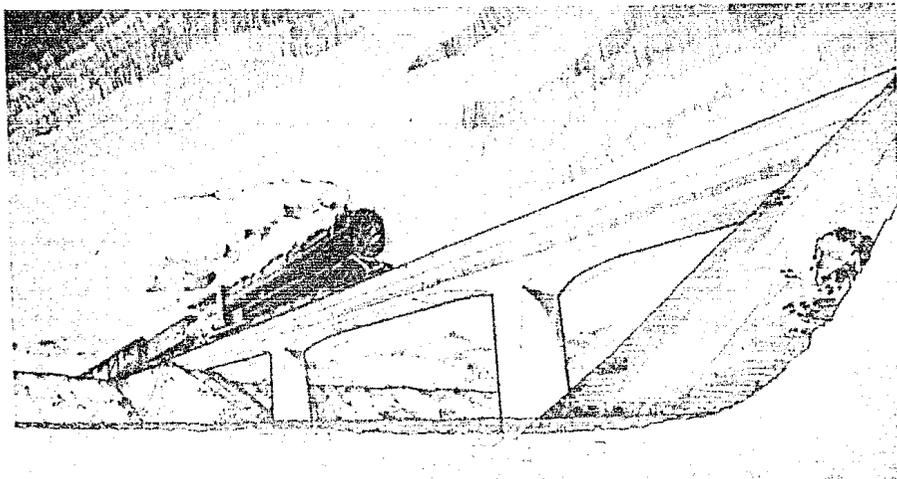


# p u e n t e   d e l   c a p i r o



# t e s i s

que presenta el  
pasante Guillermo  
Gargollo Divás en  
su examen profe-  
sional para obte-  
ner el título de  
ingeniero civil  
mexico.d.f. nov. 1938



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## CAPITULO I.

### ESTUDIOS PRELIMINARES

#### Generalidades:

En el vasto programa de construcción de líneas de ferrocarril del gobierno actual, una de las principales líneas en construcción es la que partiendo de la población de Caltzonzin termina en la población de Apatzingán.

Esta línea entre los kilómetros 624 y 625 cruza el arroyo del Capire.

La estación de Caltzonzin se encuentra en el Estado de Michoacán en el kilómetro 593 de la línea México-Uruapan.

La línea mencionada (Caltzonzin-Apatzingán), forma parte, en el tramo Caltzonzin-Coróndiro (Km. 593 a 605), de la vía que irá a Zihuatanejo.

#### Descripción del Arroyo del Capire:

El cruce con el arroyo se efectúa en el kilómetro 624+330 y es ligeramente esviado formándose entre la línea y la dirección general del cauce un ángulo de  $70^{\circ}$ .

El régimen del arroyo es torrencial, seco durante la mayor parte del año, registrándose crecientes en la temporada de lluvias hasta de 234 metros cúbicos por segundo.

El cauce es amplio, el lecho está formado por una capa de cantos rodados de 40 a 60 cm. que descansa sobre una arcillosa compacta con resistencia de 5 a 6 Kgr/cm<sup>2</sup>. A algunos metros de profundidad se encuentra roca firme (Felsita).

El lugar del cruce quedó fijado por los alineamientos anteriores y posteriores al puente que son tangentes de varios kilómetros y por la posición de los arroyos cercanos que por sus ramificaciones obligan dicho trazo con el fin de obtener el menor número de obras de arte.

La topografía y el corte geológico en el lugar del cruce pueden verse en la lámina núm. 1.

#### Anteproyectos:

Habiéndose escogido el lugar del cruce y la cota de rasante se hicieron varios anteproyectos con el fin de determinar el tipo de estructura más económica, conveniente para salvar la corriente.

En las láminas núms. II y III pueden verse los datos sobresalientes de cinco anteproyectos, de los cuales los cuatro primeros son de traveses remachados que descansan en estribos y pilas de mampostería, y el último de puente continuo de concreto de tres claros iguales de 15.50 m. cada uno.

Las dimensiones y peso de las traveses remachados se calcularon por comparación con las estructuras proyectadas anteriormente para los puentes de Chachalaca, Cóbano, Marqués, etc.

Los estribos y pilas de mampostería se proyectaron haciendo un estudio rápido de las fuerzas que obran en ellos y procurando que las fatigas de la mampostería y del terreno no excedieran de las fatigas de trabajo adoptadas.

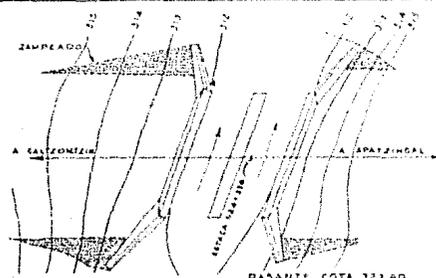
Las estructuras de concreto se proyectaron en forma semejante a la que se desarrolla en el Capítulo II, considerando únicamente los esfuerzos de frenado, cargas viva y muerta que son las dominantes y despreciando esfuerzos secundarios debidos a cambios de temperatura, empujes de tierras, etc.

