.60 como cota de rasante, para calcular la altura de los terraplanes de acceso.

C). LONGITUD DEL PUENTE.- CONSIDERACIONES.

La longitud del puente se determina mediante las siguientes consideraciones:

* Su obtención aparece más adelante.

1).- Desde un punto de vista económico exclusivamente, - la longitud de puente deberá llevarse hasta los puntos en que los costos por metro lineal de puente y terracerías de acceso sean análogos.

2).- Desde el punto de vista hidráulico, la longitud de puente debe ser tal, que el estrechamiento producido por las pilas, estribos y terraplenes de acceso no afecte el correcto funcionamiento hidráulico bajo el puente. La sobreelevación y el aumento de velocidad en el cauce principal producidos por el estrechamiento, son índice del correcto funcionamiento hidráulico.

Aplicando estas consideraciones y analizando el perfil topográfico, puede observarse que en la margen derecha no conviene llevar la terracería de acceso muy adentro del punto -- 172 +189 y en la margen izquierda no conviene llevarla muy -- adentro del punto 172 + 376, que son los puntos donde cambian fuertemente los taludes y desde los cuales empiezan a encarecerse considerablemente las terracerías. Por esto, es aconsejable ensayar una longitud de puente del orden de los 180 m: como tanteo, las terracerías de acceso se llevarán hasta los puntos 172 +192 y 172 +370. (Longitud 178 mts.)

D). AREAS OBSTRUIDAS, SOBREELEVACION Y AUMENTO DE VELOCIDAD.

1).- Áreas Obstruidas. Son las áreas ocupadas por las terracerías de acceso y las pilas y estribos; las secciones de pilas y estribos se han considerado de acuerdo con las especificaciones de proyecto de pilas, por lo cual resultan aproximadas, pero lo suficiente para este estudio. El cálculo se hará con siete claros, o sea con dos estribos y seis pilas; ésta

elección queda justificada más adelante en la obtención del -- claro económico. En la tabla que aparece a continuación se -- anotan las áreas y gastos originales, y por diferencia con las áreas obstruidas, las nuevas áreas.

Tramo 1.-	Totalmente obstruido:	$A_0 = 36.44 \text{ m}^2$
Tramo 2.-	Terracería:	6.00 x 4.00 24.00
	Estribo 1:	1.50 x 5.00 <u>7.50</u>
		$A_0 = 31.50 \text{ m}^2$
Tramo 3.-	Pila 2:	2.00 x 9.60 19.20
		$A_0 = 19.20 \text{ m}^2$
Tramo 4.-	Pila 3:	2.00 x 16.80 33.60
	Pila 4:	2.00 x 10.50 <u>21.50</u>
		$A_0 = 54.60 \text{ m}^2$
Tramo 5.-	Pila 5:	2.00 x 9.00 18.00
	Pila 6:	2.00 x 9.00 <u>18.00</u>
		$A_0 = 36.00 \text{ m}^2$
Tramo 6.-	Pila 7:	2.00 x 7.50 15.00
	Estribo 8:	1.50 x 6.00 9.00
	Terracería:	25.00 x 4.50 <u>112.50</u>
		$A_0 = 136.50 \text{ m}^2$
Tramo 7.-	Totalmente obstruido:	$A_0 = 82.23 \text{ m}^2$

2).- Sobreelevación y aumento de velocidad.

Por medio de tanteos se encontrarán la sobreelevación y las nuevas velocidades; la sobreelevación real será aquella -- que dé en la sección bajo el puente un gasto igual al original.

Fórmulas que se emplean:

$$Q = Q_1 = Q_2 = 5800 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_2 - h_1 = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} = \Delta h$$

$$Q_2 = \Sigma A_2 v_2$$

en las que

Q_1 = gasto original en m^3/seg .

Q_2 = gasto bajo el puente en m^3/seg

h_1 = altura original del tirante de agua

h_2 = altura del tirante de agua bajo el puente

Δh = sobreelevación en metros

A_2 = areas bajo el puente en m^2

v_2 = velocidades bajo el puente en m/seg

v_1 = velocidades originales en m/seg

A_0 = areas obstruidas en m^2

Las velocidades bajo el puente, se encuentran despejando v_2 :

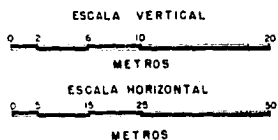
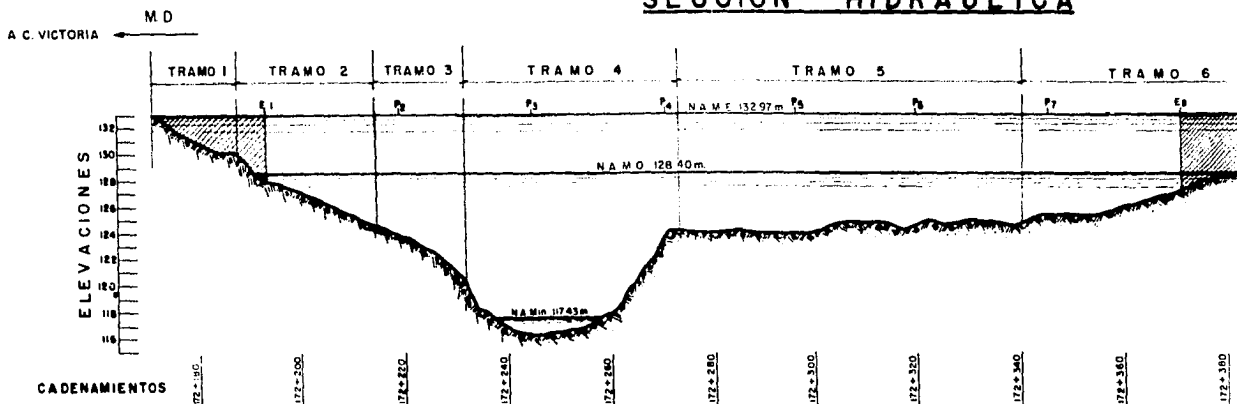
$$v_2 = \sqrt{v_1^2 + 19.6 \Delta h}$$

1er. Tanteo supongo $\Delta h = 0.20 \text{ m}$

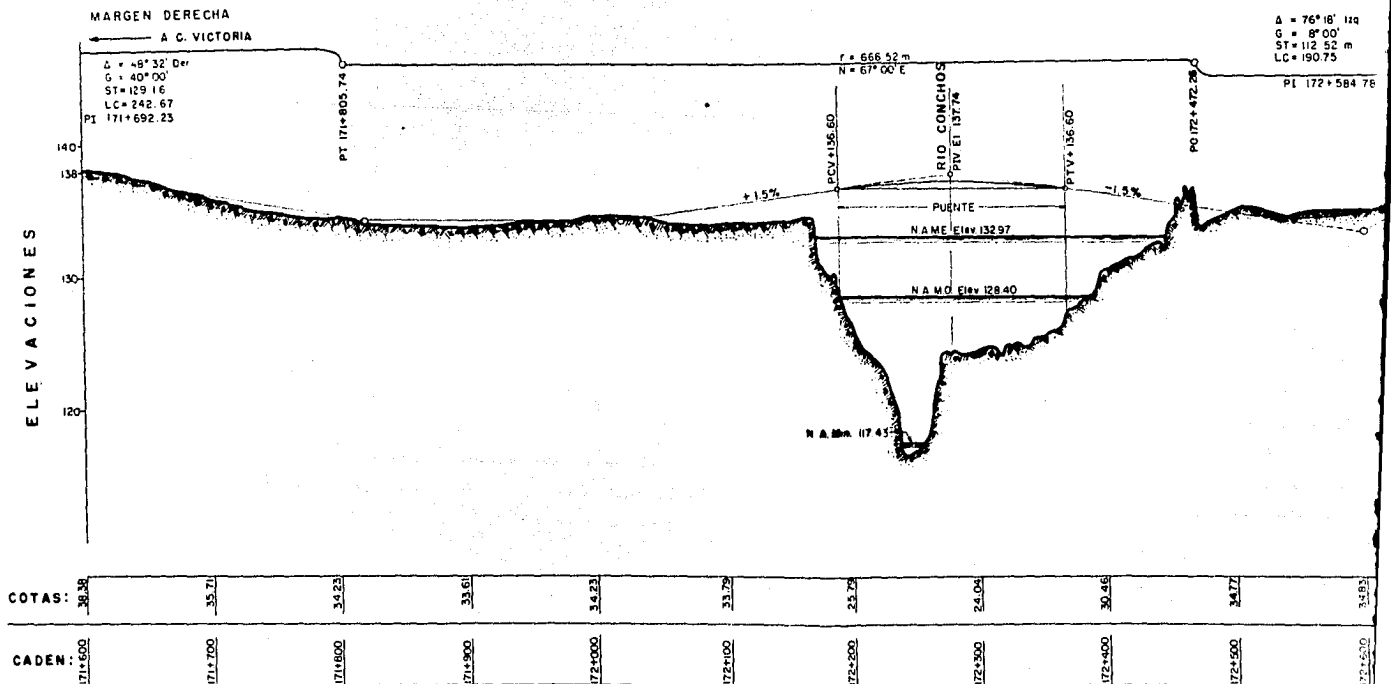
Tramo	A_1	v_1	A_0	A_2	v_2	Q_2
1	36.44	0.73	36.44	0	-	-
2	170.54	1.74	31.50	139.04	262	364
3	170.89	2.33	19.20	151.69	305	461
4	601.50	4.52	54.60	546.90	495	2695
5	605.18	2.82	36.00	568.18		1950
6	339.27	1.42	136.50	202.77		492
7	82.23	0.52	82.23	0	-	-
Σ	2005	-				5962

la sobreelevación supuesta resultó sobrada, pues la suma de Q_2

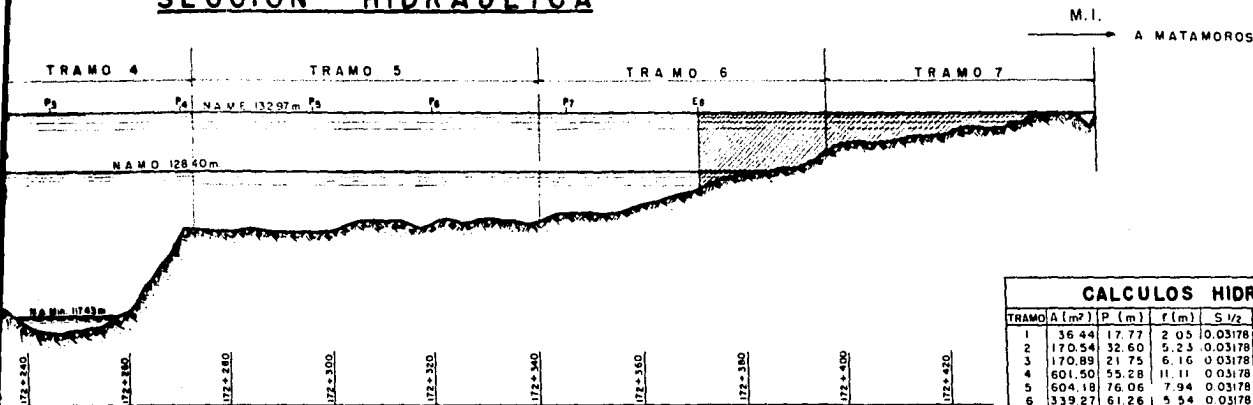
SECCION HIDRAULICA



PERFIL TOPOGRAFICO

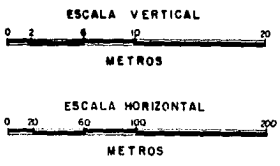
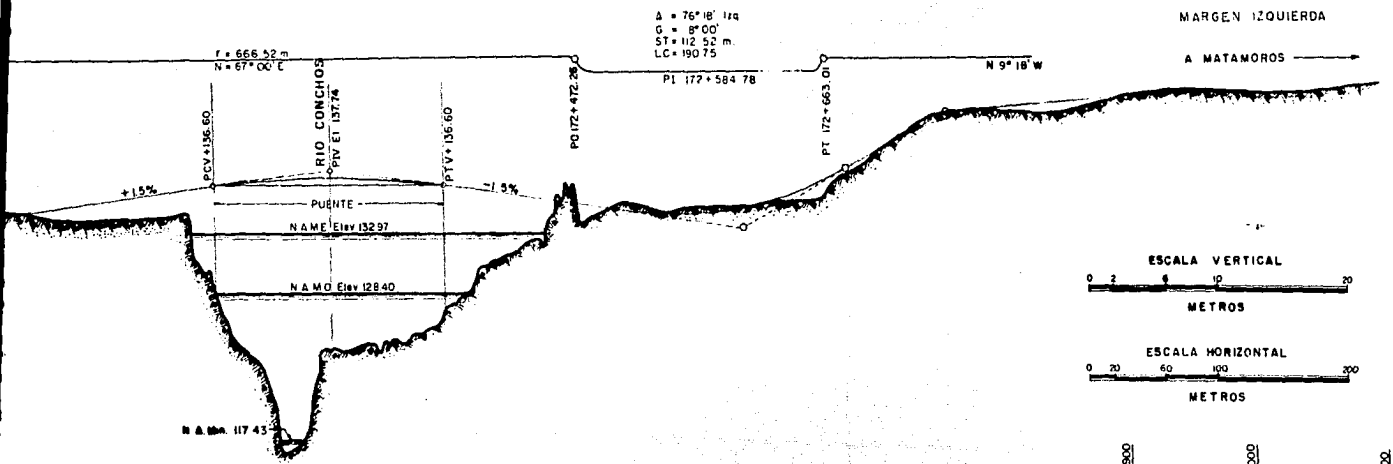


SECCION HIDRAULICA



CALCULOS HIDRAULICOS							
TRAMO	A [m ²]	P [m]	r [m]	S 1/2	n	V m/s	Q m ³ /s
1	36.44	17.77	2.05	0.03178	0.070	0.73	26.60
2	170.54	32.60	5.23	0.03178	0.055	1.74	296.74
3	170.89	21.75	6.16	0.03178	0.045	2.33	398.17
4	601.50	55.28	11.11	0.03178	0.035	4.52	2718.78
5	604.18	76.06	7.94	0.03178	0.045	2.82	1703.79
6	339.27	61.26	5.54	0.03178	0.070	1.42	481.76
7	82.23	54.63	1.49	0.03178	0.080	0.52	42.76
2005	-	-	-	-	-	-	5668.60

PERFIL TOPOGRAFICO



172+000	172+200	172+300	172+400	172+500	172+600	172+700	172+800
33.72	23.72	24.02	30.45	34.77	34.83	38.33	41.92

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 ESCUELA NAL. DE INGENIERIA
PUENTE DEL RIO CONCHOS
 SECCION HIDRAULICA Y
 PERFIL TOPOGRAFICO
 TESIS PROFESIONAL DE...
FCO. JAVIER LABORDE CANCINO
 México, D.F. 1956 **PLANO N° 3**

debe ser igual a $5800 \text{ m}^3/\text{seg}$

2º Tanteo supongo $\Delta h = 0.15 \text{ m}$

Tramo	A_2	v_2	Q_2
2	139.04	2.44	340
3	151.69	2.89	437
4	546.90	4.81	2630
5	568.18	3.30	1865
6	202.77	2.22	450
Σ			5722

ahora resultó escasa;

3er tanteo supongo $\Delta h = 0.17 \text{ m}$

Tramo	A_2	v_2	Q_2
2	139.04	2.51	349
3	151.69	2.95	447
4	546.90	4.85	2650
5	568.18	3.35	1895
6	202.77	2.30	466
Σ			5807

se acepta la sobreelevación de 0.17 m , y la variación de velocidad en el tramo 4, que corresponde al cauce principal es de 4.52 m/seg a 4.85 m/seg , o sea que registra un aumento de velocidad de 0.33 m/seg . El efecto de socavación no es de considerarse porque el desplante se llevará hasta la capa de choy.

Estos resultados indican que el funcionamiento hidráulico es aceptable para una longitud de puente de 178 metros .

E). ECONOMIA Y TERRAPLENES DE ACCESO.

E). ECONOMIA Y TERRAPLENES DE ACCESO.

Hay que revisar la longitud que se ensaya en los aspectos económico y de estabilidad de taludes. La altura de terraplenes es de 8.00 m. en el punto 172 + 192 y de 9.00 m en el punto 172 + 370.

El costo por metro lineal de terraplén de 8.50 m. de altura, es del mismo orden que el costo por metro lineal de superestructura, en las condiciones de este problema.

Si se observa la topografía de la sección en el cruce, puede verse que si se acorta el puente, la altura de los terraplenes aumentará bruscamente a 11 ó 12 metros y el precio por metro lineal de terraplén crecerá notablemente.

F). CONCLUSION.

En vista de que la longitud de puente que se ensayó, - 178 metros llena los requisitos hidráulicos y cumple satisfactoriamente con las condiciones económicas mencionadas, es de concluirse que la longitud de puente más conveniente es del orden de los 180 metros, siendo éste un valor que, obviamente admite ligeras variaciones.

ELECCION DEL PUENTE.

A). CONSIDERACIONES GENERALES

El problema básico en el proyecto de un puente es la -
elección del tipo más adecuado.

Generalmente, un cruce puede resolverse con varios tipos de puentes, y es aquí donde el proyectista debe aplicar su cri
terio.

El problema de elegir un puente es muy extenso y comple
jo, pues envuelve la elección de:

La longitud del puente

El número y longitud de claros

El tipo de superestructura.

El tipo de subestructura y

La altura de rasante,

que deben satisfacer los requisitos:

- a) Económicos
- b) Hidráulicos
- c) Constructivos

d) Estéticos y

e) De tránsito,

del cruzamiento que se estudia.

En el presente estudio se trata de obtener una solución final en la que armonicen en la mejor forma posible todas las elecciones que se hagan, con todos los requisitos mencionados.

Por su importancia particular y por su íntima liga con los cálculos hidráulicos, la elección de la longitud del puente se hizo en el capítulo anterior. La elección del número de claros y del tipo de superestructura, se tratan adelante, en párrafos por separado.

La elección del tipo de subestructura está determinada por las condiciones de cimentación; en este problema queda obligado llevar el desplante de las pilas y estribos hasta la capa de choy, donde la resistencia es alta, y la socavación no obra; resultan de una altura del orden de los 20 metros.

Como ya se indicó, la altura de rasante más conveniente en este caso, será la más baja posible, por las características de trazo que pueden observarse en el perfil topográfico. Esta consideración da cierta ventaja a las soluciones de paso inferior sobre las de paso superior.

En la solución de armaduras de paso inferior, la altura de rasante será aproximadamente 1 m menor que en la solución de trabes armadas de paso superior, ya que el peralte de éstas es del orden de los 2 m, y el de las piezas de puente de la armadura, del orden de 1 m. El ahorro que significa en las terra-

cerías tener un metro más baja la rasante, deberá tenerse en cuenta al comparar anteproyectos.

Por lo que se refiere a los requisitos, los económicos son los de mayor importancia, y aparecen en todas y cada una de las elecciones que se hacen. Los requisitos hidráulicos quedaron satisfechos en el capítulo anterior, al hacer la elección de longitud del puente, y la influencia que las demás elecciones tienen en las condiciones hidráulicas, es poco importante.

Los requisitos constructivos están determinados por los materiales disponibles en la zona, los procedimientos de construcción más aconsejables, la urgencia de la obra, y la duración de la época de estiaje. Los materiales disponibles se indican en los datos de construcción y ofrecen gran desventaja a las soluciones que requieran obra falsa y no presentan objeción a la construcción de los otros tipos usuales de puentes. Los procedimientos constructivos, son análogos para las distintas soluciones que pasan a los anteproyectos, y las pequeñas variaciones que presentan, se toman en cuenta al hacer la elección definitiva. La descripción del procedimiento constructivo que deberá emplearse para la solución definitiva, aparece al final del último capítulo, y está ligada con la duración de la época de estiaje, que define el tiempo que debe emplearse en la construcción de la subestructura, y con la urgencia de la obra en general. El tiempo necesario para erigir el puente, afecta el diseño, porque evidentemente ciertos tipos de estructuras se construyen mas rápidamente que otros.

Los requisitos estéticos no deben olvidarse, y su in--

fluencia varía según el puente sea urbano o no, y la mayor o menor vista lateral. Las armaduras de paso inferior presentan desventaja en este aspecto.

Por último los requisitos de tránsito, comprenden la pendiente y alineamiento, el ancho y el tipo de carga viva para el cual deba proyectarse el puente. El alineamiento y la pendiente quedan parcialmente determinados por las brigadas de localización, y por el cruce elegido; en este caso el alineamiento está escogido favorablemente -en tangente-, y la pendiente de los tramos de acceso resultó de $+ 1.5\%$ y $- 1.5\%$. Por el cambio de signo en la pendiente de los tramos de acceso, y por la longitud del puente, éste se hará en curva vertical, con lo cual mejoran las condiciones estéticas ya que un puente de 180 metros a nivel, da la impresión de que está colgado; por ser la curva vertical muy suave, el aumento de tamaño en pilas es pequeño (máximo 57 cm) y la desventaja económica que esto representa, es despreciable; la inclinación de los tramos de la superestructura, es también de poca influencia en su construcción, cálculo y economía (máximo 1.26%). El ancho del puente y el tipo de carga viva para los cuales debe proyectarse, es función de la cantidad y carácter del tráfico y de la zona en que esté ubicado el puente; en este caso son datos del problema: ancho para dos fajas de circulación, 24 piés igual a 7.32 m. y carga viva tipo H-20 de las especificaciones de la American Association of State Highway Officials (A.A.S.H.O.).

NOTAS.

- 1). Los precios unitarios empleados para la determina--

ción del claro económico y estudio de anteproyectos son los -- aprobados por la SCOP para la zona de S. Fernando en el año de 1955. Estos precios, aunque ligeramente distintos de los actuales, sirven perfectamente para efectos comparativos.

2). Algunos cálculos aparecen en unidades inglesas, para aplicar directamente las fórmulas de las especificaciones. Todos los resultados obtenidos se traducen después a unidades métricas.

3). Las operaciones en los anteproyectos y antepresu--- puestas están hechas con regla de cálculo, y tienen la aproximación correspondiente.

B). DETERMINACION DEL CLARO ECONOMICO.

Una vez definida la longitud del puente, y teniendo en encuenta que el claro mínimo es de 20 metros, para permitir el - paso de cuerpos flotantes, va a determinarse el número y longitud de claros.

En las características geológicas del cruce, puede obser varse que la capa de desplante es casi horizontal, por lo cual no tiene caso salvar el cauce principal con un solo claro. Las pilas pueden considerarse iguales entre sí en tamaño y costo. Considerando estas características, y las ventajas constructi vas y estéticas que presenta, se deduce la conveniencia de ha cer iguales entre sí los claros del puente.

La elección del número de claros se hará desde un punto de vista puramente económico, ya que la importancia que pueda tener el número de claros en el aspecto hidráulico, -variaciones en la sobreelevación y velocidad-, y en los aspectos cons-

tructivo y estético, no es comparable con la importancia que tiene en el aspecto económico. El claro más económico es el que iguala el costo total de una pila con el costo de un tramo de puente, sin incluir piso ni sistema de piso; para elegirlo, se va a determinar el precio aproximado de una pila promedio. Ensayando soluciones con diferente número de claros, se elegirá aquella que dé el precio de un tramo de superestructura más cercano al precio de la pila.

PILA PROMEDIO. Dimensiones.

Altura media de las pilas:

N.A.M.E.	132.97
Sobreelevación	0.17
Distancia libre vertical	<u>1.50</u>
Cota inferior de la superestructura	134.64
Distancia entre la corona y la superestructura	<u>- 0.40</u> (supuesto)
Cota de corona	134.24
Cota media de desplante	<u>- 115.50</u>
Altura media de las pilas	18.74 ;

Se tomará de 19 metros.

La forma y dimensiones detalladas aparecen en el plano correspondiente, y una pila promedio arroja, en números redondos, las cantidades de obra que aparecen en el siguiente antepresupuesto; como ya se indicó en las consideraciones generales, para la elaboración de los antepresupuestos se emplean los precios unitarios que aparecen en el primer capítulo, en el párrafo de datos económicos. Se aumenta el precio de la mamposte-

ría de 3ª de \$66.26/m³ a \$100/m³ por la altura de pilas, andamiaje y sobreprecio de mano de obra.

ANTEPRESUPUESTO DE UNA PILA PROMEDIO

1) Concreto y cimbra en corona	8.00 m ³	300.00	2400.00
2) Mampostería de 3ª	250.00 m ³	100.00	25000.00
3) Concreto bajo agua	11.40 m ³	273.00	3112.20
4) Concreto en zapata	13.00 m ³	171.00	2223.00
5) Excavación tierra 0 a 3 m	125.00 m ³	4.15	518.75
6) Excavación boleó 3 a 8 m	190.00 m ³	14.75	2802.50
7) Excavación choy a 8 m	27.00 m ³	24.50	416.50
8) Ataguías	110.00 m ²	125.00	13750.00
9) Bombeo de 6"	180 hrs	10.15	1827.00
10) Rellenos	300.00 m ³	2.80	<u>840.00</u>
		SUMA	52889.95

Se considera como PRECIO de una PILA PROMEDIO.

\$ 52,900.00

Ahora, siguiendo el criterio del claro económico, debe buscarse un claro en que la superestructura sin piso ni sistema de piso, cueste alrededor de \$52,900.00.

1er. ensayo 9 claros a cada 20 m:

Solución con dos trabes armadas tipo Gerber. Precio de un tramo de 20 metros: 11,700 Kg. de acero estructural, Monterrey, a 3.36 \$39400. Resulta escaso, es decir debe disminuirse el número de claros, para que aumente su longitud y precio.

2º Ensayo 6 claros a cada 30 m.

Solución con armaduras Pratt de paso inferior, y cuerda superior poligonal. Precio de un tramo de 30 metros: 20,750 Kg

de acero estructural, Monterrey a 3.60 = \$ 74.700. Resulta sobrado.

3er. ensayo 7 claros a cada 25.4 m.

Solución con dos traveses armados tipo Gerber. Precio de un tramo de 25.40 metros: 16,000 Kg. de acero estructural, Monterrey a 3.36 \$ 53750.00

Se acepta el 3er ensayo como definitivo, o sea el puente constará de 7 tramos de 25.40 metros.

C) SUPERESTRUCTURA.- ANTEPROYECTOS Y ANTEPRESUPUESTOS.

Una vez definido el número de claros, se ensayan soluciones con vigas Gerber y armaduras para la superestructura.

Por la altura del puente, y la escasez de madera rolliza en la región, son impracticables las soluciones con losa nervurada de concreto. Los sistemas de vigas articuladas tipo Gerber tienen la ventaja de que disminuyen los momentos flexionantes positivos en relación a los de los puentes libremente apoyados de iguales claros, y por consecuencia reducen las secciones necesarias resistentes de las vigas principales, economizándose el material correspondiente. Igualmente se obtiene economía por lo que respecta a los apoyos intermedios de los largueros, pues se reducen a la mitad. A grandes rasgos se puede decir que ésta clase de puentes son una transición entre los puentes continuos y los libremente apoyados; teniendo la ventaja - sobre los continuos, de que no requieren una cimentación estrictamente rígida, pues cualquier desalojamiento vertical que experimenten los apoyos, es absorbido por las articulaciones, no sucediendo así en los continuos en donde se producen momentos no previstos que pueden hacer fallar la estructura. Existe la

desventaja de que no tienen la rigidez de los puentes continuos, manifestando pequeñas oscilaciones, muchas veces perceptibles al paso de los vehículos más pesados; esto entre otros conceptos de carácter elástico, obliga al proyectista a limitar los voladizos por su flecha. Se ensayan soluciones con 2 y 3 vigas principales tipo Gerber y otra solución utilizando armaduras; así, resultan los siguientes anteproyectos:

Anteproyecto No. 1. Dos vigas Gerber de trabes armadas, acero estructural Monterrey, soportando losa de concreto.

Anteproyecto No. 2. Tres vigas Gerber de trabes armadas, acero estructural Monterrey, soportando losa de concreto.

Anteproyecto No. 3. Armadura Pony, triangulación Pratt de C.S. poligonal, de acero estructural Monterrey, con travesaños y losa de concreto. Se utilizan los resultados del proyecto No. A 3113-160.1 de la DNC.

1). COMPARACION ENTRE LOS ANTEPROYECTOS 1 y 2.

Debe investigarse cuál de los dos es más económico; después de varios estudios para encontrar la separación económica entre viguetas, esto es, haciendo que se igualen el momento negativo del voladizo y el intermedio positivo, se llegó a los siguientes resultados:

1º.- En el anteproyecto número 1, la losa resulta de 25 centímetros de espesor total y en el anteproyecto número 2, de 19 centímetros.

2º.- Los pesos totales de viguetas principales son, aproximadamente de 640 Kg. por metro en el anteproyecto No. 1, y de 850 Kg. por metro en el anteproyecto No. 2.

32.- Por ser mayor la separación entre las dos viguetas extremas en la solución con tres viguetas, que la separación entre viguetas en la solución con dos, las pilas y estribos resultan más anchos y costosos en el anteproyecto número 2.

42.- Desde el punto de vista de altura de rasante, el anteproyecto No. 2 presenta la ventaja de que las vigas principales pueden hacerse un poco menos peraltadas que en el No. 1.

De estos resultados se observa que el anteproyecto No.1 (con dos viguetas) resulta mucho más económico que el anteproyecto No. 2, (con tres viguetas), pues el ahorro que se hace en acero estructural y en la subestructura, supera por mucho, el ahorro que se haría en concreto, fierro de refuerzo y terracerías, en el anteproyecto No. 2.

Conclusión final de la comparación entre anteproyectos 1 y 2: se rechaza el anteproyecto número 2 por antieconómico, con respecto al número 1.

SUPERESTRUCTURA.

ANTEPRESUPUESTOS:

Anteproyecto No 1. Precio de un tramo de 25.40 M de --
superestructura:

Vigas principales:

Acero estructural	16000 Kg.	3.36	53760.00
-------------------	-----------	------	----------

Piso y sistema de piso:

Concreto clase "A"	48.3 M ³	313.33	15100.00
--------------------	---------------------	--------	----------

Fierro de refuerzo	7000 Kg.	2.70	<u>18900.00</u>
--------------------	----------	------	-----------------

TOTAL			<u>\$87760.00</u>
-------	--	--	-------------------

Anteproyecto No. 2 Rechazado

Anteproyecto No. 3

Precio de un tramo de 25.40 M de superestructura (Datos de -
la D.N.C. proyecto No. A 3113-160.1)

Armaduras:

Acero estructural 17520 Kg.	3.60	63000.00
-----------------------------	------	----------

Piso y sistema de piso:

Acero estructural 2100 Kg.	3.36	7080 .00
----------------------------	------	----------

Concreto clase "A" 32.6 M ³	313.33	10200.00
--	--------	----------

Fierro de refuerzo 4600 Kg	2.70	<u>12400.00</u>
----------------------------	------	-----------------

TOTAL		\$ 92680.00
-------	--	-------------

D) VIDA UTIL, COSTO ANUAL DE OPERACION.

Al estudiar comparativamente dos o más anteproyectos, se debe hacer la elección en favor del que tenga menor costo anual. Esto es necesario, puesto que puede haber estructuras que aparentemente cuesten más (mayor costo inicial) y que por su mayor vida útil resulten más económicas. Hasta ahora sólo se han encontrado algunos de los costos iniciales.

El costo anual total puede expresarse en la siguiente forma:

$$K = C r + A + M + O$$

es que

K = costo anual total

C = costo inicial de construcción

r = % de interés anual

A = amortización anual

M = costo anual de mantenimiento

O = costo anual de operación

r, el interés anual, puede considerarse de 5% en obras de este

tipo.

A, la amortización anual, depende de la vida útil de la obra; la vida útil de un puente metálico tanto de armadura como de traveses armados, puede estimarse, como valor medio en 60 años.

M, el costo anual de mantenimiento incluye la pintura y la conservación. En lo general, puede considerarse ligeramente mayor para armaduras de paso inferior que para traveses de paso superior, por la protección que da el piso en estas últimas a la intemperización.

O, el costo anual de operación depende de la intensidad del tráfico, del desarrollo del camino para pasar por determinado cruce, y de las condiciones de pendiente. En el problema particular, por tratarse de un cruce obligado, y ser prácticamente iguales las demás condiciones, "O" toma igual valor para cualquiera de las soluciones propuestas, y se elimina para efectos comparativos.

La fórmula anterior puede escribirse así:

$$K = C (r + A/C + M/C) + O$$

los valores que aconseja usar el libro "Economics of Highway - Bridge Types", de C.B. Mc Cullough, para puentes de este tipo, y vida útil de 60 años, son los siguientes:

$$r = 5 \%$$

$$A/C = 1 \%$$

$$M/C = 2.2\% \text{ para armaduras de paso inferior}$$

$$M/C = 1.9\% \text{ para soluciones de paso superior.}$$

En realidad, la determinación de los costos anuales to-

tales es muy ilustrativa, e indispensable, en los casos en que se comparan soluciones muy distintas, como por ejemplo puentes de madera, metal y concreto; en el presente caso no tiene gran aplicación ya que las soluciones son de tipos análogos y los costos iniciales muy distintos; entonces dominará la solución que dé menor costo inicial:

Para la superestructura del anteproyecto No. 1.

$$K_1 = 87,760 (5\% + 1\% + 1.9\%) + 0$$

Para la del No. 3.

$$K_3 = 92,680 (5\% + 1\% + 2.2\%) + 0$$

como los valores de 0 son iguales para los dos anteproyectos,

$$K_1 < K_3$$

o sea los costos anuales totales del anteproyecto No. 1 son menores que los del No. 3.

E) ELECCION DEL PROYECTO DEFINITIVO.

Por las considerables ventajas que presenta en los aspectos económico (menor costo anual total), constructivo, y estético, se acepta definitivamente el anteproyecto número 1.

Se presenta el problema de decidir si las trabes se harán remachadas o soldadas. Las trabes soldadas resultan mas económicas, pero requieren una supervisión de campo muy rigurosa, un personal responsable y con experiencia, y en caso de que fallen la supervisión, la mano de obra o ambas, los resultados pueden ser fatales. Las trabes remachadas, aunque mas caras, no presentan requisitos tan rigurosos en supervisión y mano de obra, y tienen el respaldo del buen resultado que han dado en estructuras para puentes. Puede concluirse, que bien vale la -

pena sacrificar un poco el aspecto económico para obtener una mayor seguridad, por lo cual se ha elegido la solución con travesaños remachados.

Por lo que se refiere a la subestructura, las elecciones de los tipos más convenientes de pilas y estribos, se hacen en el proyecto definitivo. Véase Capítulo IV, Subestructura.

Por lo que se refiere a la rasante, se vió que las soluciones de paso inferior presentan cierta ventaja sobre las de paso superior; sin embargo, el ahorro que se obtiene en terracerías, al tener un metro mas baja la rasante, es muy inferior a la diferencia en costo inicial de los anteproyectos de superestructura 1 y 3, por lo cual la cota de rasante definitiva será la que resulta con el anteproyecto No. 1:

N.A.M.E.	132.97
Dist. libre vertical	1.50
Sobreelevación	0.17
Peralte máximo viguetas +CP+losa	<u>1.96</u> (Ver Cap. IV).
Cota definitiva de rasante	136.60

como ya se indicó al principio de este capítulo, el puente --- tendrá en elevación, una ligera curva vertical.

F). CONCLUSIONES.

Por todos los motivos anteriormente expuestos se elige como proyecto definitivo:

Puente de 178.20 m. de longitud con 7 claros de 25.40 m. en tangente.

Superestructura de paso superior, 2 vigas principales -

tipo Gerber con longitud de volados de 3.75 m. de trabes armadas remachadas en la disposición que aparece en la figura Número 4.

Sistema de piso y piso, formado por losa de concreto, - con refuerzo principal perpendicular al tráfico y ancho de 24 pies = 7.32 m.

Dos estribos, localizados en los puntos 172 + 292.20 y 172 + 370.00, y seis pilas, a cada 25.40 m. centro a centro, - cuya forma y tipo se justifican en el proyecto definitivo.

I.- SUPERESTRUCTURA.

DATOS GENERALES.-

Teniendo en cuenta las conclusiones a que se llegó en el capítulo anterior, la superestructura estará formada por una losa de concreto reforzado ($f'_c = 210 \text{ Kg/c}^2$), sobre dos trabes tipo "Gerber" remachadas, en siete claros de 25.40 metros, con cantilivers de 3.75 m. y tramos suspendidos, de 17.90 m. en la disposición que aparece en la figura número 4.

La losa de concreto tendrá un bombeo de 1 %, e irá recubierta con una capa asfáltica de 1/2 pulg. de espesor. El parapeto del puente estará formado por una viga corrida de concreto reforzado ($f'_c = 210 \text{ K/c}^2$), apoyada sobre pilastras del mismo material.

1.- SISTEMA DE PISO.

A).- LOSA .-

1 .- MATERIALES.

I.- Concreto.

- Fatiga de ruptura a los 28 días de edad		$\left\{ \begin{array}{l} f'_c = 210 \text{ K/c}^2 \\ f'_c = 3000 \text{ lb/p}^2 \end{array} \right.$
- Fatigas permisibles:		
. Compresión por flexión: $0.4 f'_c$	=	$84 \text{ K/c}^2.$
. Esfuerzo cortante:		
- Sin refuerzo especial y con anclaje final $0.03 f'_c$	=	$6.3 \text{ K/c}^2.$
- Con refuerzo especial y anclaje final $0.06 f'_c$	=	$12.6 \text{ K/c}^2.$
. Adherencia:		
- Sin anclaje especial $.05 f'_c$	=	$10.5 \text{ K/c}^2.$
- Con anclaje especial $.075 f'_c$	=	$15.7 \text{ K/c}^2.$
- Peso volumétrico		$\left\{ \begin{array}{l} 2400 \text{ K/m}^3. \\ 150 \text{ lb/ft}^3. \end{array} \right.$

II.- Acero de refuerzo.

- Fatiga de trabajo a tensión
por flexión

$$f_s = 1265 \text{ K/c}^2.$$
$$f_s = 18000 \text{ lb/pulg}^2$$

- Peso volumétrico

$$\left\{ \begin{array}{l} 7850 \text{ K/m}^3. \\ 490 \text{ lb/ft}^3 \end{array} \right.$$

- Relación de módulos de elasticidad

$$n = 10$$

III.- Capa asfáltica:

- Espesor

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.27 \text{ cm.} \\ 0.5 \text{ Pulg.} \\ 22 \text{ K/m}^2. \end{array} \right.$$

- Peso: por metro cuadrado
por pie cuadrado

$$4.5 \text{ lb/pie}^2$$

2.- CARGAS.-

I.- Carga Muerta.- Incluye el peso propio de la losa, el peso del parapeto y el peso de la capa asfáltica.

II.- Carga viva.- Se usa la carga tipo H20 - 44 de la A.A.S.H.O.

III.- Impacto.- Se calcula por medio de la fórmula:

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

L = longitud cargada en piés para producir máximo esfuerzo.

I = Impacto, expresado en porciento de la carga viva.

Para valores de L menores de $41' \frac{2}{3} \approx 12.70 \text{ m}$:

$$I = 0.30 \text{ C.V.}$$

a).- Por carga muerta.

Cargas	Peso (lb)	Brazo (/piés)	Momento en A-A (lb - pié).
Parapeto :	100	4.50	- 450
Guarnición:			
.5x1x1x150 =	75	4.50	- 338
.5x.75x1x150 =	56	4.25	- 239
Losa:			
$\frac{6 + 10}{2} \times 4 \times 1 \times 150 =$	400	1.835	- 734
Capa asfáltica:			
4 x 1 x 4.5 =	<u>18</u>	4.00	<u>- 72</u>
	662		<u><u>M_{CM} = - 1833</u></u>

b).- Por carga viva:

$$E = 0.8 x + 3.75$$

E = ancho efectivo de reportación en piés.

x = distancia máxima de la rueda al soporte en piés.

Se considera la carga de la rueda más pesada a la distancia mínima de la guarnición, o sea a un pié; entonces:

$$x = 3 \text{ piés, y}$$

$$E = 0.8 x 3 + 3.75 = 6.15 \text{ piés.}$$

El momento debido a cargaviva en A-A vale:

$$M_{CV} = - \frac{Px}{E}$$

M_{CV} = momento por pié lineal debido a C.V.

P = carga de una rueda trasera.

$$M_{CV} = - \frac{12000 \times 3}{6.15}$$

$$\underline{M_{CV} = - 5850 \text{ lb-pié.}}$$

c).- Por impacto.

En voladizos.

$$I = 30 \%$$

$$M_I = 0.3 M_{CV}$$

$$M_I = 0.3 (- 5850)$$

$$\underline{M_I = - 1755 \text{ (lb-pié).}}$$

Momento total en A-A.

$$M_T = - 1833 - 5850 - 1755$$

$$\underline{\underline{M_T = - 9438 \text{ lb-pie.}}}$$

Fuerza cortante:

Por carga muerta

662 lb.

Por carga viva e impacto.

$$\frac{12000 \times 1.3}{6.5} = 2540 \text{ lb.}$$

$$V_T = 662 + 2540$$

$$\underline{V_T = 3202 \text{ lb.}}$$

II.- Momento flexionante en el centro del claro.-

a).- Por carga muerta:

$$\text{Peso de la losa: } \frac{10}{2 \times 12} 150 = 125 \text{ lb/pié}^2.$$

$$\text{Peso capa asfáltica: } \underline{= 4.5 \text{ lb/pie}^2.}$$

$$= 129.5 \text{ lb/pie}^2.$$

$$M_{CM} = \frac{\omega l^2}{8} - M_{\text{voladizo.}}$$

$$M_{CM} = \frac{129.5 \times 16^2}{8} - 1833$$

$$\underline{M_{CM} = 2317 \text{ lb-pié.}}$$

b).- Por carga viva:

Como el claro es mayor de 10.5 piés y la carga viva es tipo H-20, domina la especificación de ejes en tandem, y la carga por eje trasero se reemplaza por dos ejes de 16000 lbs - separados 4 pies. El ancho efectivo de repartición para ejes en tandem es:

$$E = 0.063s + 4.65$$

E = ancho efectivo de repartición en piés.

s = claro efectivo de la losa en piés; es la distancia c. a c. de apoyos, menos medio ancho de un patín, Suponiendo patines de 12" de ancho.

$$E = 0.063 (16 - 0.5) + 4.65$$

$$E = 5.63 \text{ piés.}$$

El momento debido a carga viva en el centro del claro vale:

$$M_{CV} = \frac{Ps}{4 E}$$

$$M_{CV} = \frac{6000 (16 - 0.5)}{4 \times 5.63}$$

$$\underline{M_{CV} = 55000 \text{ lb - pié.}}$$

c).- Por impacto:

$$M_I = 0.30 \times 5500$$

$$\underline{M_I = 1650 \text{ lb - pié}}$$

Momento total en el centro del claro:

$$M_T = 2317 + 5500 + 1650$$

$$\underline{\underline{M_T = 9467 \text{ lb-pié}}}$$

Como este valor resulta sensiblemente igual en valor absoluto para el voladizo, ya que la diferencia es de sólo -----
 9467 - 9438 = 29 lb-pié, para una faja de un pie de ancho; se-
 acepta la separación propuesta en la figura, de 16 piés c. a-
 c. de viguetas.

4.- REVISION DE LA LOSA, Y ACERO -
 DE REFUERZO.

Las constantes de cálculo para la sección balanceada son:

$$f_c = \begin{cases} 84 \text{ K/c}^2 \\ 1200 \text{ lb/pulg}^2. \end{cases}$$

$$k = 0.400 \qquad p = 0.0161$$

$$j = 0.867$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j$$

$$K = 208.3 \text{ lb/pulg}^2.$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$d = \sqrt{\frac{9467 \times 12}{208.3 \times 12}}$$

$$d = 6.71''$$

$h = d + \text{recubrimiento} + \text{desgaste} + \text{bombeo.}$

$$h = 6.71'' + 1.43 + 0.40 + \begin{matrix} 0.50 & - & - & - & - & - & (1) \\ 1.44 & - & - & - & - & - & (2) \end{matrix}$$

$$h = 17 \text{ cm.} + 3.5 \text{ cm.} + (1 \text{ cm.}) + \begin{matrix} 1.27 & - & (1) \\ 3.66 & - & (2) \end{matrix}$$

$$h_1, \text{ sobre la vigueta} \quad 9.04'' = 23 \text{ cm.}$$

$$h_2, \text{ en el eje de calzada} \quad 9.98'' = 25 \text{ cm.}$$

La variación que hay por carga muerta al considerar una l_o

sa cuyo espesor varía de 9.04" a 9.98", en vez de la losa de espesor uniforme de 10" que se había supuesto, es insignificante, y por lo tanto, se acepta la losa propuesta.

El acero de refuerzo principal, para una faja de un pié de ancho:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s = \frac{9467 \times 12}{18000 \times 0.875 \times 6.71}$$

$$A_s = 1.10 \text{ pulg}^2/\text{pié.}$$

usando varillas de 3/4" la separación es:

$$\text{sep} = \frac{0.44}{1.10} \times 12$$

$$s = 4.8" \approx 12 \text{ cm c. a. c.}$$

Las varillas de refuerzo principal deben doblarse a una distancia

$$z = \frac{S}{\sqrt{8}} \quad \text{del centro del claro, que es aproximadamente el punto donde cambia de signo el momento flexionante}$$

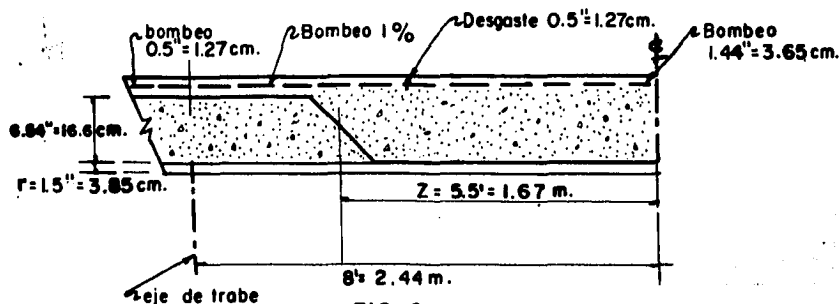


FIG. 2

Verificación por esfuerzo cortante y adherencia.

$$v = \frac{V}{b_j d}$$

$$V = 3202 \text{ lb. para una faja de 1 pié} = 4760 \text{ Kg. faja im.}$$

$$d = 6.54' = 16.6 \text{ c.}$$

$$v = \frac{4760}{100 \times 0.857 \times 16.6}$$

$$v = 3.36 \text{ Kg/c}^2 < 6.3 \text{ Kg/c}^2$$

$$= \frac{V}{\Sigma_o j d}$$

$$\Sigma_o = \frac{100}{12} \times 6 = 50 \text{ cm/m.}$$

$$= \frac{4760}{50 \times 0.857 \times 16.6}$$

$$= 6.70 \text{ Kg/c}^2 \quad 10.5 \text{ K/c}^2.$$

El acero de distribución que lleva la losa es un porcentaje del refuerzo principal, siempre que no exceda del 50%, e irá colocado en el lecho inferior y normal al anterior.

$$\% A_{SD} = \frac{100}{\sqrt{8}} = \frac{100}{\sqrt{15.5}} = 25.4 < 50.$$

$$A_{SD} = 0.254 A_s$$

$$A_{SD} = 0.254 \times 1.12$$

$A_{SD} = 0.285$ pulg, por faja de un pié de ancho, usando varillas de $1/2'' \text{ } \phi$.

$$\text{Sep.} = \frac{0.19}{0.285} \times 12$$

$$\text{Sep.} \doteq 8'' = 20 \text{ cm.} \quad \text{c. a c.}$$

El acero de temperatura

$$A_{ST} = 0.003 b \frac{d}{2}$$

$$A_{ST} = 0.003 \times 100 \times \frac{16.6}{2}$$

$$A_{ST} = 2.5 \text{ cm}^2.$$

Usando varillas de 1/2".

$$\text{Sep.} = \frac{1.22 \times 100}{2.5} = 49 \text{ cm. c. a c.}$$

Sin embargo la separación máxima permisible es la menor de 5 d ó 18"; domina esta última, y por lo tanto las varillas por temperatura se colocarán 46 cm. c. a c. en el lecho superior de la losa, en el sentido longitudinal del puente.

Resumen.-

La losa de la calzada tendrá un peralte total de 10"=25.4-cm. en el eje, con bombeo transversal de 1%.

El refuerzo se distribuye en la siguiente forma:

A_S , acero principal:	vars 3/4 a 12 cm. c. a c.
A_{SD} , acero de distribución	vars. 1/2" a 20 cm. c. a c
A_{ST} , acero de temperatura	vars 1/2" a 46 cm. c. a c

B.- VIGAS PRINCIPALES

La losa de concreto reforzado que forma la calzada del --- puente, se apoyará en dos traveses remachados de acero estructural, cuya separación de 16' o sea 4.88 m. c. a c. es la más -- conveniente, según cálculo anterior.