Del estudio presentado en las láminas siguientes se ve que el puente de concreto es el proyecto más económico, y además presenta numerosas ventajas sobre los demás como son:

- (1) la de intervenir en su construcción materiales exclusivamente mexicanos.
- (2) la de ser una de las partidas más fuertes la de mano de obra, lo que beneficia directamente a los trabajadores del lugar, cosa que no sucedería con los puentes de traveses remachados en los que la partida más fuerte es el costo de las traveses, las cuales por sus dimensiones, tendrían que ser importadas.
- (3) por ser prácticamente nulo el costo de conservación.
- (4) Por la esbeltez y aspecto estético de la estructura.

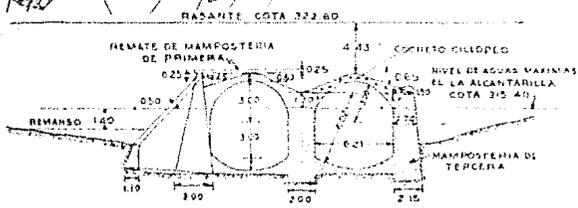
# LAMINAS-II y III

## ANTEPROYECTOS Y ESTUDIOS ECONOMICOS DE ESTRUCTURAS PARA CRUZAR EL ARROYO DEL CAPIRE

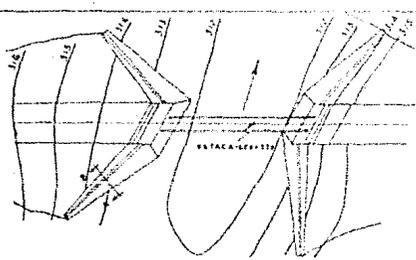


### PRESUPUESTO

CONCEPTO	CANT.	UN.	P.UNIT.	TOTAL
EXCAVACION	1235	M <sup>3</sup>	8.00	9880.00
MAMPOSTERIA DE TERCERA	1103	M <sup>3</sup>	30.00	33090.00
CONCRETO CICLOPEO	202	M <sup>3</sup>	50.00	10100.00
MAMPOSTERIA DE PRIMERA	13	M <sup>3</sup>	75.00	975.00
ZAMPEADO	300	5.00	1500.00	
TERRAPLEN	4100	M <sup>3</sup>	1.50	6150.00
<b>TOTAL</b>				<b>61695.00</b>
ADMINISTRACION Y VIGILANCIA 20% DEL TOTAL				12339.00
CONSERVACION 1% DEL TOTAL CAPITALIZADO AL 6%				1023.80
<b>COSTO TOTAL</b>				<b>84857.80</b>



**ANTEPROYECTO-Nº1**  
**ALCANTARILLA DOBLE DE MAMPOSTERIA CON ESTRIBOS EN ALERO.**

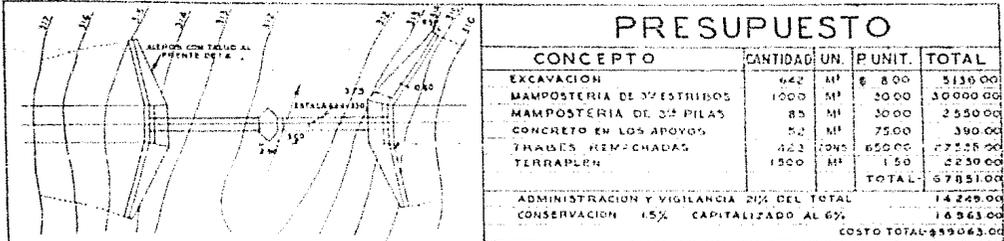


### PRESUPUESTO

CONCEPTO	CANTIDAD	UN.	P.UNIT.	TOTAL
EXCAVACION	669	M <sup>3</sup>	8.00	5352.00
CONCRETO SIMPLE	12	M <sup>3</sup>	75.00	900.00
MAMPOSTERIA DE 3º	840	M <sup>3</sup>	30.00	25200.00
DOS TRAMES DE 80 PIES	40	TONS.	650.00	26000.00
TERRAPLEN	3000	M <sup>3</sup>	1.50	4500.00
<b>TOTAL</b>				<b>61952.00</b>
ADMINISTRACION Y VIGILANCIA 20% DEL TOTAL				12390.40
CONSERVACION 15% CAPITALIZADO AL 6%				15488.00
<b>COSTO TOTAL</b>				<b>89830.40</b>