1.- CARGAS.

I.- Carga muerta.- Cada trabe carga la mitad de la sección -- transversal de la losa.

$$\omega_L = 150 \left(\frac{10}{12} \times 8 + 4 \times \frac{6 + 10}{12} + \frac{1}{2} \frac{9}{12} + \frac{1}{2} \times 1 \right)$$

$$\omega_L = 1533 \text{ lb/pié.}$$

Carga del parapeto:

$$\omega_p = 100 \text{ lb/pié.}$$

$$\omega_{CM} = 1.633 \text{ Kips/pié.}$$

tantes en las traves, debe tenerse en cuenta una distribución lateral de la carga viva, que es igual en este caso a la reacción correspondiente al sistema de piso considerado como viga libremente apoyada en los largueros. Para el ancho de calzada de 24 pies.

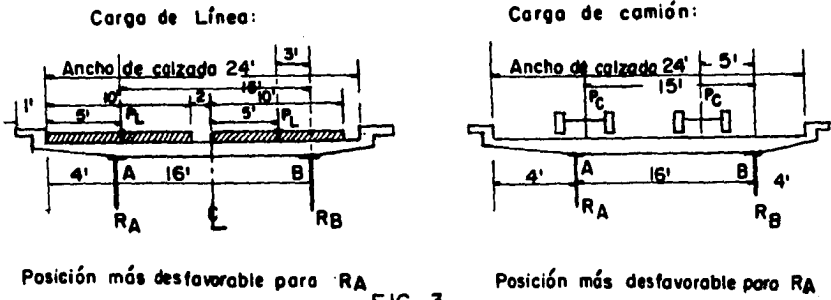


FIG. 3

Quando domine la carga de línea:

$$\begin{aligned} \Sigma M_B &= 0 \\ 16 R_A &= 15 P_L + 3 P_L \\ R_A &= 1.12 P_L \quad (\text{C. Línea}). \end{aligned}$$

Por tanto el factor por concentración será 1.12 tanto para momento flexionante como para fuerza cortante, en los cálculos en que intervenga la carga de línea.

Quando domine la carga de camión.

$$\begin{aligned} \Sigma M_B &= 0 \\ R_A &= P_C \frac{15}{16} + P_C \frac{5}{16} \\ R_A &= 1.312 P_C \quad (\text{C. Camión}). \end{aligned}$$

Por tanto el factor por concentración será: 1.312 tanto para momento flexionante como para fuerza cortante, en los cálculos en que intervenga la carga de camión.-

2.- LINEAS DE INFLUENCIA Y MOMENTOS MAXIMOS

Con el objeto de poder diseñar los elementos que forman las traveses, es indispensable conocer la variación de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes en los puntos críticos; - variación que es producida por las diferentes posiciones de la carga y que se conoce por medio de las líneas de influencia. - Los momentos y tramos a lo largo del puente se nombrarán en la forma que se indica en la figura # 4.

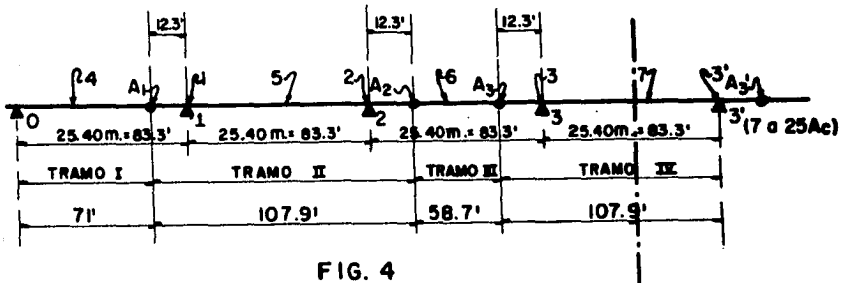


FIG. 4

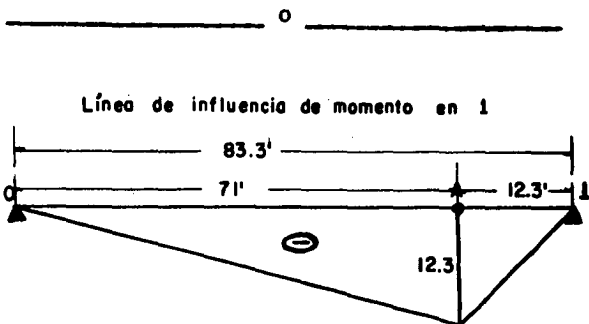


FIG. 5

Valor máximo de M en 1.

Area de influencia: $\frac{83.3 \times 12.3}{2} = 512$

Momento por carga muerta

$$M_{CM} = 512 \times 1.633$$

839 Kips-pié.

$$I = \frac{50}{83.3 + 125} = 0.24$$

Se designará como M_V al momento de carga viva (M_{CV}) más impacto (M_I) incrementado por concentración lateral.

$$M_V = (M_{CV} + M_I) \times F_c$$

F_c = factor de concentración .

Momento por carga viva:

Carga de línea.

Carga uniforme en todo el claro; carga concentrada en A_1 .

$$M_{cv} = 512 \times 0.64 + 18 \times 12.3$$

$$M_{cv} = 550 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_V = 1.24 \times 1.12 \times 550$$

$$M_V = 763 \text{ Kip-pié.}$$

Carga de camión.

Eje trasero en A_1 ; eje delantero 14 pies a la izquierda.

$$M_{cv} = 32 \times 12.3 + 8 \times \frac{12.3 \times 57}{71}$$

$$M_{cv} = 473 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_V = 1.24 \times 1.312 \times 473$$

$$M_V = 770 \text{ Kips-pié.}$$

domina la combinación con carga de camión.

$$M_I = M_{CM} + M_V = 839 + 770$$

$$\underline{M_I = - 1609 \text{ Kips-pié.}}$$

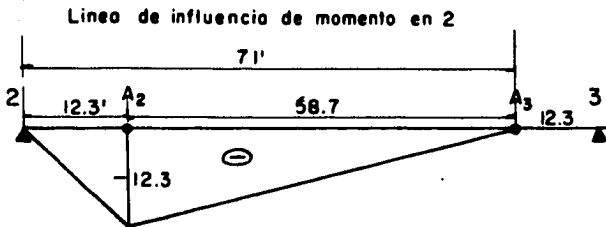


FIG. 6

Valor máximo de M en 2.

Area de influencia: $\frac{71 \times 12.3}{2} = 436$

Momento por carga muerta

$$M_{CM} = 436 \times 1.633$$

$$\underline{711 \text{ Kips-pié}}$$

$$I = \frac{50}{71 \times 125} = 0.255$$

Momento por carga viva:

Carga de línea.

Carga uniforme desde 2 hasta A_3 ; carga concentrada - en A_2 .

$$M_{cv} = 436 \times 0.64 + 18 \times 12.3$$

$$M_{cv} = 501 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_v = 1.255 \times 1.12 \times 501$$

$$M_v = 705 \text{ Kips-pié.}$$

Carga de camión.

Eje trasero en A_2 ; eje delantero 14 pies a la derecha.

$$M_{cv} = 32 \times 12.3 + 8 \times \frac{12.3 \times 44.7}{58.7}$$

$$M_{cv} = 468 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_v = 1.255 \times 1.312 \times 468$$

$$\underline{M_v = 761 \text{ Kips-pié.}}$$

Domina la combinación con carga de camión.

$$M_2 = 711 + 761$$

$$M_2 = 1472 \text{ Kips-pié.}$$

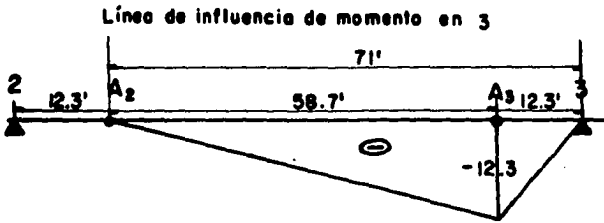


FIG. 7

Valor máximo de M en 3:

Como puede observarse, la línea de influencia de M_3 es simétrica con la de M_2 , y dará idénticos valores que ella.

Por tanto el momento máximo en 3 .

$$\underline{M_3 = M_2 = - 1472 \text{ Kips-pié.}}$$

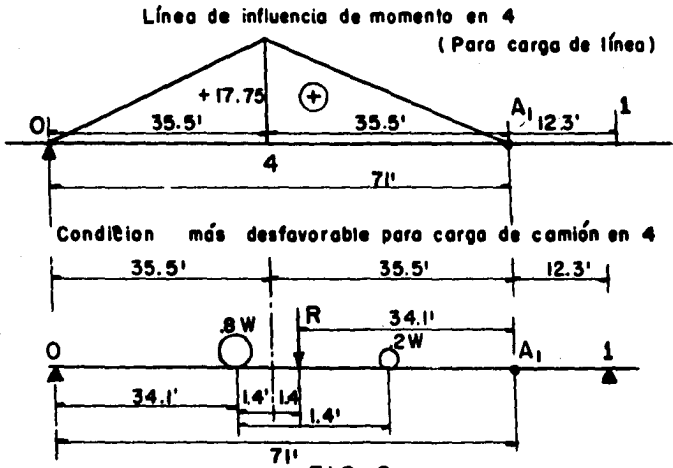


FIG. 8

Valor máximo de M_4 .

$$\text{Area de influencia} = \frac{71 \times 17.75}{2} = 630$$

Momento por carga muerta:

$$M_{CM} = 630 \times 1.633$$

$$\underline{1024 \text{ Kips-pié}}$$

$$I = 0.255$$

Momento por carga viva:

Carga de Línea:

La carga uniforme se aplica desde el punto 0 hasta el punto A_1 ; la carga concentrada se coloca en el punto de máxima ordenada o sea el punto 4.

$$M_{cv} = 630 \times 0.64 + 18 \times 17.75$$

$$M_{cv} = 723 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_v = 1.255 \times 1.12 \times 723 = 1020 \text{ Kips-pié}$$

Carga de Camión:

Punto 4 en el punto medio entre el eje trasero y la resultante de las cargas; o sea -- eje trasero 1.4 piés a la izquierda de 4, y eje delantero 12.6 piés a la derecha de 4.

$$M_{cv} = \frac{34.1}{71} 40 \times 34.1$$

$$M_{cv} = 655 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_v = 1.255 \times 1.312 \times 655 = 1075 \text{ K-pié}$$

Domina la carga de camión.

$$\underline{M_v = 1075 \text{ Kips-pié.}}$$

Aunque el M_{CM} máximo se encuentra a 35.5 piés de 0, y el M_v máximo a 34.1 piés, se suman los dos máximos, como si estuvieran en el mismo punto, por ser despreciable, y quedar del lado de la seguridad, el error que se comete. Así pues:

$$M_4 = 1024 + 1075$$

$$\underline{M_4 = + 2099 \text{ Kips-pié.}}$$

Línea de influencia de momento en 5

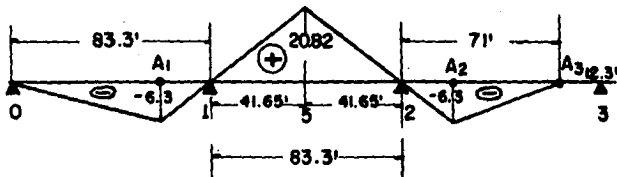


FIG. 9

Valor máximo de M en 5.

Momento por carga muerta:

$$M_{CM} = \frac{1.633}{2} (83.3 \times 20.82 - 83.3 \times 6.3 - 71 \times 6.3)$$

$$M_{CM} = + 631 \text{ Kips-pié.}$$

$$I = 0.24$$

Momento por carga viva:

Carga de línea.

Carga uniforme de la 2

Carga concentrada en 5.

$$M_{CV} = 83.3 \times 10.41 \times 0.64 + 20.82 \times 18$$

$$M_{CV} = 943 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_V = 1.24 \times 1.12 \times 943$$

$$M_V = 1309 \text{ Kips-pié.}$$

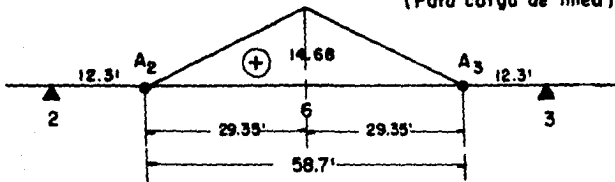
Domina la carga de línea.

$$M_5 = 631 + 1309$$

$$M_5 = + 1940 \text{ Kips-pié.}$$

Línea de influencia de momento en 6

(Para carga de línea)



Condición mas desfavorable para carga de camión en 6

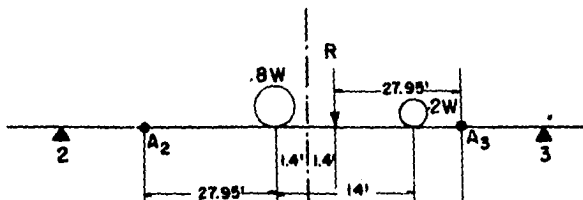


FIG. 10

Haciendo esta corrección los momentos finales y los módulos de sección necesarios son los siguientes:

$$S = \frac{M}{f}$$

	M OBTENIDOS (Sin P.P.)	M FINALES (Con P.P.)	S NECESARIOS
	Kips - pié	Kips - pié	pulg. cúbicas
M_1	- 1609	- 1709	1140
M_2	- 1472	- 1558	1040
M_3	- 1472	- 1558	1040
M_4	+ 2099	+ 2220	1480
M_5	+ 1940	+ 2015	1345
M_6	+ 1597	+ 1683	1125
M_7	+ 1998	+ 2081	1390

3.- FUERZA CORTANTE.-

En el problema particular que se trata, las secciones de trabe necesarias para resistir el momento flexionante, resultan muy sobradas por cortante.

Para no recargar innecesariamente este trabajo, sólo se hace aparecer el cálculo detallado de fuerza cortante y reacción en el apoyo 3', donde presentan valores máximos; cuando se requieren valores de cortante y reacciones en otros puntos de la estructura, sólo se hacen aparecer sus valores, obtenidos en la misma forma que para 3'.

Si al diseñar la trabe, ésta resulta sobrada por cortante con respecto a la fuerza cortante máxima, con mayor razón resul

Valor máximo de M_6 .

$$\text{Area de influencia: } \frac{58.7 \times 14.68}{2} = 431$$

Momento por carga muerta:

$$M_{CM} = 431 \times 1.633 \quad \underline{711 \text{ Kips-pié.}}$$

$$I = \frac{50}{58.7 + 125} = 0.273$$

Momento por carga viva:

Carga de línea.

Carga uniforme de A_1 a A_3 ; -
carga concentrada en 6.

$$M_{cv} = 431 \times 0.64 + 18 \times 14.68$$

$$M_{cv} = 540 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_v = 1.273 \times 1.12 \times 540$$

$$M_v = 770 \text{ Kips-pié.}$$

Carga de camión.

Punto 6 en el punto medio entre
la resultante de las cargas y -
el eje trasero.

$$M_{cv} = \frac{27.95}{58.7} \times 40 \times 27.95$$

$$M_{cv} = 531 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_v = 1.273 \times 1.312 \times 531$$

$$\underline{M_v = 886 \text{ Kips-pié.}}$$

Domina la carga de camión, y haciendo la misma consideración -
que para M_4 :

$$M_6 = 711 + 886$$

$$\underline{M_6 = + 1597 \text{ Kips-pié.}}$$

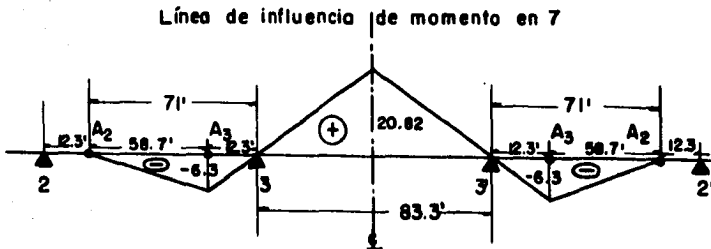


FIG. II

Momento máximo en M_7 .

Momento por carga muerta:

$$M_{CM} = 1.633 (83.3 \times 10.41 - 71 \times 6.3)$$

$$\underline{M_{CM} = + 689 \text{ Kips-pié.}}$$

$$I = 0.24$$

Momento por carga viva:

Carga de línea.

Carga uniforme de 3 a 3'; carga concentrada en 7:

$$M_{cv} = 83.3 \times 10.41 \times 0.64 + 20.82 \times 18$$

$$M_{cv} = 943 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_v = 1.24 \times 1.12 \times 943$$

$$\underline{M_v = 1309 \text{ Kips-pié.}}$$

Carga de camión.

Punto 7 en el punto medio entre el eje trasero y la resultante de 135 cargas.

$$M_{cv} = \frac{40.25}{83.3} 40 \times 40.25$$

$$M_{cv} = 778 \text{ Kips-pié.}$$

$$M_v = 1.24 \times 1.312 \times 778$$

$$M_v = 1260 \text{ Kips-pié.}$$

Domina la carga de línea.

$$M_7 = 689 + 1309$$

$$\underline{M_7 = + 1998 \text{ Kips-pié.}}$$

Al hacer la obtención de momentos no se incluyó el peso propio de la vigueta; ahora, por los valores de momentos obtenidos, puede deducirse que el peso propio de cada vigueta será del orden de las 200 lb/pié.

Por lo tanto los momentos hasta ahora obtenidos deberán modificarse, incrementando el momento por carga muerta en:

$$\frac{200}{1633} = 12.2 \% \text{ por peso propio.}$$

Haciendo esta corrección los momentos finales y los módulos de sección necesarios son los siguientes:

$$S = \frac{M}{f}$$

	M OBTENIDOS (Sin P.P.)	M FINALES (Con P.P.)	S NECESARIOS
	Kips - pie	Kips - pie	pulg. cúbicas
M ₁	- 1609	- 1709	1140
M ₂	- 1472	- 1558	1040
M ₃	- 1472	- 1558	1040
M ₄	+ 2099	+ 2220	1480
M ₅	+ 1940	+ 2015	1345
M ₆	+ 1597	+ 1683	1125
M ₇	+ 1998	+ 2081	1390

3.- FUERZA CORTANTE.-

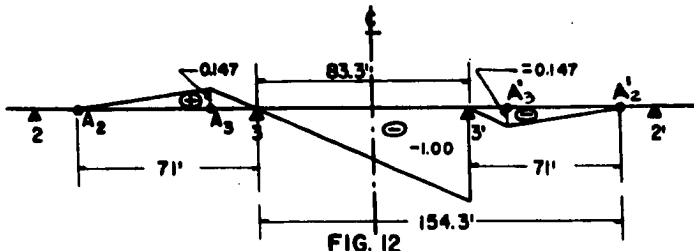
En el problema particular que se trata, las secciones de trabe necesarias para resistir el momento flexionante, resultan muy sobradas por cortante.

Para no recargar innecesariamente este trabajo, sólo se hace aparecer el cálculo detallado de fuerza cortante y reacción en el apoyo 3', donde presentan valores máximos; cuando se requieren valores de cortante y reacciones en otros puntos de la estructura, sólo se hacen aparecer sus valores, obtenidos en la misma forma que para 3'.

Si al diseñar la trabe, ésta resulta sobrada por cortante con respecto a la fuerza cortante máxima, con mayor razón resul

tará sobrada para otros puntos.

Línea de influencia de fuerza cortante
a la izquierda de 3'



Fuerza cortante máxima en 3'.

Carga muerta incluyendo peso propio de viguetas: 1.833 K-pié.

$$I = \frac{50}{154.3 + 125} = 0.18$$

$$V_{CM} = 1.833 \left(-83.3 \times \frac{1}{2} + 71 \times .0735 - 71 \times .0735 \right)$$

Por Carga viva:

$$V_{CM} = -76.2 \text{ Kips.}$$

Carga de línea.

Carga uniforme desde 3 hasta A₂' ; carga concentrada en 3'.

$$V_{cv} = (83.3 \times \frac{1}{2} + 71 \times 0.735) 0.64 + 26 \times 1$$

$$V_{cv} = -56 \text{ Kips.}$$

$$V_v = 1.18 \times 1.12 \times 56 = -74 \text{ Kips.}$$

Domina la carga de línea.

Carga de camión.

Eje trasero en 3' eje delantero 14' a la izquierda.

$$V_{cv} = 32 \times 1 + 8 \frac{69.3}{83.3}$$

$$V_{cv} = -38.5 \text{ Kips.}$$

$$V_v = 1.18 \times 1.312 \times 38.5 = -59.8 \text{ K.}$$

$$V_3^i = -76.2 - 74.0$$

$$\underline{V_{31} = -150.2 \text{ Kips.}}$$

(Izq.)

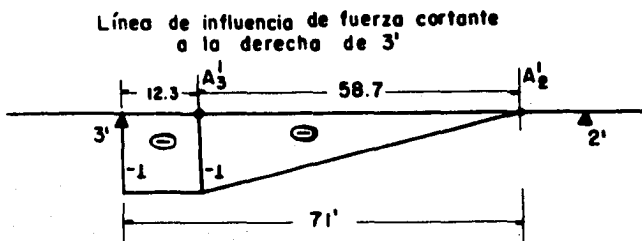


FIG. 13

Area de influencia: $12.3 \times 1 + 58.7 \times 1/2 = 41.65$

$$V_{CM} = 5 \times 41.65 \times 1.933 = -76.2 \text{ Kips.}$$

$$I = \frac{50}{71 + 125} = 0.255$$

Carga viva:

Carga de línea:

Carga uniforme de 3' a A₂' .

Carga concentrada en 3'.

$$V_{CV} = 41.65 \times 0.64 + 26 \times 1$$

$$V_v = 1.255 \times 1.12 \times 57.7$$

$$V_v = -73.9 \text{ Kips.}$$

Carga de camión:

Eje trasero en 3', eje delantero 14 pies a la derecha.

$$V_{cv} = 32 + 8 \frac{57}{58.7}$$

$$V_{cv} = -39.8 \text{ Kips.}$$

$$V_v = 1.255 \times 1.312 \times 39.8$$

$$V_v = -65.2 \text{ Kips.}$$

Domina la carga de línea.

$$V_{3d}^i = -150.1 \text{ Kips. (der).}$$

Reacción máxima en 3':

Línea de influencia de la reacción en 3'

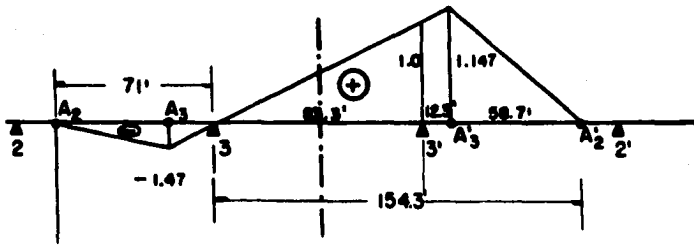


FIG.14

$$R_{CM} = \left(\frac{154.3 \times 1.147}{2} - \frac{.147 \times 71}{2} \right) 1833 = \underline{153 \text{ Kips.}}$$

Domina la carga de línea:

Carga uniforme de 3 a A₂' , carga concentrada en A₃'.

$$R_{CV} = \left(\frac{154.3 \times 1.147}{2} \right) 0.64 + 1.147 \times 26$$

$$I = \frac{50}{154.3 + 125} = 0.18$$

$$R_V = 1.18 \times 1.12 \times 86.8 = \underline{114 \text{ Kips.}}$$

$$R_3 = 114 + 153 = 267$$

$$\underline{R_{max} = 267 \text{ Kips.}}$$

Las traveses se proporcionarán siguiendo el proceso de revisión. Al proponer una sección se revisa por cortante, y se proporciona con la fórmula:

$$h_a \leq 170 e + 2 h_p$$

en que:

h_a = altura del alma.

e = espesor del alma

h_p = altura de los patines

Se busca una trabe armada, que con 2 cubreplacas, dé un módulo de sección del orden de las 750 pulgadas cúbicas, para poner cubreplacas en las zonas de concentración de momentos, y así resulten traveses mas económicas.

El espesor mínimo del alma, por especificación, es de $5/16"$.

1er. Ensayo.- Trabe armada con placa de alma de $5/16"$ de espesor, 4 L_8 de $5" \times 5" \times 3/8"$, y 2 C.P. de $12" \times 3/8"$.