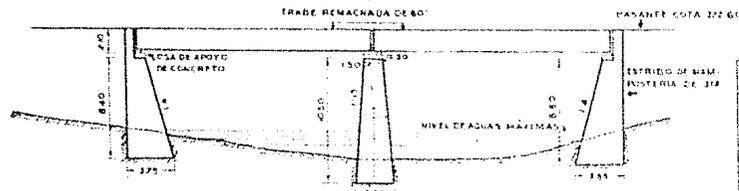


**ANTEPROYECTO-Nº2**  
**PUENTE DE UNA TRAME REMACHADA DE OCHENTA PIES APOYADA EN ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA CON ALEROS**

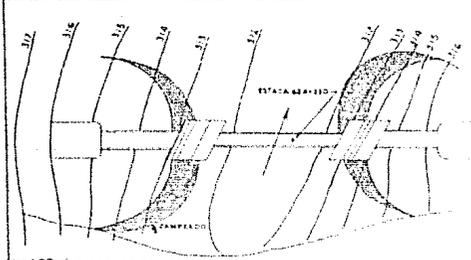


### PRESUPUESTO

CONCEPTO	CANTIDAD	UN.	P.UNIT.	TOTAL
EXCAVACION	642	M <sup>3</sup>	8.00	5136.00
MAMPOSTERIA DE MESTRIBOS	1000	M <sup>2</sup>	30.00	30000.00
MAMPOSTERIA DE 3/4 PILAS	85	M <sup>2</sup>	30.00	2550.00
CONCRETO EN LOS APOYOS	52	M <sup>3</sup>	75.00	3900.00
TRABES REMACHADAS	423	TONS	650.00	275085.00
TERRAPLEN	1500	M <sup>3</sup>	1.50	2250.00
<b>TOTAL</b>				<b>67851.00</b>
ADMINISTRACION Y VIGILANCIA 20% DEL TOTAL				14249.00
CONSERVACION 15% CAPITALIZADO AL 6%				16563.00
<b>COSTO TOTAL</b>				<b>98663.00</b>

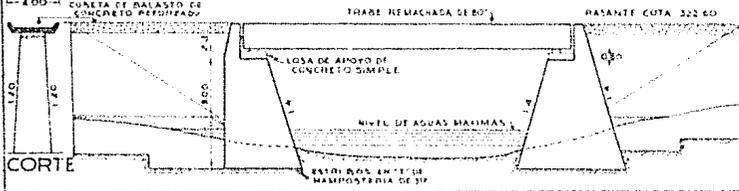


**ANTEPROYECTO N°3**  
 PUENTE DE DOS TRABES - REMACHADAS DE SESENTA PIES CON PILA Y ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA CON ALEROS.

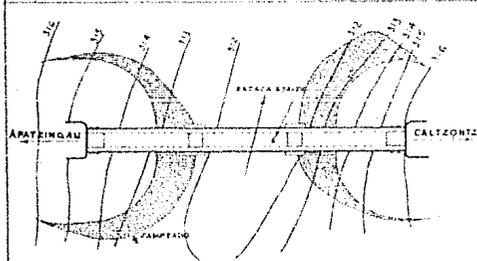


### PRESUPUESTO

CONCEPTO	CANTIDAD	UN.	P.UNIT.	TOTAL
EXCAVACION	503	M <sup>3</sup>	8.00	4024.00
CONCRETO SIMPLE	12	M <sup>3</sup>	75.00	900.00
CONCRETO REFORZADO	30	M <sup>3</sup>	150.00	4500.00
MAMPOSTERIA DE 3/4	676	M <sup>2</sup>	30.00	20280.00
TRABE REMACHADA DE 60'	40	TONS	650.00	26000.00
TERRAPLEN	1500	M <sup>3</sup>	1.50	2250.00
ZAMPEADO	281	M <sup>2</sup>	5.00	1405.00
<b>TOTAL</b>				<b>62719.00</b>
ADMINISTRACION Y VIGILANCIA 21% DEL TOTAL				13171.00
CONSERVACION 15% CAPITALIZADO AL 6%				15680.00
<b>COSTO TOTAL</b>				<b>91570.00</b>

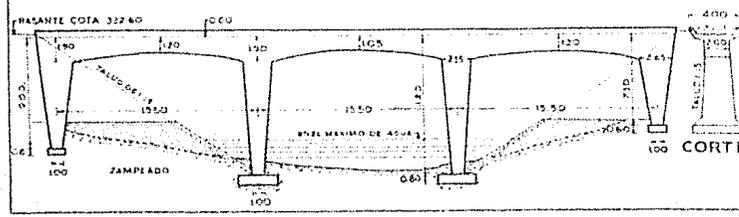


**ANTEPROYECTO N°4**  
 PUENTE DE UNA TRABE - REMACHADA DE OCHENTA PIES APOYADA EN ESTRIBOS DE EN "T" DE MAMPOSTERIA



### PRESUPUESTO

CONCEPTO	CANTIDAD	UN.	P.UNIT.	TOTAL
EXCAVACION	200	M <sup>3</sup>	8.00	1600.00
CONCRETO ARMADO	351	M <sup>3</sup>	150.00	52650.00
TERRAPLEN	1800	M <sup>3</sup>	1.50	2700.00
ZAMPEADO	600	M <sup>2</sup>	5.00	3000.00
<b>TOTAL</b>				<b>59500.00</b>
ADMINISTRACION Y VIGILANCIA 21% DEL TOTAL				12495.00
CONSERVACION 0.75% CAPITALIZADO AL 6%				7437.00
<b>COSTO TOTAL</b>				<b>79432.00</b>



**ANTEPROYECTO N°5**  
 PUENTE DE CONCRETO - ARMADO DE TRES CLAROS CONTINUOS IGUALES DE 15.50 MTS. DE LONGITUD CADA UNO.

## Proyectos Preliminares.

Habiéndose escogido el anteproyecto N° 5, se procedió a hacer un estudio más detallado del mismo, para lo cual se iniciaron varios proyectos rápidos de estructuras de concreto con diferentes relaciones de claro y condiciones estáticas.

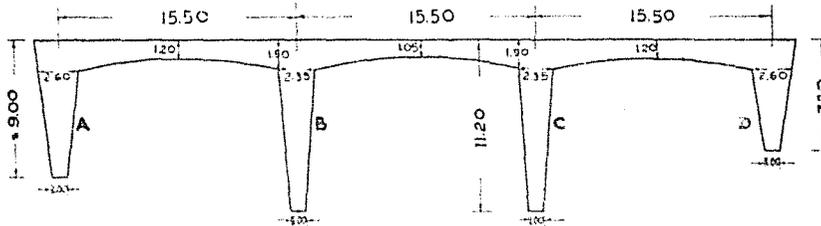
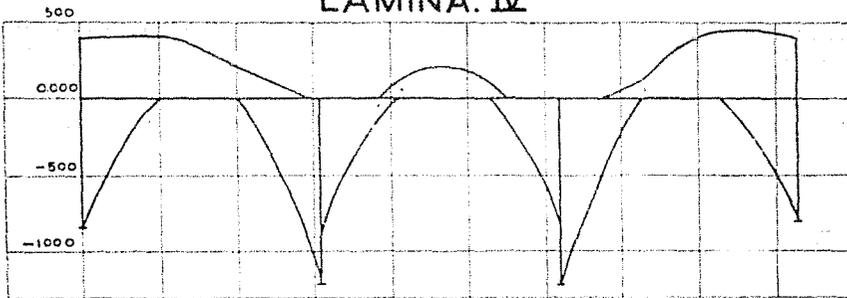
En las láminas IV, V y VI se han expuesto los datos sobresalientes de cada proyecto que son:

- (1) las curvas de momentos máximos de las vigas.
- (2) los momentos máximos de las columnas y sus cargas verticales correspondientes.
- (3) las dimensiones generales de la estructura, calculadas de acuerdo con los esfuerzos que obran en las diferentes secciones, empleando concreto con una fatiga de ruptura a los 28 días de 2000 libras por pulgada cuadrada (140 Kgs/cm<sup>2</sup>) y fierro con una fatiga de trabajo de 1265 Kgs/cm<sup>2</sup>.
- (4) el volumen total de concreto armado en cada proyecto.

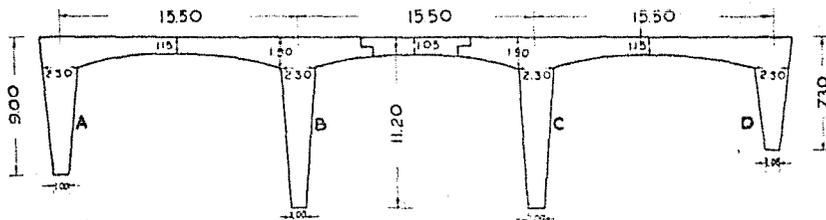
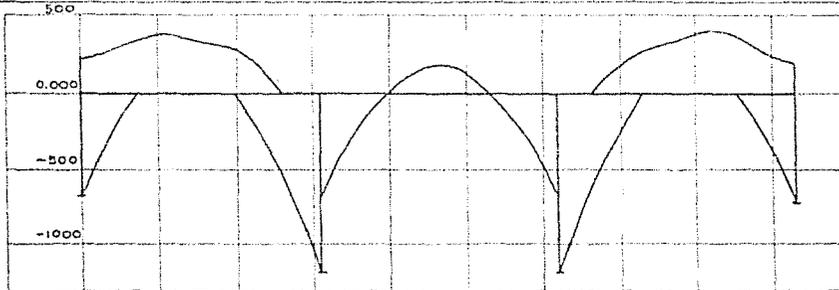
El volumen de concreto de la cubeta del balasto y de las bases de cimentación, se consideró igual para todos los proyectos, habiéndose calculado de acuerdo con las dimensiones que aparecen en la lámina VI.