Proporcionamiento.

$$h_a \leq \frac{170 \times 5}{16} + 2 \times 5 = 63.1"$$

Se ensaya $h_a = 63"$

Revisión por cortante:

$$\begin{aligned} \text{Area del alma} &= 63 \times \frac{5}{16} \\ A_a &= 19.7 \text{ Pulg}^2. \end{aligned}$$

$$v = \frac{V}{A_a} = \frac{154 \ 500}{19.7} = 7850 \text{ lb/pulg}^2 < v_{\text{perm.}}$$

resulta muy sobrada por cortante.

Revisión por momento:

Se hará por tanteos añadiendo pares de cubre placas.

Calculo de momentos de inercia y modulos de sección.

Medidas en pulgadas. Secciones sin descontar agujeros.

Miembro	Area	I_c	d	d^2	Ad^2	I_T
PL 63 x 5/16	19.7					6500
4 ^L S 5x5x 3/8	14.4	35	30.36	920	1325	13600
2cP 12x 3/8	9.0	-	31.94	1020	9180	9180

$$\underline{A = 43.1} \quad y_m = 32.12 \quad \underline{I_T = 29280}$$

Con un par de CP extras:

$$+ 2CP 12x^3/8 \quad 9.0 \quad 32.31 \quad 1045 \quad 9395 \quad 9395$$

$$\underline{A = 52.1} \quad y_m = 32.49 \quad \underline{I_T = 38675}$$

Con dos pares de CP extras:

$$+ 2CP 12x^3/8 \quad 9.0 \quad 32.69 \quad 1070 \quad 9630 \quad 9630$$

$$\underline{A = 61.1} \quad y_m = 32.86 \quad \underline{I_T = 48305}$$

Con tres pares de CP extras:

$$+ 2CP 12x^3/8 \quad 9.0 \quad 33.06 \quad 1100 \quad 9900 \quad 9900$$

$$A = 70.1 \quad y_m = 33.23 \quad I_T = 58205$$

Descuento por concepto de agujeros

$$\phi \text{ remache} = 3/4''$$

$$\phi \text{ agujero} = 3/4'' + 1/16''$$

por imperfecciones que puede haber en la mano de obra se con-

sideran agujeros de 7/8". Los remaches que unen los atiesadores con el alma, se consideran a cada 4".

Concepto.	Area	d	d ²	Γ · Ad ²
Agujeros L _s -alma: 2x7/8x1.06	1.86	30.1	903	1680
Agujeros L _s - CP: 4x7/8x0.75	2.63	31.5	995	2620
Agujeros del alma con atiesadores: suman:				<u>720</u>

Descuento sin CP extras - - - - - 5020 Pulg⁴

con un par de CP extras:

Agujeros L_s CP: 4x7/8x0.375 1.32 31.7 1015 1360

Descuento - - - - - 6380 Pulg⁴

con dos pares de CP extras:

Agujeros L_s CP: 4x7/8x0.375 1.32 32.0 1024 1320

Descuento - - - - - 7700 Pulg⁴

Con tres pares de CP extras:

Agujeros L_s CP: 4x7/8x0.375 1.32 32.4 1050 1400

Descuento - - - - - 9100 Pulg⁴

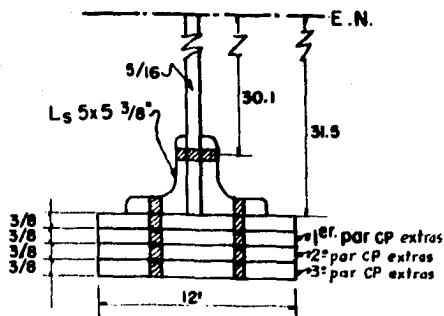
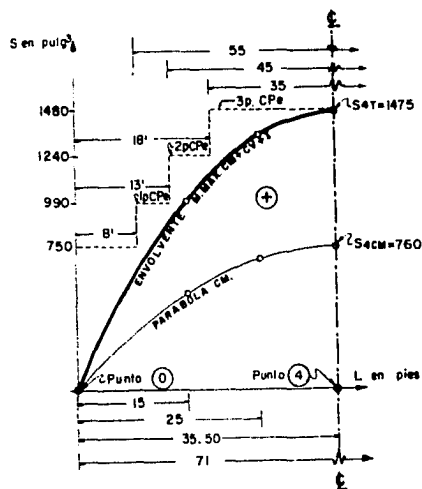
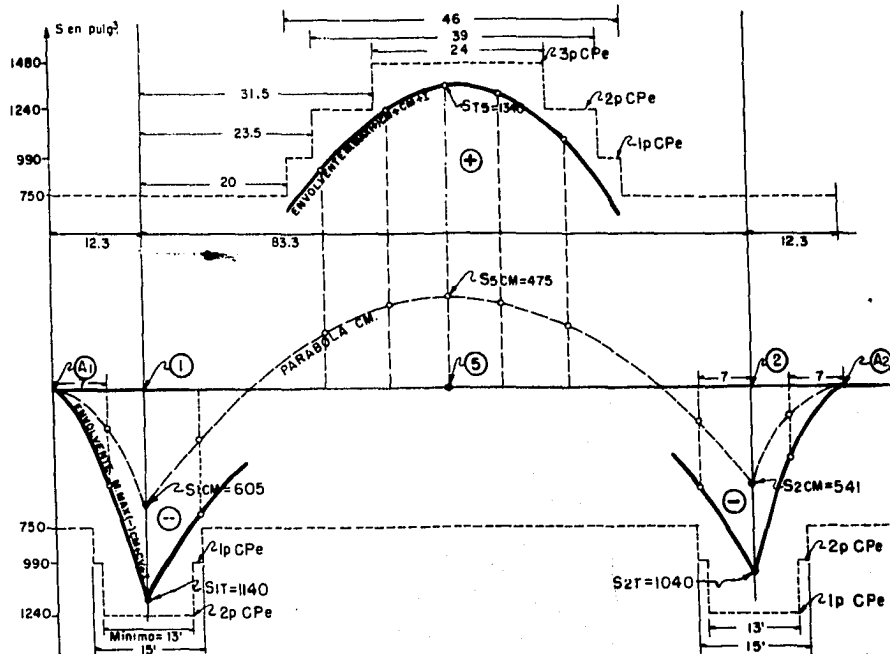


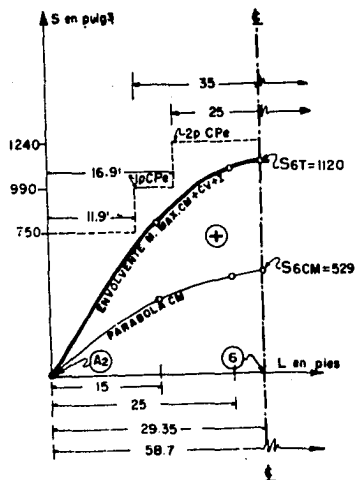
FIG. 15



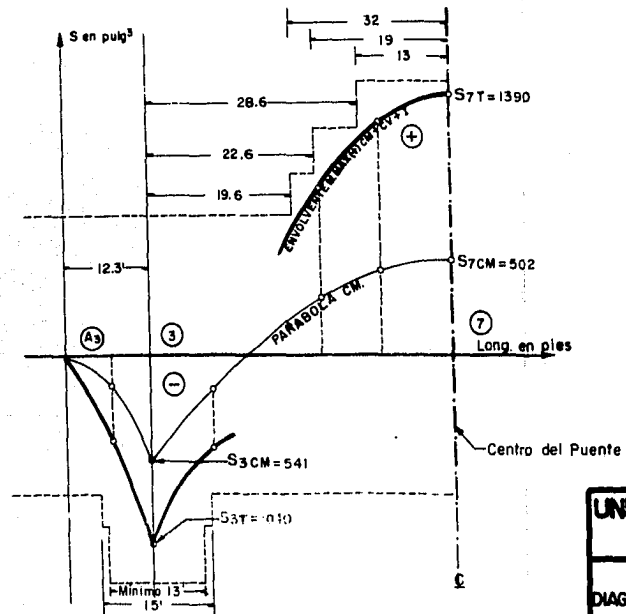
TRAMO I



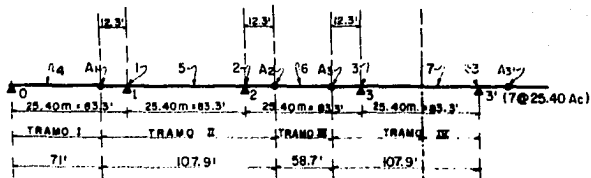
TRAMO II



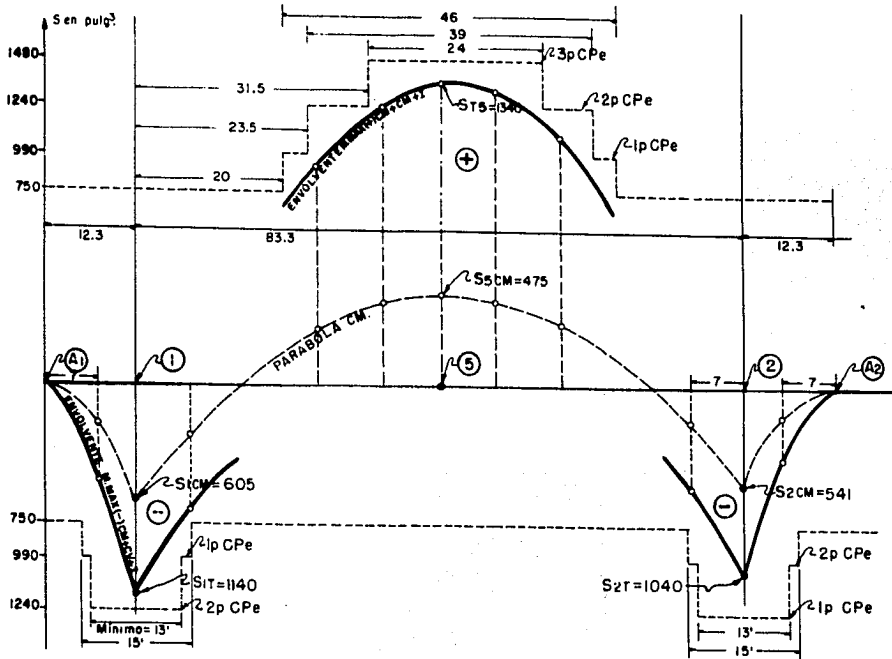
TRAMO III



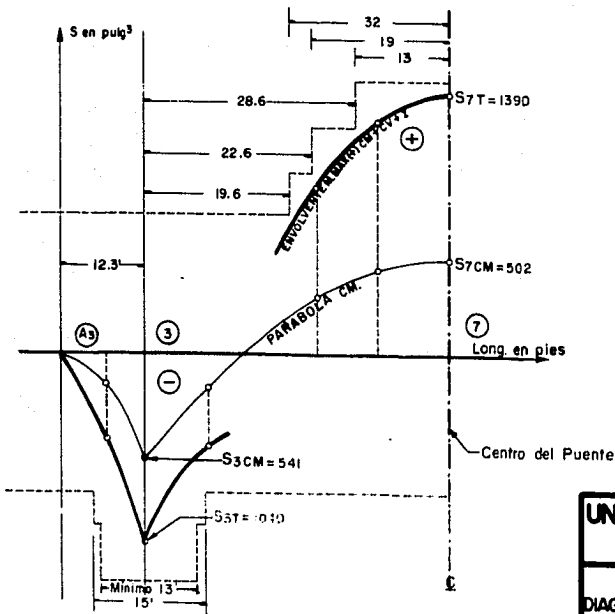
TRAMO IV



MODULOS DE S
Sin CP extras 75
Con 1 par de CP
Con 2 pares de CP
Con 3 pares de CP



TRAMO II



MODULOS DE SECCION RESISTENTE:
Sin CP extras 750 pulg³

- Con 1 par de CP extras 990 pulg³
- Con 2 pares de CP extras 1240 pulg³
- Con 3 pares de CP extras 1480 pulg³

TRAMO IV

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
ESCUELA NAL. DE INGENIERIA	
RIO CONCHOS	
DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES Y RESISTENTES	
RECORTE DE CUBRE PLACAS	
TESIS PROFESIONAL DE <i>JL</i>	
FCO. JAVIER LABORDE CANCINO	
México, D.F. 1956	PLANO N° 4

A37
3' (7 @ 25.40 Ac)

Momentos de inercia y módulos de sección reales.

A a). Sin CP extras:

$$I_R = 29280 - 5020 = 24260 \text{ Pulg}^4$$

$$S_R = \frac{24260}{32.12} = \underline{750 \text{ pulg}^3}$$

b). Con un par de CP extras:

$$I_R = 38675 - 6380 = 32295 \text{ Pulg}^4$$

$$S_R = \frac{32295}{32.49} = \underline{990 \text{ Pulg}^3}$$

c). Con dos pares de CP extras:

$$I_R = 48305 - 7700 = 40605 \text{ Pulg}^4$$

$$S_R = \frac{40605}{32.86} = \underline{1240 \text{ Pulg}^3}$$

d). Con tres pares de CP extras:

$$I_R = 58202 - 9100 = 49105 \text{ Pulg}^4$$

$$S_R = \frac{49105}{33.23} = \underline{1480 \text{ Pulg}^3}$$

Se acepta el primer ensayo porque los valores obtenidos de módulos de sección resistentes, se adaptan en forma satisfactoria a los módulos de sección necesarios. Además se observa que el peso por pie de trabe coincide aproximadamente con el que había sido supuesto.

Recorte de cubre placas.-

Para saber hasta qué punto deben llevarse las cubre placas se necesitan conocer las variaciones del momento a lo largo de las vigas.

El recorte de cubreplacas se hizo gráficamente, de la siguiente manera: se dibujaron los diagramas de momentos flexionantes de carga muerta y carga viva, ésta última colocada en las posiciones más desfavorables; se dibujaron los módulos de sección resistentes de las distintas secciones, con línea punteada en el mismo diagrama; y a 2 piés de los puntos de intersección de la envolvente de los momentos flexionantes, se hicieron los citados recortes.

Por especificación la longitud mínima de CP extras es:

$2 h_a + 3' = 13'$, y esto se toma en cuenta al hacer los recortes. Las indicaciones y cálculos aparecen en la gráfica correspondiente.

Revisiones.-

a).- Revisión por tensión por flexión.- El momento positivo máximo se presenta en el punto 4 del tramo I, vale 2200 --- Kips-pié; en ese punto las vigas principales llevan 3 pares de cubreplacas extras.

$$I_R = 49105 \text{ pulg}^4$$

$$f_T = \frac{12\ 000 \times 2220}{49105} \quad 33.23 = 18100 \text{ lb/pulg}^2.$$

f_T resulta excedido en menos de 1% de la fatiga permisible de 18000 lb/pulg² en el punto 4 del tramo I. En todos los demás puntos del tramo I, y de los demás tramos, resulta menor que el permisible.

b).- Revisión por compresión por flexión.- El momento ne-

gativo máximo se presenta en el apoyo I del tramo II y vale -- 1709 Kips-pié; en ese punto las vigas principales llevan dos pares de cubreplacas extras.

$$I_R = 40605 \text{ Pulg}^4$$

La fatiga permisible es:

$$f_c = 18000 - \frac{5 L^2}{b^2}$$

en que b es el ancho del patín, igual a 12" = 1', y L es la mayor de: a). La distancia entre marcos transversales, que como puede verse más adelante es de 5.08 = 16.66' para este caso.

b). La distancia entre el apoyo y el punto de inflexión - del diagrama de carga muerta, que para el apoyo 1 es de 14.8.- Se toma por lo tanto L = 16.66' y

$$f_c \text{ permisible} = 18000 - \frac{5 \times 16.66^2}{1} = 16620 \text{ lb/pulg}^2.$$

$$f_c = \frac{12000 \times 1709}{40605} 32.86 = 16600 \text{ lb/pulg}^2$$

f_c resulta prácticamente igual al permisible. En los demás tramos resulta siempre menor que el permisible.

Siendo el exceso en fatiga a tensión por flexión de poca importancia, se aceptan, por lo que toca a momento flexionante, las secciones propuestas.

c).- Revisión por flecha.- En los puntos equidistantes de los apoyos la flecha permisible es 1/500 del claro, y en los puntos extremos de los voladizos la flecha permisible es de 1/200 de la longitud del voladizo.

El procedimiento para el cálculo de flechas consiste en-

en encontrar la línea elástica por medio de la "viga conjugada", es decir, se encuentra gráficamente el diagrama de momentos flexionantes de una viga, con las mismas condiciones de apoyo que la original, pero cargada con el diagrama M/I. Los valores máximos que se encontraron tanto para puntos entre apoyos, como en el extremo del voladizo, son menores que los permisibles.

d).- Revisión por cortante.- La fuerza cortante máxima se presenta en el apoyo 3, y vale 150.2 Kips. El esfuerzo cortante en ese punto vale:

$$v = \frac{V B_y^{ym}}{I_x b_y}$$

$$V = 150.2 \text{ Kips} = 150\,200 \text{ lbs.}$$

$$B_y^{ym} = 7.2 \times 30.36 + 4.5 (31.94 + 32.31) = 504 \text{ pulg}^3.$$

$$I_x = 40605 \text{ pulg}^4.$$

$$b_y = 5/16" = 0.3125"$$

$$v = \frac{150200 \times 504}{40605 \times 0.3125} = 6000 \text{ lb/pulg}^2$$

como se había previsto resulta muy sobrado por cortante, ya que v permisible = 11000 lb/pulg². por lo cual definitivamente se aceptan las secciones propuestas.

5.- CONEXIONES .-

Los diversos elementos que forman las trabes entre sí van unidos por remaches de $\frac{3}{4}$ ", siendo necesario determinar su colocación y separación en cada caso.

a).- Unión de los patines con el alma.- Los remaches que unen los ángulos de los patines con la placa del alma deben proyectarse para resistir el esfuerzo cortante horizontal debido a la fuerza cortante, y el esfuerzo cortante vertical debido a la concentración de cargas verticales directamente apoyadas encima del patín.

Si se llama C a la fuerza que resiste un remache.

$$C = \sqrt{F_H^2 + F_V^2}$$

$$F_H = (vb) \cdot p = \frac{V \cdot B}{I} P$$

$$F_V = p \cdot W$$

en que:

P = paso entre remaches.

(vb) = esfuerzo rasante unitario.

V = fuerza cortante máxima.

B = momento estático de la sección.

I = momento de inercia de la sección.

W = carga vertical directa por unidad de longitud.

llevando los valores de F_H y F_V a la primera ecuación:

$$C = \sqrt{\left(\frac{VB}{I} \cdot P\right)^2 + (W \cdot P)^2}$$

$$\therefore P = \frac{C}{\sqrt{\left(\frac{VB}{I}\right)^2 + W^2}}$$

$$C = C_p = 2341 \text{ Kg.}$$

para remache de 3/4" por - penetración en placa de 5/16", ya que la resistencia al esfuerzo cortante doble es mucho mayor.

Para tener una sola separación se toma la sección en peor condiciones, que es cuando $V = V_{\max} = 70000 \text{ Kg.}$

Cuando esto ocurre, se tienen 2 CP en la sección y el momento de inercia es de $32\,295 \text{ pulg}^4$. Por lo tanto:

$$I = 1,345\,000 \text{ cm}^4$$

Cálculo del momento estático:

Miembro:	A Pulg ² .	d pulg.	B pulg ³ .
2 L _B 5x5 x 3/8	7.2	30.36	218
1 CP 12 x 3/8	4.5	31.94	141
1 CP 12 x 3/8	4.5	32.31	<u>145</u>
		SUMA :	504 Pulg ³

Por tanto $B = 8300 \text{ cm}^3$

La carga vertical W, que obra directamente sobre el patin- es el peso de la losa y el de la rueda más pesada del camión - incluyendo 30% de impacto. Teniendo en cuenta que el peso de la losa es de $1633 \text{ lb/pié} \approx 2400 \text{ Kg/m.}$ y que, la rueda más pesada del camión H-20 pesa $1600 \text{ lbs} = 7250 \text{ Kg}$; tiene $20" = 51 \text{ cm}$ de ancho; y se transmite a través de las $10" = 25 \text{ cm}$ de concreto con un ángulo de 45° :

$$W = 2400 + \frac{7250 \times 1.3}{51 + 2 \times 25}$$

$$W = 11700 \text{ Kg/m.}$$

$$\underline{W = 117 \text{ K/c.}}$$

llevando los valores obtenidos a la fórmula que da el paso.
entre remaches.

$$P_2 = \frac{2341}{\sqrt{\left(\frac{70\,000 \times 8\,300}{1,345\,000}\right)^2 + 117^2}} = 5.2$$

$$P_2 \doteq 5 \text{ cm.}$$

Como el ángulo de 5" admite dos líneas de gramil, se colocarán dos hileras de remaches al tresbolillo, en cada patín,-- por lo que:

$$\underline{P_2' = 10 \text{ cm.} = 4''}$$

Revisión para cuando se tiene una cubreplaca:

$$V_{\text{max}} = V_1 = 60200 \text{ Kgs.}$$

$$B = 359 \text{ pulg}^3 = 5860 \text{ cm}^3$$

$$I = 24260 \text{ pulg}^4 = 1010,000 \text{ cm}^4.$$

$$P_1 = \frac{2341}{\sqrt{\left(\frac{60000 \times 5860}{1,010,000}\right)^2 + 117^2}} = 6.4$$

$$P_1' = 12.8 \text{ cm.} \doteq 5'' > P_2$$

Para los casos en que se tienen 3 y 4 cubreplacas resultan pasos mayores por lo cual, por razones prácticas, se deja el-- paso de 10 cm \doteq 4" para todas las uniones de este tipo.

b).- Unión de las cubreplacas con los ángulos de los patines.

Como el ángulo de 5" admite dos líneas de gramil, se colocan cuatro hileras de remaches en tres bolillo, por lo que cada sección tendrá dos remaches reactivos. El paso será:

$$P = \frac{2 C'I}{V B}$$

a).- sin CP extras:

$$C_1 = 2204 \text{ Kg al esfuerzo cortante simple.}$$

$$V_{\max} = V_1 = 60200 \text{ Kg.}$$

$$I = 24260 \text{ pulg}^4 \quad \therefore \quad I = 1,010.000 \text{ cm}^4$$

$$B_{1CP} = 141 \text{ pulg}^3 \quad \therefore \quad B = 2350 \text{ cm}^3.$$

$$P = \frac{2 \times 2204 \times 1,010 \ 000}{60 \ 200 \times 2350}$$

$$P = 15 \text{ cm} = 6".$$

por especificación se adopta $P = 12.5 \text{ cm.} = 5"$

b).- Cuando se tiene un par de CP extras:

$$V_{\max} = 70 \ 000 \text{ Kg.}$$

$$B_{2CP} = 285 \text{ pulg}^3 = 4660 \text{ cm}^3.$$

$$P = \frac{2 \times 2204 \times 1 \ 345 \ 000}{70 \ 000 \times 4660}$$

$$\therefore P = 18.2 \text{ cm} \approx 7"$$

es la condición por especificación se adopta $P = 12.5 \text{ cm} = 5"$.

c).- Cuando se tienen 2 pares de CP extras:

$$V_{\max} = 54800 \text{ Kgs.}$$

$$I = 40605 \text{ pulg}^4; \quad I = 1,695 \ 000 \text{ cm}^4$$

$$B_{3CP} = 434 \text{ pulg}^3 \quad B = 7 \ 100 \text{ cm}^3$$

$$P = \frac{2 \times 2204 \times 1,695 \ 000}{54 \ 800 \times 7100}$$

$$\therefore P = 20 \text{ cm.} \approx 8''$$

Se adopta

$$P = 12.5 \text{ cm.} = 5''$$

d).- Cuando se tienen 3 pares de CP extras:

$$V_{\max} = 48300 \text{ Kg.}$$

$$I = 49105 \text{ Pulg}^2$$

$$I = 2045000 \text{ cm}^4$$

$$B_{4CP} = 587 \text{ pulg}^3$$

$$B = 9600 \text{ cm}^3$$

$$P = \frac{2 \times 2204 \times 2045000}{48300 \times 9600}$$

$$P \approx 19 \text{ cm} = 6''.$$

Se adopta:

$$P = 12.5 \text{ cm} = 5''.$$

Las especificaciones recomiendan que el paso no sea mayor de $5'' \approx 12.5 \text{ cm}$, y como en ningún caso se obtuvo un paso mayor que el aconsejable se deja éste como máximo.