El procedimiento de cálculo seguido en los proyectos mencionados, es semejante al que se desarrolla en el capítulo siguiente en el que se detalla el cálculo del proyecto N° 5.

## LAMINA. IV

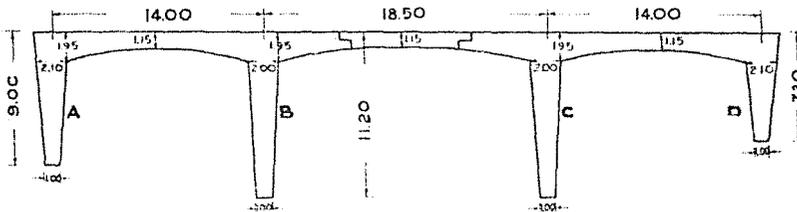
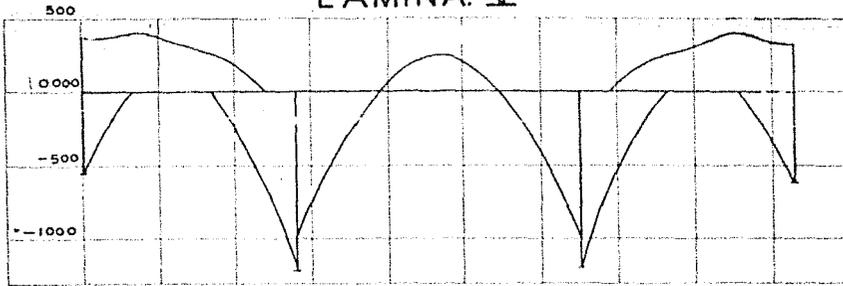


VOLUMEN DE CONCRETO	ESFUERZOS EN LAS COLUMNAS	PROYECTO N°1
Cubeta y Cimientos... 71 M <sup>3</sup>	Col. A M= 843 Txm P= 209 T	PUENTE DE CONCRETO DE TRES CLAROS IGUALES CON VIGAS ACARTELADAS PA- RABÓLICAMENTE
Vigas... 148 "	Col. B M= 760 Txm P= 329 T	
Columnas... 132 "	Col. C M= 689 Txm P= 336 T	
<b>VOLUMEN TOTAL - 351 M<sup>3</sup></b>	Col. D M= 801 Txm P= 201 T	



VOLUMEN DE CONCRETO	ESFUERZOS EN LAS COLUMNAS	PROYECTO N°2
Cubeta y Cimientos... 71 M <sup>3</sup>	Col. A M= 675 Txm P= 225 T	PUENTE DE CONCRETO DE TRES CLAROS IGUALES CON VIGAS PARABÓLICAS, Y EL CLARO CEN- TRAL ARTICULADO.
Vigas... 144 "	Col. B M= 713 Txm P= 331 T	
Columnas... 127 "	Col. C M= 732 Txm P= 336 T	
<b>VOLUMEN TOTAL - 342 M<sup>3</sup></b>	Col. D M= 719 Txm P= 225 T	

## LAMINA. V



### VOLUMEN DE CONCRETO

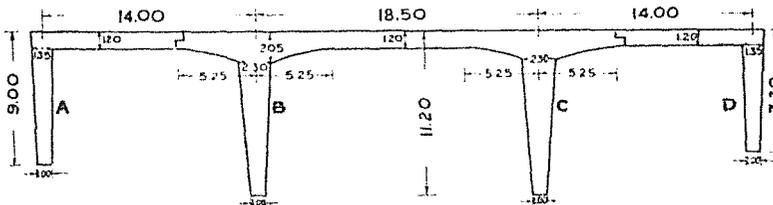
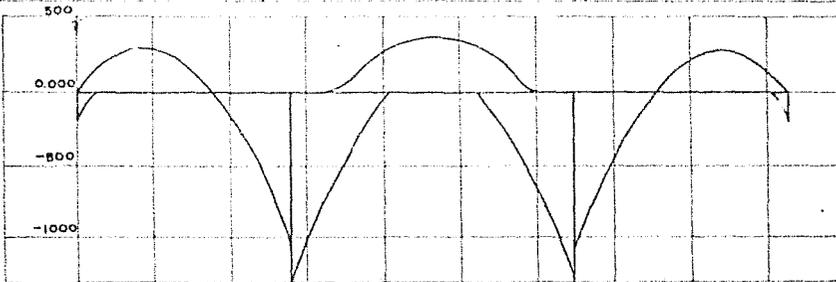
Cubeta y Cimientos... 71 M<sup>3</sup>  
 Vigas... 145 "  
 Columnas... 117 "  
**VOLUMEN TOTAL... 333 M<sup>3</sup>**

### ESFUERZOS EN LAS COLUMNAS

Col. A M= 550 T x m P= 199 T  
 Col. B M= 533 T x m P= 561 T  
 Col. C M= 535 T x m P= 366 T  
 Col. D M= 590 T x m P= 203 T

### PROYECTO N°3

PUENTE DE CONCRETO ARTICULADO DE CLAROS DESIGUALES CON VIGAS ACARTELAS PARABOLICAMENTE.



### VOLUMEN DE CONCRETO

Cubeta y Cimientos... 71 M<sup>3</sup>  
 Vigas... 132 "  
 Columnas... 117 "  
**VOLUMEN TOTAL... 320 M<sup>3</sup>**

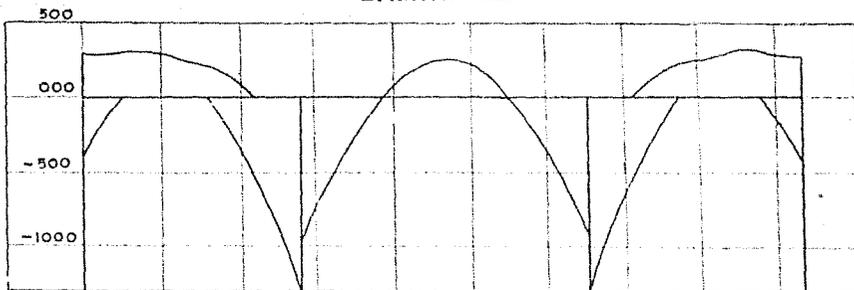
### ESFUERZOS EN LAS COLUMNAS

Col. A M= 180 T x m P= 161 T  
 Col. B M= 745 T x m P= 380 T  
 Col. C M= 745 T x m P= 380 T  
 Col. D M= 184 T x m P= 161 T

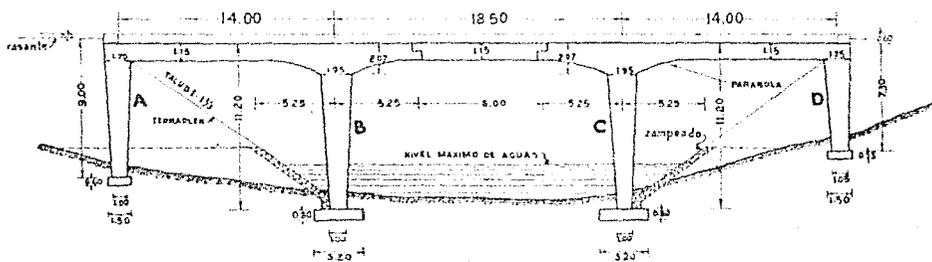
### PROYECTO N°4

PUENTE DE CONCRETO DE TRES CLAROS DESIGUALES ARTICULADO EN LAS VIGAS LATERALES

# LAMINA VI



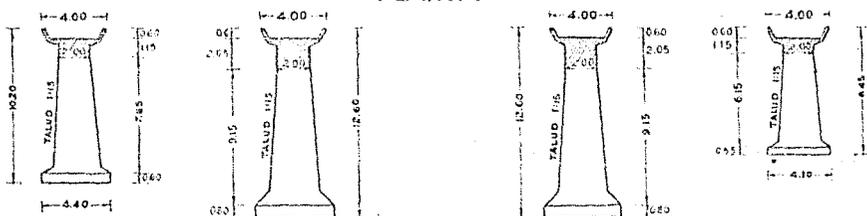
GRAFICA DE MOMENTOS MAXIMOS



CORTE



PLANTA



VOLUMEN DE CONCRETO		ESFUERZOS EN LAS COLUMNAS			PROYECTO - N° 5
Cubeta y Cimientos	71 M <sup>3</sup>	Col. A	M = 392 T x m	P = 182 T	Puenle de concreto de tres claros desiguales, articulado al centro-con vigas laterales disimetricas
Vigas	128 "	Col. B	M = 473 T x m	P = 379 T	
Columnas	116 "	Col. C	M = 498 T x m	P = 383 T	
VOLUMEN TOTAL	315 M <sup>3</sup>	Col. D	M = 356 T x m	P = 175 T	

## Discusión General de los Proyectos Preliminares.

PROYECTO N<sup>o</sup>. 1.—Los momentos en las columnas laterales y en parte en las centrales, son bastante fuertes y se deben principalmente a las contracciones producidas durante el fraguado y las debidas a los cambios de temperatura. Esta estructura presenta el peligro de que un hundimiento de alguna de las columnas, ocasionaría fuertes momentos en la estructura.