6.- MARCOS TRANSVERSALES.-

Se distribuyen en la siguiente forma:

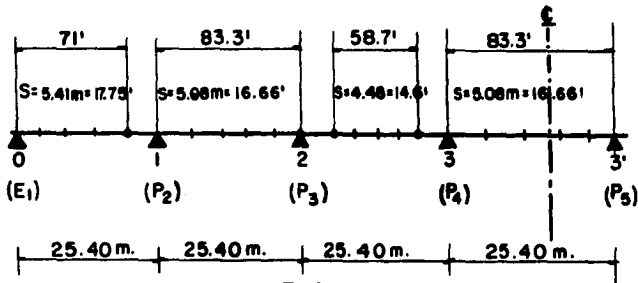


FIG. 16

Los marcos transversales intermedios reducen la esbeltez de las vigetas en las zonas de compresión, y con ello aumen-

tan las fatigas permisibles en la forma indicada antes, al hacer la revisión por flexión,

Los marcos transversales en los apoyos deben resistir las fuerzas laterales que obran sobre el puente y estarán, formados de piezas estructurales que se calculan.

Los elementos de los marcos intermedios, se diseñan únicamente por relación de esbeltez; su separación máxima permisible es de $25' \approx 7.60 \text{ m}$.

Las fuerzas laterales que deben considerarse para el diseño de los marcos sobre los apoyos son: el viento normal sobre la superestructura y el viento normal sobre la carga viva.

Por especificación, el viento normal sobre la superestructura, $V_{NS} = 150 \text{ K/m}^2$, aplicado sobre una vez y media el área expuesta.

El área expuesta de la superestructura es:

Parapeto	0.40 m ² /m.
Guarnición y losa	0.39 m ² /m.
Trabe prom.	<u>1.66 m²/m.</u>
SUMA	2.45 m ² /m.

$$V_{NS} = 1.5 \times 2.45 \times 150 = 550 \text{ K/m.}$$

El viento normal sobre la carga viva se considera aplicado $6' = 1.83 \text{ m}$. arriba de la rasante, con una intensidad de 300 K. por metro lineal.

$$V_{N_{CV}} = 300 \text{ K/m.}$$

$$V_{N_T} = V_{NS} + V_{N_{CV}} = \underline{850 \text{ K/m.}}$$

(cumple con la especificación de no ser menor de 675 K/m.).

Las reacciones producidas por esta carga uniformemente re

partida, pueden considerarse, por la simetría, del puente, y con una aproximación aceptable, en la siguiente forma:

$$V_N = 850 \times 25.4 = \underline{21.6 \text{ T.}}$$

Los montantes y diagonales de los marcos deben unirse a la rama saliente de los ángulos de los atiesadores y de los patines, y tendrán la siguiente distribución:

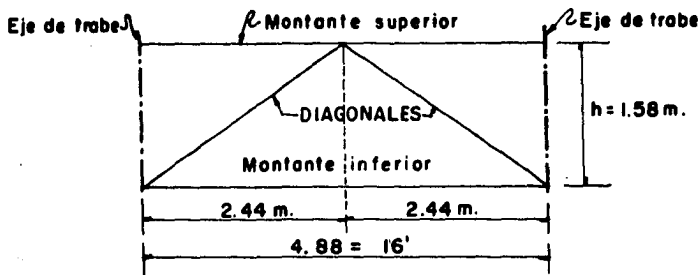


FIG. 17

Como los dos elementos constitutivos de los marcos deben trabajar a compresión, porque el viento sopla indistintamente, debe buscarse que $\frac{l}{r} \leq 140$.

En los montantes se tiene:

$$\text{M.S. } r_{\max} = \frac{244}{140} = 1.75 \text{ cm.}$$

$$\text{M.I. } r_{\max} = \frac{488}{140} = 3.49 \text{ cm.}$$

Si se escogen dos ángulos de 4" x 3" x 5/16", unidos por la rama de 4" y separados 7.9 mm; $r_x = 3.23 \text{ cm} = r_y$

$$r_{\max} = 3.23$$

$$A = 26.96 \text{ c}^2$$

$$\begin{aligned} f_p &= 15000 - 0.25 \left(\frac{l}{r} \right)^2 \\ &= 15000 - 0.25 \left(\frac{488}{3.23} \right)^2 \\ &= 15000 - 5700 \end{aligned}$$

$$f_p = 9300 \text{ lb/pulg}^2 = 651 \text{ K/c}^2$$

Por tanto la fuerza resistente a la compresión es:

$$P_c = 651 \times 26.96 = \underline{17400 \text{ Kg.}}$$

La fuerza que deben resistir los montantes en el caso más desfavorable es de:

$$P = \frac{21600}{2} = 10800 \text{ Kg} < 17400 \text{ Kg.}$$

resultan sobrados, pero el espesor no puede reducirse por especificación, y el ángulo mínimo $3 \frac{1}{2}'' \times 3 \frac{1}{2}'' \times \frac{5}{16}''$ da una relación $\frac{f}{r}$ de:

$$\frac{488}{2.7} = 206.$$

que no puede aceptarse por ser mucho mayor de 140 y reducir demasiado la fatiga permisible.

Se aceptan por tanto 2 ángulos de $4'' \times 3'' \times \frac{5}{16}''$ y el número de remaches de $\frac{3}{4}''$, por aplastamiento en placa de $\frac{3}{8}''$ - deberá ser:

$$\frac{10800}{2295} \doteq 6 \text{ Remaches.}$$

Las diagonales tienen como longitud

$$l = \sqrt{1.58^2 + 2.44^2} = \underline{2.90 \text{ m.}}$$

$$r_{\min} = \frac{290}{140} = 2.07 \text{ cm.}$$

Si se usa un ángulo $5 \times 5 \times \frac{3}{8}''$.

$$r_{\min} = 2.51$$

$$A = 23.29 \text{ c}^2$$

$$f_p = 15000 - 0.25 \left(\frac{290}{2.51} \right)^2$$

$$f_p = 11650 \text{ lb/pulg}^2.$$

$$f_p = 820 \text{ K/c}^2.$$

$$P_c = 820 \times 23.29 = \underline{19000 \text{ Kg.}}$$

Las diagonales están sujetas a una fuerza de compresión de:

$$10800 \frac{2.90}{2.44} = 12 \ 900 \text{ Kg} < 19000$$

Por lo tanto se acepta como diagonal un ángulo de 5" x 5" x 3/8"

En los marcos intermedios el diseño se efectúa exclusivamente por relación de esbletez; resultan montantes formados -- por dos ángulos de 4" x 3" x 5/16", y diagonales por un ángulo de 4" x 4" x 5/16", cada una.

7.- ATIESADORES.-

Con el objeto de ayudar el alma de la trabe a resistir los esfuerzos inclinados y evitar así el flambeo, se colocan ángulos de refuerzo que reciben el nombre de atiesadores. Estos se ponen también en los lugares donde hay una carga concentrada con el objeto de distribuirla. Se tienen atiesadores extremos, e intermedios.

Atiesadores extremos.- Son los atiesadores sobre los apoyos, y la rama saliente de los ángulos que lo forman deben cubrir en cuanto sea posible el ángulo del patín, por lo que sus dimensiones se suponen de 4" x 3". Se calculan para el apoyo 3, que es el que está en peores condiciones.

$$R_3 = 267\ 000\ \text{lbs} = 121\ 000\ \text{Kg.}$$

$$f_a = 27\ 000\ \text{lb/pulg}^2.$$

f_a = fatiga al aplastamiento

$$A_N = \frac{R}{f_a} = \frac{267\ 000}{27\ 000} = 9.9\ \text{pulg}^2.$$

Usando 4 ángulos el espesor requerido será:

$$e = \frac{9.9}{4 \times 4} = 0.62 \cong 5/8".$$

Se aceptan 4 L₈ 4" x 3" x 5/16".

Remaches.- Se proporcionan por penetración en placa - de 5/16", que es mucho menor que su capacidad al doble esfuer--zo cortante.

$$C_p = 2341 \text{ Kg (3/4" en M. 5/16).}$$

$$\text{Num. Rem} = \frac{121\ 000}{2\ 341} = 52 \text{ r.}$$

o sea 26 remaches en cada par de ángulos .

Se dispone de:

$$63.5 - 4.5 = 59"$$

$$P = \frac{59}{26} = 2\ 1/4" \doteq 6 \text{ cm.}$$

Se colocará una placa de empaque entre los ángulos y el--alma.

En los apoyos 1 y 2 donde las reacciones son menores que--en el apoyo 3, el cálculo de atiesadores y remaches se hace en la misma forma.

En los tramos suspendidos se colocarán también atiesado--res extremos, los cuales no reciben (como en los apoyos), ac--ción directa de la reacción por lo que no trabajan por aplasta--miento. Se colocarán 4 L₈ de 4" x 3" x 5/16".

Atiesadores intermedios.-

Dimensiones por especificación:

Rama saliente:

$$\text{Máxima } 16 \times \frac{5}{16} = 5"$$

$$\text{Mínima } 2" + \frac{63}{30} \doteq 4" \text{ Se escogen de } 4 \times 4 \times 5/16$$

Si la profundidad del alma entre patines es mayor que 60 -

veces el espesor del alma, como sucede en este problema, deben colocarse atiesadores intermedios formados por un par de ángulos remachados al alma; la separación entre atiesadores está dada por la fórmula:

$$d = \frac{10\ 500\ t}{\sqrt{v}}$$

en que:

d = separación en pulgadas.

t = espesor del alma = $5/16'' = 0.3125$

v = esfuerzo cortante en la sección considerada.

Por estar la fórmula en función de la fuerza cortante, y ésta es variable, se consideran los tramos de vigas principales subdivididos en tres zonas iguales.

En el tramo I.

Para la primera y tercera zonas.

$$v = \frac{V_1}{A_a} = \frac{60200 \times 2.20}{19.7} = 6700\ \text{lb/pulg}^2$$

$$d = \frac{10500 \times 0.3125}{\sqrt{6700}} = 40'' = \underline{1.00\ \text{m.}}$$

Para la segunda zona:

$$v = \frac{43700 \times 2.20}{19.7} = 4890\ \text{lb/pulg}^2.$$

$$d = \frac{10500 \times 0.3125}{\sqrt{4890}} = 47'' = \underline{1.20\ \text{m.}}$$

Los valores de las fuerzas cortantes son muy semejantes - en los tramos II y IV, por lo que se analiza sólo uno de ellos.

Para la primera y tercera zonas:

$$v = \frac{70\ 000 \times 2.20}{19.7} = 7800\ \text{lb/pulg}^2$$

$$d = \frac{10500 \times 0.3125}{\sqrt{7800}} = 37.2'' = \underline{0.95\ \text{m.}}$$

Para la segunda zona.

$$v = \frac{53300 \times 2.20}{19.7} = 5990 \text{ lb/pulg}^2.$$

$$d = \frac{10500 \times 0.3125}{\sqrt{5990}} = 42.4" \doteq \underline{1.08 \text{ m.}}$$

En el tramo III.

Para la primera y tercera zonas:

$$v = \frac{47300 \times 2.20}{19.7} = 5290 \text{ lb/pulg}^2.$$

$$d = \frac{10500 \times 0.3125}{\sqrt{5290}} = 45" \doteq \underline{1.14 \text{ m.}}$$

Para la segunda zona.

$$v = \frac{31700 \times 2.20}{19.7} = 3540 \text{ lb/pulg}^2.$$

$$d = \frac{10500 \times 0.3125}{\sqrt{3540}} = 55" \doteq \underline{1.40 \text{ m.}}$$

Se observa que ninguna de las separaciones calculadas excede a 1.82 m por lo que no hay necesidad de ninguna corrección.

8.- EMPALMES .-

Es necesario efectuar empalmes en las partes componentes de las trabes, debido a que su longitud está limitada, por la fábrica que las hace y por el transporte que debe realizarse al lugar de la obra. Las placas no se laminan en longitudes mayores de 12 m., y los ángulos no se fabrican de más de 18 m. - La longitud aconsejable de las piezas para transportes por camión de Victoria o de Monterrey a San Fernando es no mayor de 18 metros.

Empalme del alma.- Para el empalme de la placa del alma--

entre los ángulos del patín, se usarán dos placas de 5/16" que se remacharán directamente siendo el paso de los remaches.

$$P = \frac{C_p}{\sqrt{(fe)^2 + \left(\frac{v}{d}\right)^2}}$$

en donde:

f = esfuerzo para el remache más alejado.

Tomando el empalme donde se presenta el momento máximo, esto es en el tramo IV. a 18' del centro del claro.

$$f = \frac{M}{I} \quad y = \frac{1300\ 000}{12 \times 40605} \times 24$$

$$f = 6490 \text{ lb/pulg}^2 = 455 \text{ K/c}^2.$$

$$P = \frac{2341}{(455 \times 0.3125)^2 + \left(\frac{53300}{161}\right)^2} = 6.5 \text{ cm.}$$

Al colocar de cada lado de la junta 2 hileras de remaches, el paso será de 13 cm.

Empalmes de los patines.- El empalme de los ángulos de los patines se hará en la misma sección que la placa del alma, así que el empalme de los ángulos unirá a éstos y a la parte del alma cubierta por ellos, y estará formado por dos ángulos de 4" x 4" x 3/8" y se aprovechará una de las cubreplacas de 12" x 3/8".

El área de la sección por empalmar es igual a:

$$0.3125 \times (5 - 0.25) + 2 \times 3.61 = 8.70 \text{ pulg}^2 = \underline{56 \text{ c}^2}$$

y el área de los elementos del empalme es:

$$2(4 + 3) \times 0.375 + 14 \times 0.375 = 10.5 \text{ pulg}^2 = \underline{67 \text{ c}^2} > 56 \text{ c}^2$$

El número necesario de remaches está dada por:

$$n = \frac{f \cdot A}{C_2}, \text{ en donde:}$$

$C_2 = 4409$ Kg porque los remaches trabajan al doble esfuerzo cortante.

f = fatiga en el centro de gravedad de los elementos por empalmar.

$$f = \frac{1300\ 000}{12 \times 40605} \times 30.2$$

$$f = 8010 \text{ lb/pulg}^2 = 564 \text{ k/c}^2$$

$$\therefore n = \frac{564 \times 56}{4409} = 7 + \dots = 8 \text{ remaches.}$$

Empalme de cubreplacas.— El empalme de cubreplacas, cuando éste sea necesario se hará aprovechando otra cubreplaca o bien poniendo una adicional, siendo el número de remaches necesarios.

$$n = \frac{f \cdot A}{C_1} \text{ en donde:}$$

$$A = 12 \times 0.375 = 4.5 \text{ pulg}^2 = 29 \text{ c}^2$$

f = fatiga en el centro de gravedad de la cubreplaca.

$C_1 = 2204$ por trabajar los remaches al esfuerzo cortante simple.

$$f = \frac{1300\ 000}{12 \times 40605} \times 32.75$$

$$f = 8720 \text{ lb/pulg}^2 = 612 \text{ K/c}^2.$$

$$n = \frac{612 \times 29}{2204} = 8 + \dots = 10 \text{ remaches.}$$

Los cálculos de empalmes que se han efectuado, han sido para empalmes de taller; para los empalmes de campo, el procedimiento de cálculo es exactamente igual al anterior, con la única variante de que la capacidad de los remaches es menor. Pueden considerarse los siguientes valores:

$$C_p = 1914 \text{ Kg. para penetración en } 5/16".$$

$C_1 = 1805 \text{ Kg}$ para cortante simple.

$C_2 = 3610 \text{ Kg}$ para cortante doble.

Siguiendo el procedimiento anterior, en el empalme de la placa del alma entre los ángulos del patín, resultan 2 hileras de remaches a cada lado de la junta con $P = 10 \text{ cm.}$; en el empalme de los ángulos de los patines y la parte del alma cubierta por ellos, se requieren 8 remaches y fracción por lo que se colocarán 10, y en el empalme entre cubreplacas se requieren 9 remaches y fracción por lo que se colocarán también 10.

9.- CONTRAVENTEEO LATERAL INFERIOR.-

En vista de que en las zonas de los apoyos intermedios se tienen esfuerzos de compresión en los patines inferiores de las vigas principales, se hace necesario colocar un contraventeo lateral, con el objeto de dar mayor rigidez a la superestructura; así que se colocará dicho contraventeo en los tramos II, IV y II', y estará formado por dos diagonales que se colocarán de marco a marco, en la parte inferior. La carga a que están sujetas estas diagonales es igual a la presión del viento por "tablero" entre dos, ya que se considera que la otra mitad es absorbida por la losa de la calzada, gracias a las muescas de ahogue en que están colocados los patines superiores, como puede apreciarse en la figura 1.

En las zonas contraventeadas entre apoyos la separación entre marcos es de 5.08 m; la longitud de las diagonales

$$l_D = \sqrt{5.08^2 + 4.88^2} = 7.02 \text{ m.}$$

La carga a que está sujeta la diagonal es de:

$$\frac{850}{2} (5.08) \frac{7.03}{4.88} = 3110 \text{ Kg.}$$

como trabaja a tensión,

$$\frac{1}{r} \leq 240$$
$$r_{\min} = \frac{702}{240} = 2.93 \text{ cm.}$$

Usando un par de ángulos de 4 x 3 x 3/8, espalda con espal
da, unidos de las ramas mayores.

$$r_{\min} = 2.97 \text{ cm.}$$

Por esfuerzo resulta sobradísimo.

Las diagonales que están sujetas a mayor carga son las -
que se encuentran entre las articulaciones y los apoyos, 2 6 3.
Se ensaya la misma sección que en las otras diagonales:

2 L 4 x 3 x 3/8. Por relación de esbeltez están bien, ya
que su longitud $d = \sqrt{3.75^2 + 4.88^2} = 6.20 \text{ m.}$ es menor que -
la de las otras. Se revisan a esfuerzo:

$$\text{Fuerza resistente: } 32 \times 1265 = 40480 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga} = \frac{850}{2} (3.75 + 8.95) \times \frac{6.20}{4.88} = 6960 \text{ Kg.}$$

También resultan sobradísimas por esfuerzo.

Para calcular el número de remaches en la conexión, se re
duce la fuerza resistente en un 50% dada su gran diferencia --
con la fuerza actuante.

$$n_r = \frac{0.50 \times 40480}{2204} = 9 + = 10 \text{ remaches.}$$

10.- ARTICULACIONES.-

Las articulaciones que unen los voladizos con el tramo sug

pendido serán de dos tipos: móvil y fija; la móvil lleva dos pasadores, conectados uno a cada tramo. La articulación fija lleva un solo pasador que une directamente los dos tramos. Cada tramo suspendido se conecta por medio de dos articulaciones: una fija y una móvil. En el tramo I, se tienen un apoyo fijo en el estribo 1, por lo que su articulación con el tramo II, que se ha designado como A_1 , será móvil. En el tramo III la articulación A_2 será fija y la A_3 móvil.

Articulación móvil.- Aunque el valor de la reacción que se produce en el tramo II es ligeramente menor que la que se produce en el tramo I, las articulaciones A_1 y A_3 pueden diseñarse iguales, considerando la reacción sobre A_1 que es mayor.

$$R = 60200 \text{ Kgs.}$$

Tomando en cuenta el peso propio de la articulación e imprevistos, se considera para el cálculo.

$$R = 61 \text{ Tons.}$$

Los pasadores trabajarán a esfuerzo cortante simple; el esfuerzo permisible es de $13500 \text{ lb/pulg}^2 = 950 \text{ K/c}^2$. El área necesaria

$$A_n = \frac{1}{2} \frac{R}{v_1} = \frac{61 \ 000}{2 \times 950} = 32.1 \text{ c}^2.$$

El diámetro necesario.

$$d = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 32}{3.14}} = 6.4 \text{ cm.} = 2.5''$$

Se supone un diámetro de $4'' > 2.5''$, que debe verificarse a flexión. El momento flexionante en este caso se considera igual a la reacción por perno, por la distancia entre el eje de la placa del alma, y la barra de la articulación, Suponiendo que esta distancia sea de 6 cm.

$$M = 30500 \times 6 = 183000 \text{ Kg-cm.}$$

La fatiga de trabajo.

$$f_t = \frac{M}{I} \text{ y } = \frac{183,000}{\frac{\pi r^4}{4}} r$$

$$f_t = \frac{4 \times 183,000}{\pi \times 5.08^3} = 1770 \text{ K/c}^2.$$

la fatiga de trabajo permisible para estos pasadores es de ---
 $27000 \text{ lb/pulg}^2 = 1900 \text{ K/c}^2 > 1770 \text{ K/c}^2.$

Las placas adicionales, necesarias para conectar la articulación, así como la placa del alma, trabajan por aplastamiento; la fatiga permisible en pernos sujetos a rotación es de --
 $12000 \text{ lb/pulg}^2 = 844 \text{ K/c}^2.$ Espesor total necesario:

$$e = \frac{V}{f_p \times d} = \frac{61000}{844 \times 10.16} = 7.1 \text{ cm.}$$

Teniendo el alma $5/16''$ de espesor, el espesor necesario de las placas será: $(7.1 - 0.8) = 6.3 \text{ cm} \doteq 2.5''$, por lo que se pondrán, de cada lado una placa adicional de $1/2''$, y dos de --
 $3/4''$.

Las 2 barras de conexión que unen los pasadores, necesitan tener un espesor por aplastamiento de:

$$\frac{7.1}{3} = 3.55 \text{ cm} \doteq 1.5''$$

Articulación fija..- En este caso no existen barras de--
 conexión, pues el voladizo y el tramo suspendido van unidos --
 por medio de un solo pasador, y aunque la fatiga por aplasta--
 miento en pernos no sujetos a rotación es doble que para per--
 nos sujetos a rotación, se pondrá también pasador de $4''$ de diá--
 metro, para evitar desgarramiento. El espesor necesario de --

las 2 placas de oreja está regido por desgarramiento y es:

$$2 e_d = \frac{V}{v_d d}$$

en que:

V = Reacción máxima para las articulaciones fijas, se presenta en el tramo III y vale 47.3 Tons.

v_d = esfuerzo permisible por desgarramiento = 950 K/c².

d = diámetro del perno = 4" = 10.6 cm.

$$e_d = \frac{47300}{2 \times 950 \times 10.6} = 2.22 \text{ cm.}$$

Se pondrán placas de oreja de 7/8" de espesor. El número de remaches necesarios:

$$n_r = \frac{47300}{7364} \doteq 6 \text{ remaches.}$$

Ya que el remache de 7/8" resiste 7364 Kg a cortante doble.

11.- A P O Y O S .-

Los apoyos de la superestructura serán también de dos tipos: fijos y móviles, según la siguiente distribución.

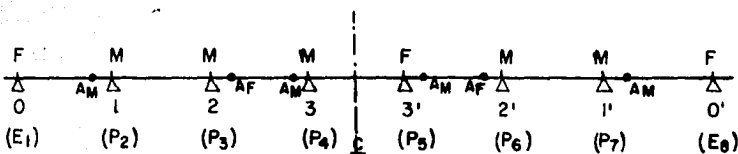


FIG. 18

Apoyos móviles.- Están formados esencialmente de una placa inferior de apoyo, una mecedora, y una placa superior de apoyo.

La placa superior de apoyo debe soportar una reacción má

xima correspondiente a R_3 máxima; se obtuvo una reacción por vigueta:

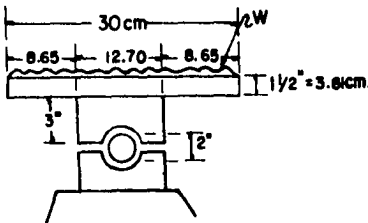
$$R = 267 \text{ Kips.} = 121 \text{ Tons.}$$

Se ensayan como dimensiones de la placa de apoyo ----
12" x 16" x 1 1/2" o sea de 30 x 40.6 x 3.81.

Sobre la placa será:

$$W = \frac{121\,000}{30 \times 40.6} = 98 \text{ K/c}^2.$$

Analizando una faja de 1 cm. de ancho, y considerando que el ancho de la mecedora sea de 5" = 12.7 cm.



$$M = \frac{98 \times 8.65^2}{2} = 3660 \text{ Kg-c.}$$

$$V = 98 \times 8.65 = 850 \text{ Kg.}$$

FIG. 19

El momento de inercia:

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{1 \times 3.81^3}{12} = 5.81 \text{ c}^3$$

Los esfuerzos serán:

$$f = \frac{M}{I} = \frac{5040}{5.81} = 1.91 = 1200 \text{ K/c}^2 < 1265 \text{ K/c}^2$$

$$v = 1.5 \frac{V}{A} = 1.5 \frac{850}{1 \times 3.81} = 335 \text{ K/c}^2 < 581 \text{ K/c}^2.$$

Se acepta por lo tanto la placa de 12" x 16" x 1 1/2".