PROYECTO N<sup>o</sup>. 2.—El efecto del hundimiento vertical de un apoyo es mucho menor que en el caso anterior, pudiendo considerarse como efecto secundario. Los momentos máximos obtenidos para las columnas laterales son alrededor de 25% menores que en el caso anterior y los de las vigas laterales un 5% menor.

PROYECTO N<sup>o</sup>. 3.—Al aumentar el claro central, se obtiene un mejor equilibrio de momentos, lo que trae una disminución en los momentos de las columnas laterales, de cerca de 15% y en las centrales de 20% (respecto al proyecto N<sup>o</sup> 2). Los momentos máximos en las vigas no sufren variación apreciable.

PROYECTO N<sup>o</sup>. 4.—El momento en las columnas centrales aumenta, pero en cambio, las columnas laterales resultan muy esbeltas. Da la impresión de ser poco estable y de que uno de los extremos pudiera desprenderse del cuerpo central.

PROYECTO N<sup>o</sup>. 5.—Al suprimir los acartelamientos en los extremos del puente disminuyen notablemente los momentos en las columnas laterales. Los momentos en las vigas son menores que en cualquiera de los casos anteriores, excepto en el extremo interior de las vigas laterales.

Es la solución más económica y también la más conveniente, pues por ser la trabe central articulada no presenta peligro ante pequeños hundimientos verticales de los apoyos, y tiene la ventaja respecto a los primeros proyectos de tener mayor amplitud en el claro central, lo que permite y facilita el paso de las crecientes y troncos flotantes.

Por las razones anteriores se aprobó definitivamente el proyecto número 5, precediendo a hacerse un estudio definitivo del mismo.

## CAPITULO II

### CALCULO DEFINITIVO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS CORTANTES

#### Procedimiento General Empleado:

El procedimiento general empleado para el cálculo está basado en las teorías sobre distribución de momentos y repartición de esfuerzos expuestas principalmente por Hardy Cross. El desarrollo de dicho procedimiento es el siguiente:

(1) Cálculo de las rigideces y factores de transporte.

(2) Cálculo de las cargas y momentos de empotramiento debidos al frenado, cambios de temperatura, hundimientos de apoyos, contracciones de colado, carga muerta y carga viva.

(3) Cálculo de momentos finales por distribución de los anteriores.

(4) Cálculo de momentos y esfuerzos cortantes máximos.

(5) Proporcionamiento de las secciones.

(6) Revisión de las fatigas en las secciones proyectadas.

Los pesos propios de las diferentes partes de la estructura y las rigideces de sus diferentes piezas, se calcularon de acuerdo con las dimensiones obtenidas en el proyecto N° 5 y que se indican en la lámina N° VI.

Los valores de presión de viento, frenado e impacto, se tomaron de las últimas especificaciones de la A. R. E. A. (American Railway Engineering Association).

La carga viva considerada es la correspondiente a una máquina tipo Cooper E-50 que es la que se ha elegido para toda la línea Calzonzin-Apatzingán.

El cálculo de las secciones de concreto se ha ajustado a las especificaciones de la A. C. I. (American Concrete Institute), habiéndose empleado concreto con una fatiga de ruptura de 2000 libras por pulgada cuadrada y fierro con una fatiga de trabajo de 1265 Kgs/cm<sup>2</sup>.

#### Condiciones de Apoyo Consideradas para el Cálculo del Puente.

Para el procedimiento del cálculo pueden suponerse dos casos:

(1) Que las bases de las columnas estén perfectamente empotradas en el terreno.

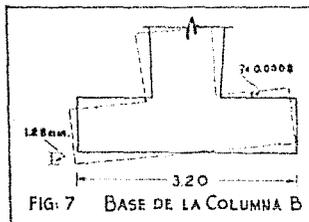
(2) Que dichas bases estén libremente apoyadas.

En la práctica vamos a tener un semiempotramiento, puesto que el terreno no es infinitamente rígido.

Si se supone la segunda condición se obtienen: En las vigas momentos positivos debidos a fuerzas verticales mayores que los obtenidos de acuerdo con la primera hipótesis, y momentos negativos menores. Los momentos de frenado aumentan notablemente y como en este tipo de estructura son dominantes, resulta que los momentos máximos dados por el cálculo en el supuesto de apoyos libres, son superiores a los obtenidos si estos fueran empotrados. Lo mismo puede decirse de las columnas, por lo que por seguridad conviene ajustarse a esta hipótesis.

Además se hizo un estudio rápido de las condiciones en que está la base de la columna B, que por tener 3.20 de ancho en la base de cimentación, da la impresión de impedir casi por completo cualquier rotación de dicho extremo, produciendo un fuerte momento de empotramiento.