La mecedora del apoyo está formada por la cama superior -- del pasador, de 5" x 12" x 2", y la placa de asiento, que tendrá un diámetro de curvatura necesario para girar y absorber los momentos. La carga por cm. lineal es:

$$P = \frac{121\,000}{30 \times 1} = 4030 \text{ K/c}^2 = 57100 \text{ lb/pulg}^2.$$

La carga que por especificación puede permitir la mecedora

es de:

$$P' = 600 \text{ d}$$

es. que d es el diámetro. El radio de curvatura de la mecedora.

$$r_m = \frac{57100}{2 \times 600} = 47.6" \doteq \underline{1.20 \text{ m.}}$$

La base del apoyo descansa sobre una placa de plomo de $1/4"$ para mejor repartición de la carga.

El tamaño de la base está limitado por la resistencia del concreto de la corona; considerando para éste una fatiga al aplastamiento de 53 K/c^2 , el área necesaria será:

$$A_{nec} = \frac{121\ 000}{53} = 2270 \text{ c}^2$$

considerando un ancho de 30 cm , resulta una placa de $30 \times 75 \text{ cm}$.

El espesor deberá resistir el momento que se produce en los voladizos; en un sentido el voladizo mide $30/2 = 15 \text{ cm}$, -- y en el otro $\frac{1}{2} (75 - 30) = 17.5 \text{ cm}$.

$$W = \frac{121\ 000}{30 \times 75} = 54 \text{ K/c}^2.$$

$$M_{max} = \frac{54 \times 17.5^2}{2} = 8250 \text{ K-c.}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 M}{f}} = \sqrt{\frac{6 \times 8250}{1265}}$$

$$h = 6.22 \text{ cm.} \doteq 2.5"$$

Así que la placa de la base del apoyo será de $30 \times 75 \text{ cm}$. con un espesor de $2 \ 1/2"$. La unión entre la placa de asiento de la mecedora y la placa base se efectúa mediante dos cuñeros de $2" \times 1 \ 1/2" \ \emptyset$. El perno de asiento deberá tener un -- área de:

$$A = \frac{121\ 000}{30 \times 844} = 4.76 \text{ cm}^2.$$

se colocará de 2" de diámetro.

Apoyos fijos.- La reacción máxima a que estarán sujetos estos apoyos es también de 121 Tons. Constan de dos placas, una superior con un radio de curvatura de 1.20 m. con el objeto de evitar concentraciones en las orillas y una inferior, -- plana. Se propone placa superior de 20 x 30 cm. y 2" de espesor, y placa inferior igual a la de la base de la mecedora o sea de 30 x 75 cm. y 2 1/2" de espesor, que ya se revisó en el apoyo móvil. Las dos placas que forman este apoyo también van unidas por medio de dos cuñeros de 2 1/2" \emptyset .

Las placas de base de los apoyos llevarán 4 pernos de anclaje de 24" x 1 1/2" \emptyset .

12.- JUNTAS DE DILATACION.-

En las articulaciones que ligan los voladizos con los tramos suspendidos es necesario poner juntas; y cuando estén sobre una articulación móvil, debe dejarse una holgura que permita las expansiones y contracciones de la superestructura. Por especificación deben prevenirse expansiones y contracciones de la superestructura de 1 1/4 pulgadas por cada 100 piés; considerando como longitud máxima de dilatación la correspondiente a tres claros, la deformación máxima será aproximadamente de 3" = 7.5 cm; debe entenderse que esta deformación corresponde a un máximo de variación de temperatura; pero como el puente se montará a una temperatura cercana a la media, se puede tomar como tamaño de la holgura la mitad. Por otra parte, cal

culando la holgura por otro procedimiento se tiene, que para una variación de temperatura de 70°F, y coeficiente de dilatación de 6.5×10^{-6} por grado F.

Variación longitud: $3 \times 25.40 \times 70 \times 6.5 \times 10^{-6} = 3.46$ cm.

Para prever esta dilatación bastaría con una holgura teórica de 4 cm. Sin embargo se acepta la holgura de 7.5 cm (a variación máxima de temperatura) y se hace constar que la holgura a temperatura media es de 3.75 cm. La junta de dilatación está formada como se indica en el croquis siguiente:

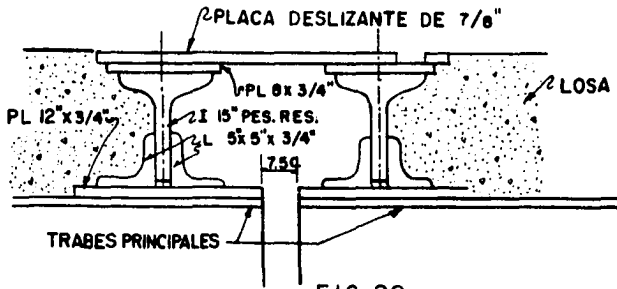


FIG. 20

La placa deslizante se supone de $7/8" = 2.2$ cm. y se verifica a flexión; trabaja en un claro de:

$$12" + 7.5 \text{ cm.} - 8" + 2" = 6" + 7.5 \text{ cm.}$$

$$\text{claro} = 22.7 \text{ cm.}$$

Colocando la rueda más pesada en el centro del claro:

$$P_{cv} + I = 1.3 \times 16000 = 20800 \text{ lbs} = 9440 \text{ Kg.}$$

$$\text{Ancho de repartición: } 20" = 50.8 \text{ c.}$$

$$\text{Carga por cm. de ancho: } \frac{9440}{50.8} = 185.8 \text{ Kg/c.}$$

$$\text{Momento flexionante: } M = \frac{185.8 \times 22.7}{4} = 1055 \text{ Kg-c.}$$

$$\text{Momento resistente: } S = \frac{h^2}{6} = 1020 \text{ Kg-c} < 1055.$$

Esfuerzo cortante:

$$v = 1.5 \frac{185.8}{2.2} = 126.5 \text{ K/c}^2 < 774 \text{ K/c}^2$$

∴ se acepta la junta de dilatación propuesta.

La junta de dilatación en la articulación fija se hará se mejante a la junta de dilatación móvil, con la única diferencia que la holgura será de 2 cm. en vez de 7.5 cm.

13.- CURVA VERTICAL.-

Como se indicó en el capítulo tercero, la rasante forma -- una ligera curva vertical sobre el puente. En el perfil topográfico puede observarse que las pendientes de los tramos de -- acceso son respectivamente + 1.5 % y - 1.5%; el puente tiene siete claros iguales por lo que el central se hará a nivel, y -- la trancisión de + 1.5% a 0 % se dará en tres tramos, resultan -- do curvas parabólicas simétricas a la entrada y salida del -- puente.

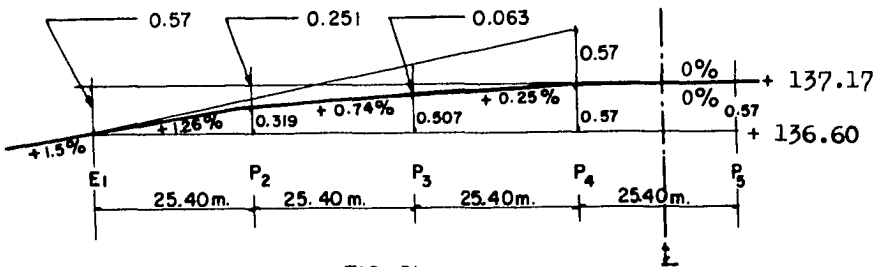


FIG. 21

Cálculo de la curva.

$$Y_{\max} = \frac{1}{2} \frac{1.5}{100} \times 25.40 \times 3 = 0.57 \text{ m.}$$

$$x = 3 \times 25.40 = 76.20 ; \quad x^2 = 5820$$

$$K = \frac{0.57}{5820} = 0.0000975$$

Ecuación de la parábola.

$$Y = - 0.0000975 x^2$$

	x	x ²	y	C O T A S R A S A N T E .
P ₄	0	0	- 0	136.60 + 0.57 - 0 = 137.170
P ₃	25.4	645	-0.063	137.17 - 0.063 = 137.107
P ₂	50.8	2580	-0.251	137.17 - 0.251 = 136.919
E ₁	76.2	5820	-0.57	137.17 - 0.57 = 136.600

Pendientes de las cuerdas:

$$E_1 P_2 = \frac{.319}{25.4} = 1.26 \%$$

$$P_2 P_3 = \frac{.507 - .319}{25.4} = 0.74 \%$$

$$P_3 P_4 = \frac{.570 - .507}{25.4} = 0.25 \%$$

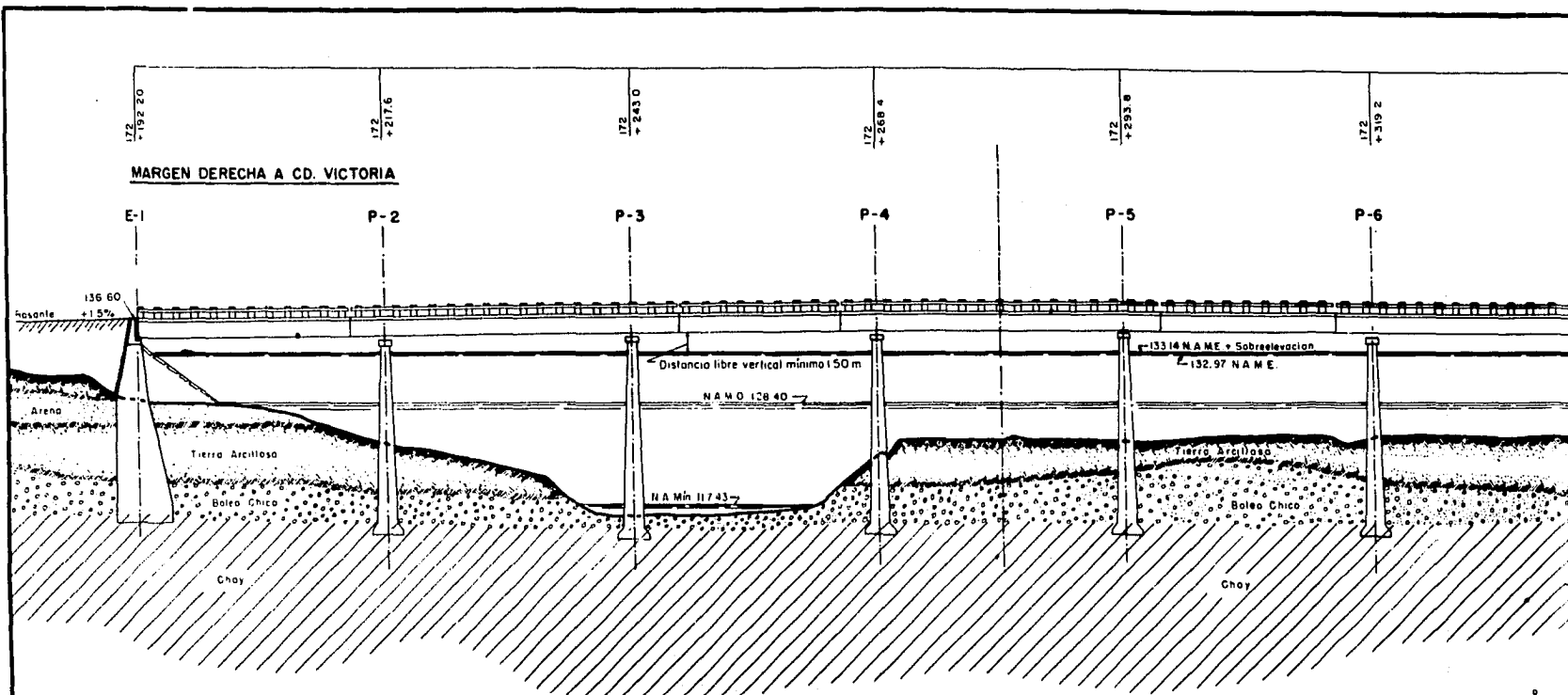
$$P_4 P_5 = 0 \%$$

Aumento de altura en las pilas:

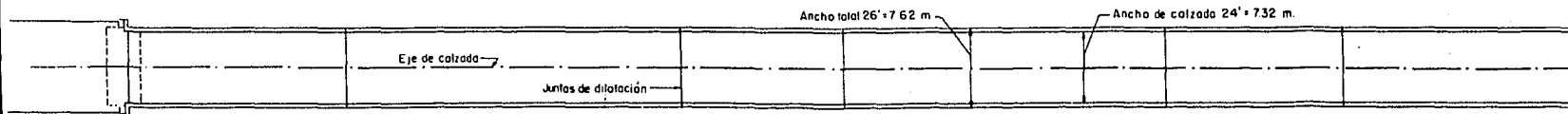
$$\text{En } P_2 \quad 136.919 - 136.600 = 0.319 \text{ m.}$$

$$\text{En } P_3 \quad 137.107 - 136.600 = 0.507 \text{ m.}$$

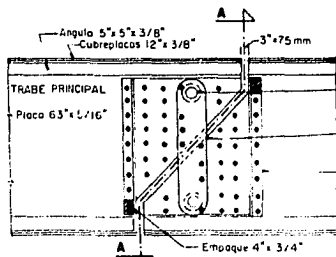
$$\text{En } P_4 \quad 137.170 - 136.600 = 0.570 \text{ m.}$$



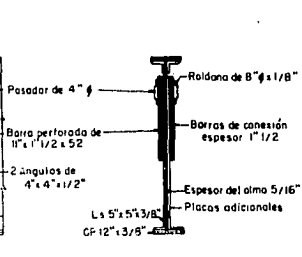
CORTE ELEVACION



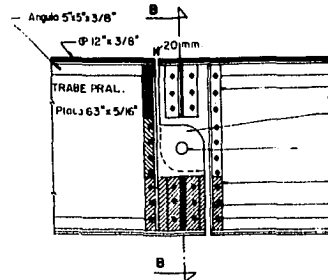
PLANTA



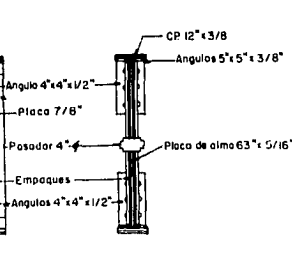
CROQUIS ARTICULACION MOVIL



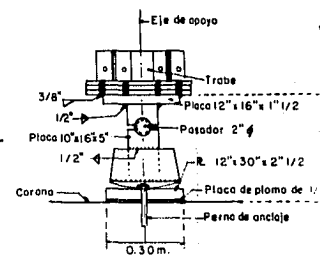
CORTE A-A



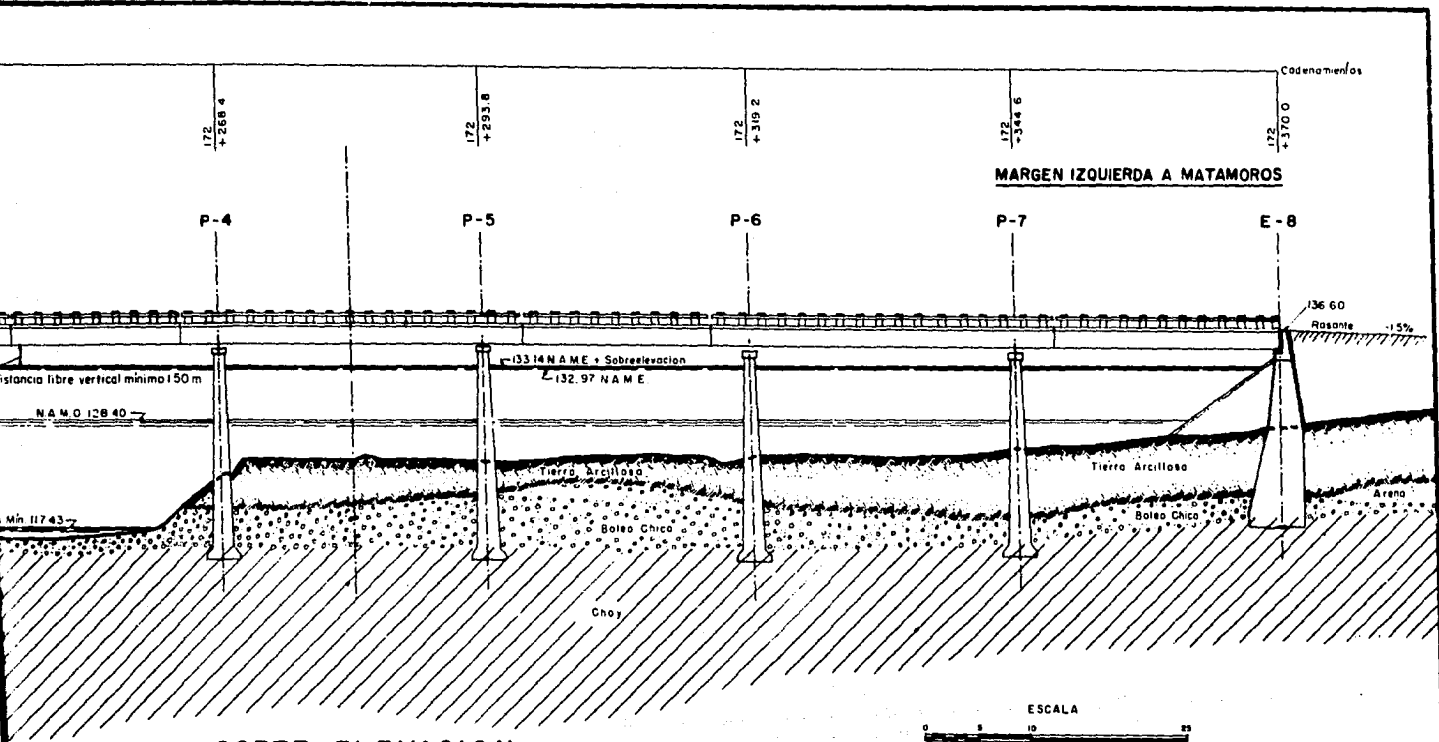
CROQUIS ARTICULACION FIJA



CORTE B-B

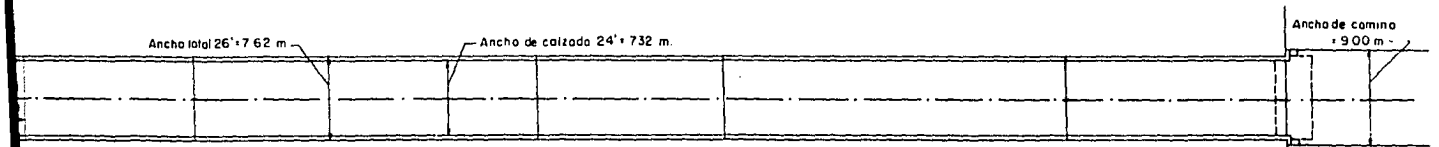


CROQUIS APOYO MOVIL

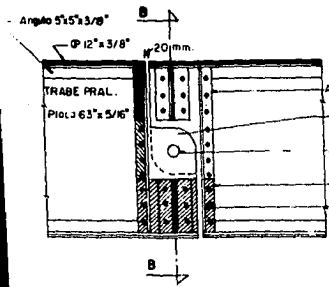


MARGEN IZQUIERDA A MATAMOROS

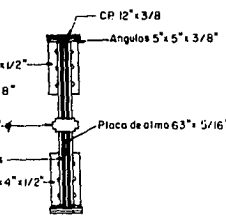
CORTE ELEVACION



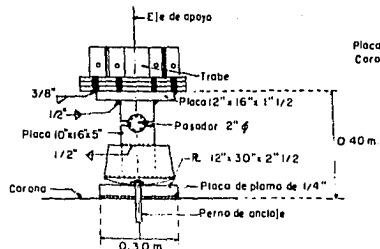
PLANTA



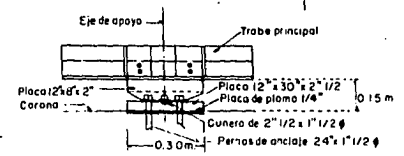
CROQUIS ARTICULACION FIJA



CORTE B-B



CROQUIS APOYO MOVIL



CROQUIS APOYO FIJO

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIERIA
PROYECTO DEFINITIVO
PLANTA Y CORTE ELEVACION
ARTICULACIONES Y APOYOS
TESIS PROFESIONAL DE
FCO. JAVIER LABORDE CANCINO
México, D.F. 1956
PLANO N° 5

2.- SUBESTRUCTURA .-

Consideraciones Generales.-

La subestructura está formada por seis pilas y dos estribos. En el presente problema, la capa resistente es sensiblemente horizontal, y tiene con respecto a la rasante un desnivel del orden de los 20 metros; tiene una fatiga permisible de trabajo de 6 K/c^2 . El informe de laboratorio de Mecánica de Suelos, aconseja desplantar exclusivamente en esa capa resistente, ya que los mantos superiores de tierra arcillosa y arena, pierden su resistencia al saturarse, y como están arriba del nivel freático, su contenido de humedad será muy alto, por lo que el desplante se lleva hasta la capa resistente. Como puede apreciarse en el corte geológico las pilas y los estribos entre sí están en condiciones semejantes.- Por la disposición de la capa resistente, resulta inadecuado recurrir a la solución de cambiar los estribos por pilas, y poner tramos de acce

so hasta otro estribo más pequeño. Otras características importantes del problema son la fijeza del cauce en el cruce, y que a la profundidad de la capa resistente no obra la socavación.

Por las condiciones mencionadas, resultan estribos y pilas de una altura considerable. El problema va a resolverse con estribos de tipo enterrado, de concreto y mampostería, y pilas de gravedad, de mampostería de tercera. Se desechan las soluciones de estribos en U ó T, ya que en esa altura resultarían demasiado voluminosos y antieconómicos.

Las pilas y estribos se eligen de mampostería de tercera, por resultar mucho más económica que el concreto ciclópeo. Las pilas llevarán tajamar en forma circular, que aunque es ligeramente más caro que el triangular, lo aventaja considerablemente en eficiencia y estética. La cota de desplante para pilas y estribos se lleva 0.50 m. abajo de la capa de choy, ya que en los primeros 50 centímetros puede haber algo de boleo chico y alteraciones y no es necesario llevar el desplante más allá de esa profundidad porque no obra la socavación y la resistencia es alta.

Con el objeto de no alargar innecesariamente este trabajo con cálculos que serían muy semejantes entre sí, se calculan únicamente la pila 3 y el estribo 1, que presentan condiciones desfavorables.

A).- Carga sobre la corona:

1).- Carga muerta.

Del cálculo de las vigas principales se había obtenido:

Peso losa:	1.533 lb/pié x 2	=	3066 lb/pié.
Capa asfáltica:	4.5 x 1 x 24	=	108 lb/pié.
Parapeto:	100 lb/pié x 2	=	<u>200 lb/pié.</u>
	S U M A		3,374 lb/pié.

Peso propio (medio) de 1 trabe:

$$\left. \begin{array}{l} 4 L_8 5" \times 5" \times 3/8" \\ 1 H 63" \times 5/16" \\ 2 CP 12" \times 3/8" \end{array} \right\} \frac{43.1}{144} 490 \text{ ————— } 146.5 \text{ lb/pié.}$$

Total de CP extras en 1 trabe: 1,752 piés.

$$\text{CP por pié } \frac{1752}{83.3 \times 7} \times \frac{12" \times 3/8"}{144} \times 490 \text{ ————— } 46.0 \text{ lb/pié.}$$

Peso propio medio por trabe: 146.5 + 46 = 192.5 lb/pié.

Para subestructura:

$$\text{Peso propio trabes: } 192.5 \times 2 = 385 \text{ lb/pié.}$$

Por atiesadores, marcos transversales, contraventeo lateral inferior, empalmes, articulaciones, juntas de dilatación, drenes, y apoyos, se consideran 65 lb/pié.

$$\text{Carga muerta: } 3374 + 385 + 65 = 3824 \text{ Lb/pié} = 5.7 \text{ Ton/m.}$$

Para la pila 3, cargando la línea de influencia de la reacción en P_3 con la carga obtenida:

$$\begin{aligned}
 CM &= 3824 \left(\frac{154.3 \times 1.147}{2} - \frac{83.3 \times .147}{2} \right) \\
 &= 3824 (89.0 - 6.1) = 317000 \text{ lb.}
 \end{aligned}$$

Pila CM = 144 Tons.

Para estribos, cargando la línea de influencia de la reacción en E_1 con la carga obtenida:

$$CM = 3824 (71/2) = 136 000 \text{ lbs.}$$

Estribos CM = 61.5 Tons.

2).- Carga viva.- Es la correspondiente a la H-20-44 en

dos fajas de circulación, determinándose el valor máximo de la reacción por medio de líneas de influencia, En ambos casos do mina la carga de línea, y no se considera impacto.

Para la pila:

$$CV = 2 (89 \times 640 + 1.147 \times 26000)$$

$$CV = 173,600 \text{ lb.}$$

Pila CV = 78.5 Ton.

Para el estribo:

$$CV = 2 (71/2 \times 640 + 1.00 \times 26,000)$$

$$CV = 97,400 \text{ lbs.}$$

Estribo CV = 44.1 Ton.

3).- Temperatura.- Los cambios de temperatura en la super estructura producen fuerzas de "fricción por carga muerta", ho horizontales y aplicadas entre las placas inferiores y la placa y los pernos del apoyo; para la disposición de apoyos y juntas de dilatación de este problema, se considera del 2.5% de la -- carga muerta.

Para la pila .

$$T = 0.025 \times 144 = 3.60 \text{ Ton.}$$

Pila T = 3.6 Ton.

Para el estribo:

$$T = 0.025 \times 61.5 = 1.54 \text{ Ton.}$$

Estribo T = 1.54 Ton.

4).- Frenaje.-

Debido al frenaje que efectúan los vehículos que transitan por el puente, se produce una fuerza longitudinal que recibe totalmente el apoyo fijo y que se considera como el 5% de -

la carga viva.

Para la pila, el frenaje y el viento tangencial sobre - superestructura y carga viva, son absorbidos por el apoyo móvil por lo que no se toman en cuenta.

Para el estribo:

$$F = 0.05 \times 44.1 = 2.205 \text{ Ton.}$$

$$\underline{\text{Estribo } F = 2.2 \text{ Ton.}}$$

5).- Viento normal sobre superestructura y carga viva.-

Su cálculo se hizo al diseñar los marcos transversales;-- su intensidad resultó de $650 + 300 = 850 \text{ K/m.}$

Para la pila:

$$V_{NSV} = 850 \times 25.40 = 21.5 \text{ Ton.}$$

$$\underline{\text{Pila } V_{NS} = 21.5 \text{ Ton.}}$$

Para el estribo

$$V_{NSV} = 850 \times 21.65 = 18.4 \text{ Ton.}$$

$$\underline{\text{Estribo } V_{NS} = 18.4 \text{ Ton.}}$$

6).- Viento tangencial sobre superestructura y carga viva:

Por especificación, se considera el 25% del viento normal, con lo que se obtienen, para el:

$$\underline{\text{Estribo } V_{TS} = 4.6 \text{ Ton.}}$$

y como ya se dijo, para la pila no se toma en cuenta por absorberlo el apoyo móvil.

Por ser completamente distintas las cargas bajo la corona en el estribo y la pila, se obtendrán en los cálculos respectivos.

CALCULO DE UNA PILA

Por tener un sólo apoyo en cada pila, con un ancho de placa de asiento de 0.30 m, suponiendo un espesor de 0.60 m. para la corona, se da un ancho de 1.00 m. a la subcorona, con lo cual el ángulo de transmisión de esfuerzo en el concreto resulta de 30°. Los vuelos de la corona se dan de 0.10 m; el tamaño de la subcorona en sentido normal al puente, está regido por la distancia entre viguetas principales; siendo esta de 16' = 4.88 m, se le da a la subcorona 6.00 m. Las medidas detalladas de corona, subcorona, escalón y demás elementos de la pila, aparecen en el plano correspondiente. El procedimiento de cálculo consiste en suponer una pila, y luego revisarla para que soporte las combinaciones de cargas. Se revisa la pila número 3.

Cargas en la pila bajo la corona:

7).- Peso de la corona.-

$$P_c = 0.60 \left[1.20 \times 6.00 + \pi \times 0.60^2 \right] 2.4$$

$$\underline{P_c = 12 \text{ Ton.}}$$

8).- Peso propio.- En el peso de la mampostería que forma la pila; pueden distinguirse tres volúmenes, que con las dimensiones supuestas arrojan los siguientes valores:

Volumen a).

$$\frac{1.00 + 2.00}{2} 6.00 \times 17.65 = \underline{169.5 \text{ M}^3}$$

$$+ \frac{17.65}{3} \left[\pi(0.5^2 + 1.10^2) + \sqrt{\pi^2 0.5^2 1.10^2} \right] = 37.1 \text{ M}^3$$

Volumen b):

$$\frac{0.70}{3} (9.20 \times 3.20 + 8.20 \times 2.20 + \sqrt{29.4 \times 19.65}) = 17.1 \text{ M}^3$$

Volumen c):

$$0.36 \times 9.20 \times 3.20$$

$$\underline{10.6 \text{ M}^3}$$

$$\text{SUMA VOLLS. } \underline{234.3 \text{ M}^3}$$

$$P_p = 234.3 \times 2.2 = 515 \text{ Ton.}$$

En la sección "D" (desplante)

$$\underline{P_p = 515 \text{ Ton.}}$$

En la sección "E" (escalón): Vol = $234.3 - 27.7 = 206.6$

$$206.6 \times 2.2 = \underline{\text{Sección E.}}$$

$$\underline{P_p = 454 \text{ Ton.}}$$

9).- Peso del agua con N.A.M.E.-

$$P_A = \omega_A (V_T - V_S)$$

Tirante con N.A.M.E. en $P_3 = 16.64 \text{ m.}$

$$\text{en D: } V_T = 9.20 \times 3.20 \times 16.64 = 490$$

$$\text{en E: } V_T = 8.20 \times 2.2 \times 16.64 = 301$$

$$\text{en D y E: } V_S = \frac{1.06 + 2.20}{2} 16.64 \times 6.00 = 163.0$$

$$+ \frac{16.64}{3} \left[\pi (.53^2 + 1.10^2) + \sqrt{\pi^2 .53^2 1.1^2} \right] = 36.1$$

$$\therefore V_S = 199.1$$

$$\therefore \text{en "D" } P_A = (490 - 199.1) 1.1 = \underline{320 \text{ Ton.}}$$

$$\text{en "E" } P_A = (301 - 199.1) 1.1 = \underline{112 \text{ Ton.}}$$

Con N.A. Min en D = 13.0 Ton; en E = 1.3 Ton.

10).- Peso de la tierra.-

Sobre la sección del escalón no hay tierra \therefore en "E" ---

$$P_T = 0.$$

$$\text{En "D" } P_T = 1.6 \left[3.20 \times 9.20 - (17.1 + 10.6) \right]$$

$$\text{en D } \underline{P_T = 2.8 \text{ Ton.}}$$

11).- Empuje dinámico.-

El empuje que ejerce el agua sobre la pila está dado por la fórmula $E_D = K w \frac{v^2}{2g}$ en Ton/m² en que K = coeficiente que depende de la forma del tajamar de la pila, en este caso es igual a 2/3 por ser circular .

v = velocidad del agua en el tramo donde se encuentra la pila = 4.85 m/seg.

$$\therefore E_D = \frac{2}{3} \times 1.1 \times \frac{4.85^2}{19.62} = 0.875 \text{ Ton/m}^2.$$

en N.A.M.E. obra sobre un área

$$.16.64 \left(\frac{1.06 + 2.20}{2} \right) = 27.20 \text{ m}^2.$$

El empuje dinámico tanto en la sección de desplante como en la del escalón vale:

$$E_D = 0.875 \times 27.20$$

$$= \underline{23.8 \text{ Ton.}}$$

12).- Viento normal sobre la pila .-

Se considera de 100 K/m². Con N.A.M.E.

$$V_{NP} = 0.1 (1.20 \times 0.6 + 1.03 \times 1.01) = \underline{0.2 \text{ Ton.}}$$

$$\text{con NA Min } V_{NP} = 0.1 (120 \times 0.6 + 1.57 \times 16.72) = 2.7 \text{ Ton}$$

13).- Viento tangencial sobre la pila.-

Se considera también de 100 K/m². Con N.A.M.E. :

$$V_{TP} = 0.1 (7.20 \times 0.60 + 1.01 \times 7.03) = \underline{1.2 \text{ Ton.}}$$

$$\text{Con NA Min } V_{TP} = 0.1 (7.70 \times 0.60 + \frac{7.06+8.08}{2} \times 16.72) = 13.1 \text{ Ton}$$

14).- Subpresión.-

Puesto que el desplante se efectúa en el manto resistente se choy, que es una arcilla consolidada, el coeficiente de sub

presión puede considerarse de 0.2.

a).- Con N.A.M.E. para la sección D.

$$S = 0.2 \times 1 \times 29.44 \times 17.70 = \underline{104 \text{ Ton.}}$$

b).- Con N.A. Min. para la sección D.

$$S = 0.2 \times 29.44 \times 2.00 = \underline{11.8 \text{ Ton.}}$$

Para la sección E.

a) con N.A.M.E. $S = 0.2 \times 29.44 \times 16.64 = \underline{98 \text{ Ton.}}$

b) con N.A. Min $S = 0.2 \times 29.44 \times 0.93 = \underline{5.5 \text{ Ton.}}$

c).- Combinaciones de cargas.- Se ensayaron las siguientes combinaciones de cargas:

I.- Cargas permanentes: CM, CV, P_c, P_p, P_A, P_T, S y E_D.

II.- Cargas máximas CM, CV, T, F, V_{NS},

(Fatigas 140%) P_c, P_p, P_A, P_T, S, E_D, V_{NP}.

III.- Puente vacío, viento N y NAME: CM, T, V_{NS} (sin C.V).

(Fatigas 125%) P_c, P_p, P_A, P_T, E_D, S, V_{NP}

IV.- Igual al grupo III pero con N.A. Min.

En los grupos I y II, las combinaciones con NAME resultaron más desfavorables que con N.A. Min.

I).- Cargas permanentes:

Concepto	Sección de desplante (D)				Sección del escalón (E)			
	N	HORIZ.	BRAZO	My	N	H	B	My
CM	144				144			
CV	78.5				78.5			
P _c	12				12			
P _p	512				454			
P _A	320				112			
P _T	2.8				0			
S	-104				-98			
E _D		23.8	6.30	150		23.8	5.24	125
SUMAS	968.3	-	-	150	7025	-	-	125

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{I_y} x_m$$

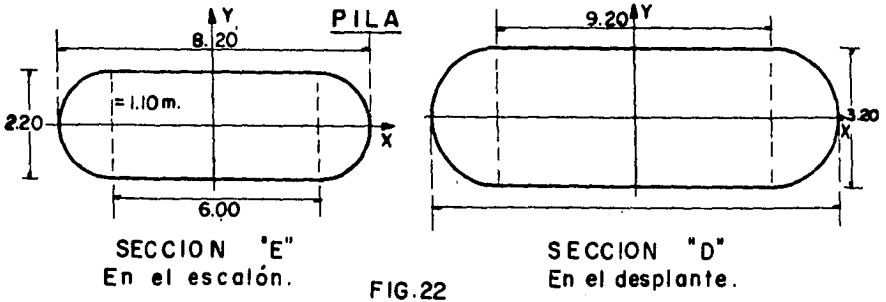
Propiedades de las secciones:

"D" Sección de desplante.

$$A = 3.20 \times 9.20 = 29.44 \text{ m}^2$$

$$x_m = 9.20/2 = 4.60 \text{ m.}$$

$$Y_m = 3.20/2 = 1.60 \text{ m.}$$



$$I_y = \frac{3.20 \times 9.20^3}{12} = 208 \text{ m}^4.$$

$$I_x = \frac{9.2 \times 3.2^3}{12} = 25 \text{ m}^4.$$

"E" Sección del escalón.

$$A = 6.20 \times 2.20 + \pi \times 1.10^2 = 17.40 \text{ m}^2$$

$$x_m = 8.20/2 = 4.10 \text{ m.}$$

$$Y_m = 2.20/2 = 1.10 \text{ m.}$$

$$I_y = \frac{2.20 \times 6.00^3}{12} + 1.10^2 \times \pi \times 3.00 + \frac{\pi \times 1.1^4}{4} = 74.9 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{6.00 \times 2.2^3}{12} + \frac{\pi \times 1.1^4}{4} = 6.5 \text{ m}^4$$

Llevando valores a la fórmula de la escuadría, para la combina

ción por cargas permanentes:

En la sección D:

$$f_D = \frac{968.3}{29.44} \pm \frac{150}{208} \quad 4.60$$

$$f_{D \max} = 36.4 \text{ T/m}^2 = 3.64 \text{ K/c}^2$$

$$f_{D \min} = 29.8 \text{ T/m}^2 = 2.98 \text{ K/c}^2.$$

En la sección E:

$$f_E = \frac{702.5}{17.40} \pm \frac{125}{74.9} \quad 4.10$$

$$f_{E \max} = 47.4 \text{ T/m}^2 = 4.74 \text{ K/c}^2$$

$$f_{E \min} = 33.6 \text{ T/m}^2 = 3.36 \text{ K/c}^2$$

Todas las fatigas obtenidas, son de compresión, y menores que la permisible de 6 K/c^2 , por lo que la pila resiste satisfactoriamente la combinación de cargas permanentes.

II.- Cargas máximas.- En esta condición de cargas, las especificaciones señalan un aumento en las fatigas permisibles de trabajo de 40% o sea la fatiga permisible para esta combinación de cargas será de:

$$6 \times 1.4 = 8.4 \text{ K/c}^2.$$

II.- Cargas máximas.-

	Sección de desplante (D)					Sección del escalón (E).				
	N	H	B	M _x	M _y	N	H	B	M _x	M _y
CM	144					144				
CV	78.5					78.5				
T		3.6	19.31	69.5			3.6	18.25	65.8	
V _{NS}		21.3	21.44		460		21.5	20.38		436
P _c	12					12				
P _p	515					454				
P _A	320					112				
P _T	2.8					0				
S	-104					-98				
E _D		23.8	6.30		150		23.8	5.24		124
V _{NP}		0.2	18.71		4		0.2	17.65		4
Σ	968.3			69.5	614	702.5			68.5	564

Las propiedades ya obtenidas de las secciones son:

PROPIEDADES	A m ²	I _x m ⁴	I _y m ⁴	X _m m.	Y _m m.
SECCION D	29.44	25	208	4.60	1.60
SECCION E	17.40	6.5	74.9	4.10	1.10

Las fatigas para la condición de cargas máximas son:

En la sección D:

$$f_D = \frac{968.3}{29.44} \pm \frac{614}{208} 4.60 \pm \frac{69.5}{25} 1.60$$

$$f_D = \max = 51.0 \text{ T/m}^2 = 5.10 \text{ K/c}^2.$$

$$f_D = \min = 15.0 \text{ T/m}^2 = 1.50 \text{ K/c}^2.$$

En la sección E.

Las fatigas obtenidas son menores que la permisible de -- 8.4 K/c²; en la sección del escalón se presenta f_{min} de tensión pero su valor es tan pequeño, que puede admitirse a sabiendas de que f_{max} aumentará ligeramente; por lo cual, la pila resis-

te satisfactoriamente la combinación de cargas máximas.

III.- Puente vacío, con viento N. y N.A.M.E. En esta condición de cargas, las especificaciones señalan un aumento en las fatigas permisibles de 25 % o sea la fatiga permisible para esta combinación de cargas será de:

$$6 \times 1.25 = 7.5 \text{ K/c}^2$$

III.- Puente vacío con viento N y N.A.M.E.

	Sección de desplante					Sección del escalón.				
	N	H	B	M _x	M _y	N	H	B	N _x	M _y
CM	144					144				
T		3.6	19.31	69.5			3.6	18.25	65.8	
VNSV		14.0	20.30		285		14.0	19.22		270
P _c	12					12				
P _p	515					454				
P _A	320					112				
P _T	2.8					0				
E _D		23.8	6.30		150		23.8	5.24		124
S	-104					-98				
VNP		0.2	18.71		4		0.2	17.65		4
	889.8			69.5	439	624.0			65.8	398

En la sección D:

$$f_D = \frac{889.8}{29.44} \pm \frac{439}{208} \quad 4.60 \pm \frac{69.5}{25} \quad 1.60$$

$$f_D \text{ max} = 44.5 \text{ Ton/m}^2 = 4.45 \text{ K/c}^2$$

$$f_D \text{ min} = 16.1 \text{ Ton/m}^2 = 1.61 \text{ K/c}^2$$

En la sección E.

$$f_E = \frac{624.0}{17.40} \pm \frac{398}{74.9} \quad 4.10 \pm \frac{65.8}{6.5} \quad 1.10$$

$$f_E \text{ max} = 68.8 \text{ T/m}^2 = 6.88 \text{ K/c}^2.$$

$$f_E \text{ min} = 3.0 \text{ T/m}^2 = 0.30 \text{ K/c}^2.$$

Las fatigas resultan todas de compresión, y menores que - la permisible de 7.5 K/c².

IV.- Puente vacío con viento N. y N.A.Min.

	Sección de desplante					Sección de escalón.				
	N	H	B	M _x	M _y	N	H	B	M _x	M _y
CM	144					144				
T		3.6	19.31	69.5	285		3.6	18.25	65.8	
VNSV		14.0	20.30				14.0	19.22		270
P _c	12					12				
P _p	515					454				
P _A	13					1.3				
P _T	2.8					0				
E _D		1.8	1.51		3		1.8	0.45		1
S'	-11.8					-5.5				
V _{NP}		2.7	9.69		26		2.7	8.63		23
Σ	675.0			69.5	314	605.8			65.8	294

En la sección D.

$$f_D = \frac{675}{29.44} \pm \frac{314}{208} 4.60 \pm \frac{69.5}{25} 1.60$$

$$f_D \text{ max} = 34.4 \text{ T/m}^2 = 3.44 \text{ K/c}^2$$

$$f_D \text{ min} = 11.6 \text{ T/m}^2 = 1.16 \text{ K/c}^2$$

En la Sección E.

$$f_E = \frac{605.8}{17.40} + \frac{294}{74.9} 4.10 + \frac{65.8}{6.5} 1.10$$

$$f_E \text{ max} = 62.0 \text{ T/m}^2 = 6.20 \text{ K/c}^2$$

$$f_E \text{ min} = 7.6 \text{ T/m}^2 = 0.76 \text{ K/c}^2$$

Las fatigas resultan todas de compresión y menores que la permisible y menores de 7.5 K/c².

La combinación II, de cargas máximas, resultó ser la más -
desfavorable.

La pila propuesta resiste todas las combinaciones de carga a que ha sido sujeta por lo cual se acepta.

CALCULO DE UN ESTRIBO.-

Las dimensiones del estribo están determinadas por el an
cho del camino, la distancia entre la rasante y la capa resis-
tente, y las fatigas permisibles del terreno. El ancho del es
tribo se hace de 7.60 m. que es suficiente para los 4.88 m. de
separación entre viguetas, y el ancho de la calzada. El terre
no natural se encuentra aproximadamente 8 metros abajo de la -
rasante; todas las dimensiones del estribo aparecen detalladas
en el plano correspondiente. El procedimiento de cálculo, co
mo en la pila, consiste en suponerse secciones e irlas revisan
do y modificando para que no se sobrepasen las fatigas permi
sibles. Se revisa el estribo de la figura, con corona y elemen-
to superior de concreto, y cuerpo principal de mampostería, de
tipo enterrado, permitiendo que derrame el terraplén de acceso
hacia el cauce, con lo cual se alivia el empuje de tierras y -
la obstrucción hidráulica que se hace es de poca importancia--
sin embargo para el cálculo no se toma en cuenta, para tener -
las condiciones mas desfavorables. Para invadidos por el te--
rraplén se prolonga la corona en un metro de cada lado, quedan
do así de 9.60 de ancho en vez de 7.60.m.S Se revisan la sec--
ción de desplante y la sección intermedia.

Sé habían obtenidos ya las cargas sobre la corona; las --
cargas bajo la corona serán:

Peso de la corona:

1).- $\frac{0.30 + 0.74}{2} \times 2.66 \times 9.60 \times 2.40$ 31.9 Ton.

2).- $0.60 \times 0.74 \times 7.60 \times 2.40$ 8.1 Ton.

Peso propio del cuerpo:

3).- $\frac{1.48 + 3.74}{2} \times 5.44 \times 7.60 \times 2.20$ 240 Ton.

4).- $\frac{3.74 + 6.00}{2} \times 10.90 \times 7.60 \times 2.20$ 879 Ton.

5).- $6.00 \times 0.50 \times 7.60 \times 2.20$ 51 Ton.

Peso de la corona + peso del cuerpo = Peso total = $\underline{P_p}$ 1210 Ton.

Brazos a la arista de volteamiento de la sección de des---
plante:

1).- $3.50 + 0.35 + \frac{0.74^2 + 0.74 \times 0.30 + 0.30^2}{3(0.74 + 0.30)}$ = 4.13 m.

2).- $3.50 + 0.35 - 0.74/2$ = 3.48 m.

3).- $(6.00 - 3.74) + \frac{3.74(3.74 + 1.48 + 0.42) + 1.48(1.48 + 1.09)}{3(3.44 + 1.48)}$ = 3.84

4).- $6.00 - \frac{6.00^2 + 6.00 \times 3.74 + 3.74^2}{3(6.00 + 3.74)}$ = 3.65 m.

5).- $\frac{6.00}{2}$ = 3.00 m.

Resumen:

Porciones	Peso (Ton).	Brazo (m).	Momento (Ton).
1	31.9	4.13	132
2	8.1	3.48	28
3	240	3.84	920
4	879	3.65	3200
5	<u>51</u>	3.00	<u>153</u>

SUMAS $P_p = 1210$ Ton.

$M = 4433$ Ton-m.

Peso de la tierra.-

$$P_T = \frac{(2.50 - 0.35 - 0.30) \times 8.10}{2} \times 7.60 \times 1.60 = \underline{91 \text{ Ton}}$$

$$\text{Brazo: } 6.00 - 1.85/3 = \underline{5.38 \text{ m.}}$$

Empuje de la tierra.

$$E_T = \frac{1.6}{2} \times 8.10^2 \times \tan^2 (45^\circ - \frac{30^\circ}{2}) \times 7.60$$

$$E_T = \frac{1.6}{2} \times 8.10^2 \times \frac{1}{3} \times 7.60 = \underline{134.5 \text{ Ton}}$$

$$\text{Brazo: } 11.40 + \frac{8.10}{3} = \underline{14.10 \text{ m.}}$$

Viento normal en el estribo.- Se considera que obra sobre un

área aproximada de 17 m² con una intensidad de 100 K/m²

$$V_{NE} = 17 \times 100 = \underline{1.70 \text{ Ton}}$$

$$\text{Brazo: } 17.44 - 1.07 = \underline{16.31 \text{ m.}}$$

Cuadro de cargas y momentos:

Concepto	N	H	Br.	M _v	M _H	M _x
CM	61.5		3.50	215		
CV	44.1		3.50	154		
Pp	1210		→	4433		
P _T	91		5.38	489		
E _T		134.5	14.10		1900	
V _{NE}		1.70	16.31			28
V _{NS+CV}		18.40	17.44			321
V _{NS}		11.90	17.44			208
T		1.54	17.44		27	
F		2.20	17.44		38	

Propiedades de la sección de desplante:

Ancho 7.60 m. Peralte 6.00 m.

$$\text{Area } 7.60 \times 6.00 = 45.60 \text{ m}^2$$

$$\text{Semiperalte } x = 3.00 \quad I_y = \frac{7.60}{12} \cdot 6.00^3 = 147 \text{ m}^4$$

I.- Cargas permanentes:

CM, CV, Pp, P_T y E_T

$$\Sigma N = 61.5 + 44.1 + 1210 + 91 = 1306.6 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_V = 215 + 154 + 4433 + 489 = 5291 \text{ Ton-m.}$$

$$\Sigma M_H = 1900 \text{ Ton-m.}$$

$$\Sigma M_V - \Sigma M_H = 5291 - 1900 = 3391 \text{ Ton-m.}$$

$$\Sigma F_H = 134.5$$

Coefficiente de volteamiento:

$$C_V = \frac{5291}{1900} > 2$$

Coefficiente de deslizamiento:

$$C_D = \frac{1306.6 \times 0.5}{134.5} > 2$$

$$a = \frac{\Sigma M_V - \Sigma M_H}{N} = \frac{3391}{1306.6} = 2.57$$

$$e = 3.00 - 2.57 = 0.43$$

$$M_y = 1306.6 \times 0.43 = 570$$

$$f = \frac{1306.6}{45.60} \pm \frac{570}{147} \quad 3.00$$

$$f = 29 \pm 12$$

$$f_{\max} = 41 \text{ T/m}^2 = 4.1 \text{ K/c}^2$$

$$f_{\min} = 17 \text{ T/m}^2 = 1.7 \text{ K/c}^2$$

Por cargas permanentes la sección supuesta trabaja satisfactoriamente.

II.- Cargas permanentes y eventuales.-

CM, CV, Pp, P_T, E_T, T, F, V_{NS}, V_{NE}.

$$\Sigma N = 1306.6 \text{ Ton; } M_x = 349 \text{ Ton-m.}$$

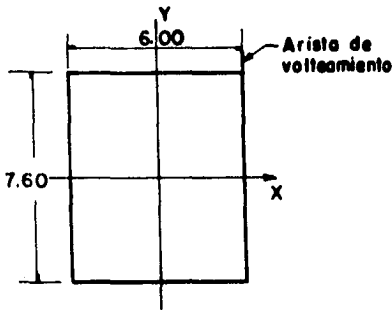
$$\Sigma F_H = 134.5 + 1.54 + 2.20 = 138.3 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_V = 5291 \text{ Ton-m.}$$

$$\Sigma M_H = 1900 + 27 + 38 = 1965 \text{ T-m.}$$

$$\Sigma M_V - \Sigma M_H = 5291 - 1965 = 3326 \text{ T-m.}$$

En la sección de desplante:



Sección de desplante
FIG. 23

$$I_y = \frac{7.60}{12} \times 6.00^3 = 147 \text{ m}^4.$$

$$I_x = \frac{6.00}{12} \times 1.60^3 = 220 \text{ m}^4.$$

$$y = \frac{7.60}{2} = 3.80; \quad x = \frac{6.00}{2} = 3.00$$

$$\therefore a = \frac{3326}{1306.6} = 2.53 \quad ; \quad e = 3.00 - 2.53 = 0.47$$

$$M_y = 1306.6 \times 0.47 = 620 \text{ T-m.}$$

$$f = \frac{1306.6}{45.60} \pm \frac{620}{147} \quad 3.00 \pm \frac{349}{220} \quad 3.80$$

$$f = 29 \pm 13 \pm 6$$

$$f_{\max} = 48 \text{ T/m}^2 = 4.8 \text{ K/c}^2.$$

$$f_{\min} = 10 \text{ T/m}^2 = 1 \text{ K/c}^2.$$

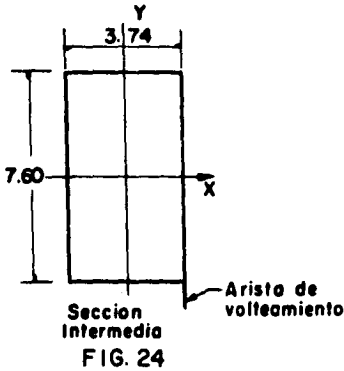
$$C_v = \frac{5291}{1965} > 2$$

$$C_D = \frac{1306.6 \times 0.5}{138.3} > 2$$

III.- Igual al grupo II pero sin C_V , resultan prácticamente las mismas fatigas que en el caso anterior, por la gran desproporción que existe entre el peso propio y la carga -- viva.

Puede concluirse que la sección supuesta satisface en el desplante, las diversas combinaciones de carga a que está sujeta.

Sección Intermedia.-



Propiedades:

Ancho 7.60 m; Peralte 3.74 m.

Area 7.60 x 3.74 = 28.5 m².

$$I_y = \frac{7.60 \times 3.74^3}{12} = 33.2 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{3.74 \times 7.60^3}{12} = 137 \text{ m}^4$$

Cargas.- Peso propio:

Porciones	N	Brazo	M
1)	31.9	4.13-3.50+1.24 = 1.87	57
2)	8.1	3.48-3.50+1.24 = 1.22	10
3)	<u>240</u>	3.65-3.50+1.24 = 1.59	<u>380</u>
Pp =	<u>280 Ton</u>		<u>M=447 T-m.</u>

Las demás cargas permanecen iguales, y se modifican los momentos y brazos en la forma siguiente:

Concepto	N	H	Br	M _v	M _H	M _x
CM	61.5		1.24	76		
CV	44.1		1.24	55		
Pp	280		—	447		
P _T	91		3.12	284		
E _T		134.5	2.70		360	
V _{NE}		1.70	4.91			9
V _{NS+CV}		18.40	6.04			112
V _{NS}		11.90	6.04			72
T		1.54	6.04		9	
F		2.20	6.04		13	

I.- Cargas permanentes: CM, CV, Pp, P_T, E_T

$$\Sigma N = 4/6.6 \text{ Ton}$$

$$\Sigma F_H = 134.5 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_V = 862 \text{ Ton-m.} \quad \Sigma M_H = 360 \text{ T-m.}$$

$$\Sigma M_V - \Sigma M_H = 502 \text{ Ton-m.}$$

$$C_V = \frac{862}{360} > 2 \quad C_D = \frac{476.6 \times 0.7}{134.5} > 2$$

$$a = \frac{5.02}{476.6} = 1.06 \quad ; \quad e = \frac{3.74}{2} - 1.06 = 0.81$$

$$M_y = 0.81 \times 476.6 = 385 \text{ Ton-m.}$$

$$f = \frac{476.6}{28.5} \pm \frac{385}{33.2} \quad 1.87$$

$$f = 16.7 \pm 21.6$$

$$f_{\min} = -4.9 \text{ T/m}^2; \quad f_{\min} = 0.49 \text{ K/c}^2 \quad \text{tensión} < 1 \text{ K/c}^2.$$

Como se presenta tensión, la fatiga máxima de compresión se ob tiene para la sección reducida:

$$f_{c.\max} = \frac{2}{3} \frac{476.6}{1.06 \times 760} \doteq 4 \text{ K/c}^2$$

II.- Cargas permanentes y eventuales.

$$\Sigma N = 476.6 \text{ Ton}; \quad \Sigma F_H = 138.2 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_V = 862 \text{ T-m.}$$

$$\Sigma M_H = 360 + 9 + 13 = 382 \text{ T-m.}$$

$$\Sigma M_V - \Sigma M_H = 480 \text{ T-m.}$$

$$\Sigma M_x = 9 + 112 = 121 \text{ T-m.}$$

$$a = \frac{480}{476.6} = 1.01; \quad e = 1.87 - 1.01 = 0.86$$

$$M_y = 0.86 \times 476.6 = 410 \text{ T-m.}$$

$$f = \frac{476.6}{28.5} \pm \frac{410}{32.2} \quad 1.87 + \frac{121}{137} \quad 3.80$$

$$f = 16.7 \pm 23 \pm 3.3$$

$$f_{\min} = - 9.6 \text{ T/m}^2 = 0.96 \text{ K/c}^2 \text{ tensión } < 1 \text{ K/c}^2$$

$$f_{c.\max} = \frac{2}{3} \frac{476.6}{1.01 \times 7.6} = 4.2 \text{ K/c}^2$$

$$C_V = \frac{862}{382} > 2 \quad C_D = \frac{476.6 \times 0.7}{138.2} > 2$$

III.- Igual al grupo II pero sin carga viva.

$$\Sigma N = 476.6 - 44.1 = 432.5 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_V = 862 - 55 = 807 \text{ T-m.}$$

$$\Sigma M_H = 360 + 9 = 369 \text{ T-m.}$$

$$\Sigma M_x = 9 + 72 = 81 \text{ T-m.}$$

$$\Sigma M_V = \Sigma M_H = 807 - 369 = 438 \text{ T-m.}$$

$$a = \frac{438}{432.5} = 1.01$$

$$e = 1.87 - 1.01 = 0.86$$

$$M_y = 0.86 \times 432.5 = 371 \text{ T-m.}$$

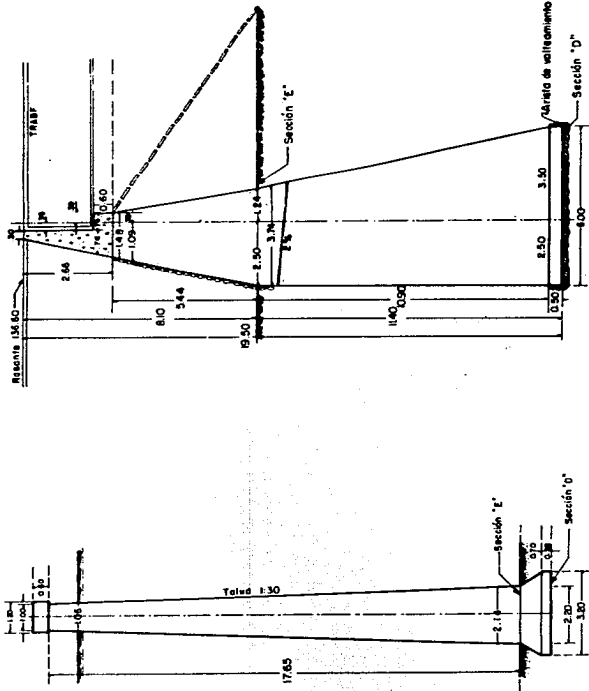
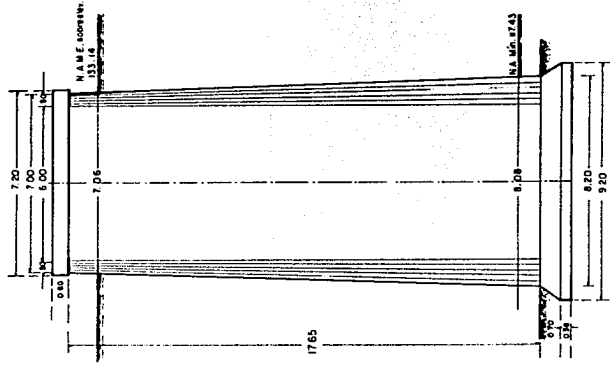
$$f = \frac{432.5}{28.5} \pm \frac{371}{33.2} 1.87 \pm \frac{81}{137} 3.80$$

$$f = 15.3 \pm 20.9 \pm 2.2$$

$$f_{\min} = - 7.8 \text{ T/m}^2 = 0.78 \text{ K/c}^2 \text{ tensión } < 1 \text{ K/c}^2$$

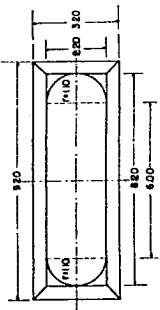
$$f_{\max} = \frac{2}{3} \frac{432.5}{1.01 \times 7.6} = 4 \text{ K/c}^2$$

El estribo propuesto satisface todas las condiciones de carga a que ha sido sujeto tanto en la sección intermedia como en la de desplante, por lo que se acepta.

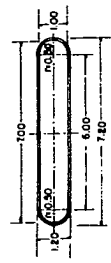


P I L A N º 3

ESTRIBO N º 1



PLANTA DESPLANTE Y ESCALON



PLANTA CORONA Y SUB-CORONA

UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NAL. DE INGENIERIA
RIO CONCHOS
SUBESTRUCTURA
TESIS PROFESIONAL DE
FCO JAVIER LABORDE CANCINO
México, D. F. 1956
PLANO N º 6

3.- CONSTRUCCION.-

Trabajos previos.- Deberán ensayarse con anticipación los materiales que van a ser utilizados en la construcción. Para tal objeto se remitirán a un laboratorio de ensaye muestras de materiales de grava, arena, cemento, fierro de refuerzo etc. a fin de que sean aprobados para su aplicación. Los bancos de préstamos aconsejables, aparecen al principio del capítulo primero, en datos de construcción.

Se fijarán en el terreno las estacas correspondientes a los ejes de estribos y pilas, poniendo referencias fuera del cauce y del área probable del trabajo. Una vez localizadas perfectamente las estacas y aprobados los materiales de construcción por el laboratorio, se fijan los límites de las excavaciones. Estas excavaciones deben efectuarse en época de estiaje, para facilitar el bombeo y evitar crecientes que pueden azolvar y entorpecer notablemente las excavaciones. Aún en -

la época de estiaje, al hacer la excavación de un elemento de la subestructura, conviene proteger la excavación por medio de un bordo, con lo cual se facilita el bombeo. La excavación para pilas y estribos puede empezarse a cielo abierto; en la parte inferior se requieren ataguías.

Como en el presente caso se tienen dos estribos y seis pilas, se puede empezar el trabajo efectuando la excavación de tres o cuatro elementos simultáneamente; en la parte inferior de la excavación se hará un colado de concreto bajo el agua, para sellar su flujo, poder trabajar en seco, y ahorrar bombeo.

Inmediatamente se procede a construir la mampostería que se usará en la construcción de la subestructura; será de tercera clase, o sea con piedra sin labrar, asentada con mortero de cemento; la piedra debe ser de buena calidad, homogénea, fuerte, durable y resistente a la acción de los agentes atmosféricos y no tendrá partes alteradas o desintegradas; deben ser de dimensiones apropiadas, y se desechan las que afecten, forma de lajas o cantos rodados; no serán menores de 30 x 40 x 60 cm; las caras de asiento quedarán paralelas al lecho de formación de la cantera.

El mortero de cemento para asentar y rejuntar las piedras, será compuesto de una parte de cemento portland y tres de arena, agregando el agua necesaria para dar una consistencia apropiada. La arena que se usa en el mortero, deberá ser cribada por la malla de 1/4" inclinada 45°. Las piedras deben ser limpiadas y mojadas antes de colocarse, y deben colocarse en tamaño decreciente de abajo hacia arriba; las aristas de los cuerpos por mampostar se determinan por medio de hilos o

alambres, que son sostenidos por marcos de madera que impiden su movimiento, verificando en cualquier momento su perfecta posición.

Al colocar las coronas de estribos y pilas, se dejarán cajas que permitan la colocación posterior de los pernos de anclaje de los apoyos, verificando perfectamente la elevación que corresponda al plano de las coronas. Las formas para las coronas pueden removerse a los tres días de colado el concreto, y entonces se procede a la colocación de las placas inferiores de los apoyos.

Los drenes para los estribos serán de 10 cm. de diámetro y se colocarán a una distancia de tres metros, lo más bajo posible y con 2% de pendiente. El relleno de las excavaciones se hará por capas horizontales de 30 cm. de espesor, apisonadas. El acabado de las partes visibles de la subestructura será saneado, siguiendo las juntas reales de la mampostería.

Para el montaje deben almacenarse previamente los materiales, ordenados, y colocados en plataformas que los protejan de la humedad. El procedimiento consiste en colocar las trabes en su posición correcta por medio de plumas y cables, primero las correspondientes a los tramos de anclaje, levantándolas desde el cauce con dos plumas y se apoyan provisionalmente en apoyos de madera que luego son reemplazados por los definitivos. Las trabes de los tramos suspendidos son las últimas que se montan, y una vez colocadas en su posición correcta, se procede a poner los pasadores de las articulaciones, y a remachar los diafragmas y juntas de dilatación.

Los remachados se harán ajustando la compresora en una -

presión de 110 lb/pulg², para poder obtener en las remachado--
ras una presión de 90 lb/pulg². Los remaches se calientan has--
ta el "rojo cereza claro" y deben colocarse cuando estén ca---
lientes y libres de escoria o adherencias, supervisando la fir--
meza del entibado, y que el remachador dé forma correcta a la--
cabeza del remache que se requiera.

Una vez construido todo el sistema de vigas principales,
marcos transversales y contraventeo, se procede a la construc--
ción del sistema de piso. Se construyen los moldes de la losa,
que se apoyarán en las trabes y marcos transversales: se colo--
can las varillas de refuerzo en su posición correcta por medio
de escantillones metálicos o de concreto, y amarres de alambre
o soldadura; se colocan los drenes, y las losas se cuelan en -
una sola operación hasta una junta de construcción que estará--
colocada donde principia la base de la guarnición, debiendo --
necesariamente colarse primero las losas de los tramos de an--
claje, y después las de los tramos suspendidos. Después de -
24 horas de colada la losa, como mínimo, se colocarán las pilas--
tras del parapeto o las varillas de las mismas y se colarán -
en una misma operación, para cada tramo de puente, con las ---
guarniciones. La losa de cada tramo podrá descimbrarse como -
mínimo a los 21 días de haberse efectuado el colado. Una vez--
que haya sido descimbrada la superestructura, se continúa la -
construcción del parapeto. Se limpia la superficie de la losa
y se pone en la calzada la capa asfáltica de 1/2" = 1.27 cm de
espesor. Se dan a las viguetas dos manos de pintura anticorro--
siva, siendo la última de color aluminio. El puente se abridá
al tránsito a los 28 días, como mínimo después de haberse efec--

tuado el último colado.

El acero de refuerzo deberá ser estructural, de graduación media; deberá almacenarse en lugares protegidos. Las varillas deben doblarse en frío, antes de ponerlas en los moldes.

El concreto que se utilizará en la superestructura será clase "AA" y un revenimiento de 5 cm. usando vibrador al hacer el colado. El agregado fino, consistirá en arena que haya pasado satisfactoriamente los análisis de laboratorio, y el mortero de una parte de cemento y tres de arena, debe tener una resistencia no menor del 100% del que desarrolle el mortero de las mismas proporciones y consistencia hecho con el mismo cemento y arena de Ottawa. El agregado grueso puede ser grava o -- piedra quebrada que conste de partículas limpias, de roca resistente, durable a la acción de agentes atmosféricos. El agua que se use deberá ser limpia, libre de aceites, ácidos, álcalis y sustancias orgánicas. El agua del río, y la arena y la grava de los bancos mencionados en los datos de construcción, cumplen en general con todos estos requisitos.

El cemento se almacenará en bodegas a prueba de intemperie, con el piso a suficiente altura sobre el suelo para evitar humedades.

Los materiales del concreto, graduados, se mezclarán en revolvedoras de tal modo que se garantice la homogeneidad de la revoltura durante un minuto. El colado en los moldes se hará inmediatamente después de hecha la revoltura y no se usará concreto que no pueda llegar a su destino final 20 minutos después de su hidratación. No deberá dejarse caer el concreto de una altura mayor de 1.50 m.

La residencia hará la inspección final de todo el trabajo, indicando al contratista los defectos subsanables. Una vez -- terminada la construcción del puente se procede a hacer una -- limpieza general, retirando obras falsas, material inútil y - excedente, basura etc. se deberá desalojar del derecho de vía toda la maquinaria, equipo y material sobrante.

Programa de trabajos.- Con objeto de tener una estima-- ción suficientemente aproximada del avance de la construcción del puente, se elabora un programa de trabajo que deberán aceptar la empresa y el contratista. El programa depende de los - útiles, maquinaria y capacidad del contratista, y de la urgen-- cia de la obra; en este programa se supondrán condiciones y po sibilidades medias. El programa depende también de la época - en que se haga el trabajo y de las condiciones metereológicas del lugar; en este caso los informes de campo indican que en la época de estiaje no hay necesidad de trabajar en la corriente, por lo que el comienzo de las obras se hace aprovechando las-- épocas de estiaje y fin de la temporada de lluvias en la re--- gión.

Como es obvio, el programa está basado esencialmente en-- la experiencia para esta clase de trabajos, por lo cual aquí-- se expondrá un programa relativamente tosco y teórico.

El campamento requerirá quince días para su instala--- ción. El comienzo de las obras se hace aprovechando las épo-- cas de estiaje y fin de la temporada de lluvias en la región.

Las excavaciones, suponiendo que se dispone de dragas de $3/4$ de $yd^3 = 0.573 m^3$, y sabiendo que el número aproximado de-

excavaciones es del orden de los 10 000 m³, considerando un ciclo por minuto, eficiencia de 80% y turnos de 8 horas diarias: ciclos por día: 8 x 60 x 0.8 = 384 ciclos/día.

Aceptando una eficiencia mecánica de 90%.

$$384 \times 0.573 \times 0.9 = 198 \text{ m}^3/\text{día.}$$

El número necesario de días hábiles para excavaciones será:

$$\frac{10000}{198} \doteq 50 \text{ días.}$$

Para las mamposterías y colado de coronas, suponiendo un avance por turno de 8 horas de 20 m³, y trabajando un turno diario.

$$\frac{2560 \text{ m}^3}{20 \times 1} = 128 \text{ días.}$$

Para el transporte de trabes del campamento a su lugar de colocación se requerirán 10 días; para arreglar defectos de trabes durante el transporte, y remachado de empalmes, 10 días; para el montaje se consideran 2 días por tramo, o sean 6 x 2 = 12 días; para el remachado de juntas de dilatación, articulaciones y marcos transversales 25 días; resultan 47 días hábiles necesarios para el montaje.

En el colado del sistema de piso se requieren 20 días para cada tramo de anclaje, y 20 días para cada dos tramos suspendidos; se requerirán $3 \times 20 + \frac{20}{2} \times 4 = 100$ días para colar todo el sistema de piso. Para el colado de las pilastras y la viga del parapeto se asignan 27 días.

La pintura del acero estructural puede hacerse con dos cuadrillas de 7 pintores; rendimiento 10 m² por 8 horas por pintor. Cantidad de obra: $(1.65 + 0.30) 177.80 = 346 \text{ m}^2$;

$$346 \text{ m}^2 \times 2 \text{ viguetas} \times 2 \text{ caras} = 1380 \text{ m}^2.$$

tomando en cuenta un 60% por concepto de los otros elementos--

$$1380 \times 1.60 = 2210 \text{ m}^2$$

$$\frac{2210}{2 \times 7 \times 10} \doteq 15 \text{ días.}$$

Se consideran quince días para limpia final y levantamiento del campamento. Aparece a continuación un cuadro de avance de trabajos.

PROGRAMA DE TRABAJOS											
CONCEPTO	M E S E S										
	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.
CAMPAMENTO	■										
EXCAVACIONES		■	■	■							
MAMPOSTERIAS Y COLADO CORONAS			■	■	■	■	■	■			
MONTAJE						■	■				
COLADO DEL SISTEMA DE PISO							■	■	■	■	
COLADO DEL PARAPETO										■	
PINTURA											■
LIMPIA FINAL											■

FIG. 25

P R E S U P U E S T O .

A continuación se presenta el presupuesto del puente de acuerdo con los resultados obtenidos en el proyecto definitivo.

1.- SUPERESTRUCTURA.-

CONCEPTO.	CANTIDAD	UNIDAD	P. U.	IMPORTE.
Concreto en losa	344.2	M ³	380.00	\$130,796.00
Concreto en parapeto	22.0	M ³	530.00	11,660.00
Acero de refuerzo.	49,800	Kg.	2 2.80	139,440.00
Acero estructural	119,600	Kg.	3.60	430,560.00
Apoyos especiales	4,671	Kg.	7.50	35,032.50
Capa asfáltica	1,305	M ²	6.50	8,482.50
Drenes.	108	Pza.	21.00	<u>2,208.00</u>
		SUMA		758,179.00
		5 % IMPREVISTOS SOBRE \$ 758,179.00		<u>37,908.95</u>
		PRESUPUESTO INICIAL SUPERESTRUCTURA		795,087.95
		Costo capitalizado por conservación:		
		(119.6 + 4.671) x \$ 250/Ton.		<u>31,067.75</u>
		PRESUPUESTO TOTAL SUPERESTRUCTURA.		<u><u>\$ 836,155.70</u></u>

2.- SUB E S T R U C T U R A.-

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P. U.	IMPORTE.
Concreto en coronas	63.2	M ³	300.00	\$ 18,960.00
Acero de refuerzo.	3130	Kg.	2.80	8,764.00
Mampostería de 3a.	2405	M ³	100.00	240,500.00
Excavaciones.	3640	M ³	varía.	58,007.50
Atagüías.	1086	M ²	125.00	135,750.00
Bombeo 6".	1728	hrs	10.15	17,539.20
Rellenos.	2024	M ³	2.80	5,754.00
Concreto colado en- agua.	98	M ³	273.00	26,754.00
Zampeado mortero 1:5	320	M ³	80.00	<u>25,600.00</u>
			SUMA	537,541.90
	10 % Imprevistos.			<u>53,754.19</u>
PRESUPUESTO INICIAL SUBESTRUCTURA:				\$ 591,296.09
Costo capitalizado por conservación:				
	\$ 25,600 x 1.25			<u>32,000.00</u>
PRESUPUESTO TOTAL SUBESTRUCTURA:				\$ 623,296.09
PRESUPUESTO TOTAL DEL PUENTE:				
1).- Superestructura :				836,155.70
2).- Subestructura.				<u>623,296.09</u>
T O T A L:				<u><u>\$ 1,459,451.79</u></u>

PRESUPUESTO POR METRO DE PUENTE:

$$\frac{1,459,451.79}{177.80} = \$ 8200$$

B I B L I O G R A F I A . -

Economics of Highway Bridge Types.

C.B. Mc. Cullough.

A.A.S.H.O.

Standard Specifications.

for Highway Bridges.

Structural. Engineering

Milo S Ketchum.

Highway Bridges.

John Edward Kirkham.

Modern Framed Structures

J.B.Johnson, C.W. Bryan, F. E. -

Turneaure.

Design of Modern Steel Construction.

Linton E. Grinter.

Manual Steel Construction A. I. S. C.

Structural Design in Steel.

Thomas Clark Shedd.