Se calculó por medio de la analogía de la columna, y con los valores de momentos obtenidos en el proyecto preliminar N° 5, la rotación necesaria en la base para que pueda considerarse como libremente apoyada habiéndose obtenido para ésta un valor de 0.0008. Para que pueda girar esta cantidad es necesario que el extremo del cimiento (véase fig. N° 7), se desaloje una cantidad de 1.60 mts.  $\times$  0.0008 = 1.28 milímetros.



Como se ve, es muy probable que parte por el hundimiento del terreno y parte por la flecha que da al extremo de la loza de cimentación, se obtenga el desalojamiento de 1.28 mm. y por lo tanto la condición de apoyo libre.

Por las razones anteriores de ser poco probable que el terreno impida de un modo efectivo la rotación del extremo inferior de las columnas, y de ser la hipótesis de bases articuladas la que da en el cálculo momentos del lado de la seguridad, se supuso en el cálculo del puente dicha hipótesis.

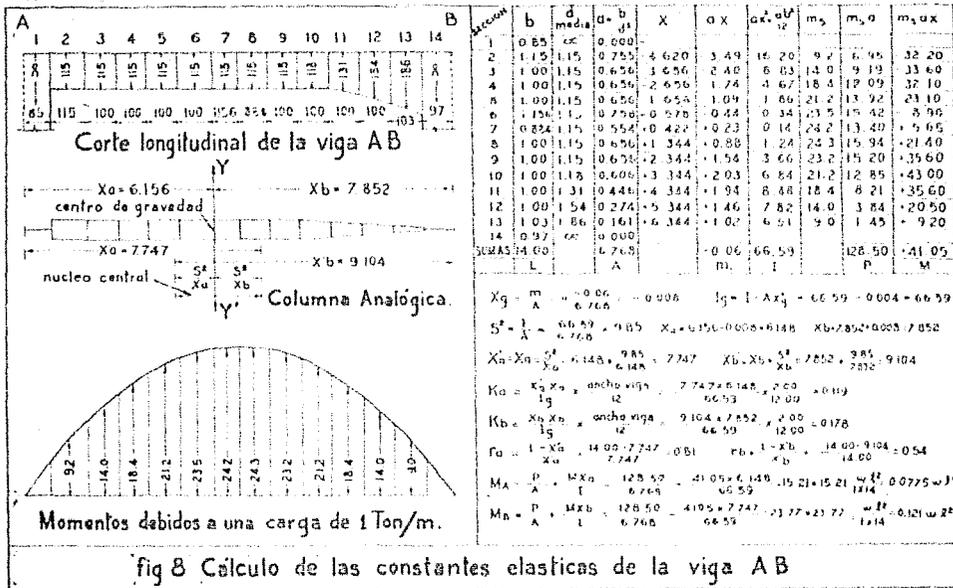
## RIGIDECES Y FACTORES DE TRANSPORTE

### Constantes de las Vigas AB y CD.

El cálculo se hizo por medio de la analogía de la columna cuyo desarrollo puede verse en la obra "Continuous Concrete Frames" de Cross y Morgan.

Como las vigas AB y CD son muy semejantes, se supuso para la segunda las mismas constantes que para la primera.

En la siguiente figura puede verse el detalle del cálculo:



**Constantes de las Columnas.**

Como las gráficas del Cross y Morgan (pg. 150), solo dan rigideces y factores de transporte de columnas de forma trapezoidal y ancho constante, sin tomar en cuenta el acartelamiento infinito que da la viga de concreto en su inserción con la columna, se empleó para el cálculo el siguiente procedimiento:

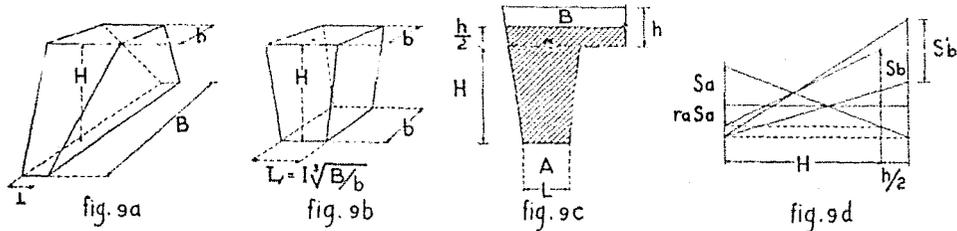
(1) Se obtuvieron con las gráficas del Cross, los valores  $S_a$ ,  $S_b$ , y  $r_a S_b$  correspondientes a la columna AB (fig. N° 9-b) a partir del valor  $d' = (a - L) / a$ . (Véase fig. 9c).

( $S_a$  y  $S_b$ , con coeficientes que multiplicados por el momento de inercia de la base de la columna y divididos por su longitud, dan la rigidez en los extremos A y B respectivamente;  $r_a$ , es el factor de transporte correspondiente al extremo A y  $r_b$  el correspondiente al extremo B).

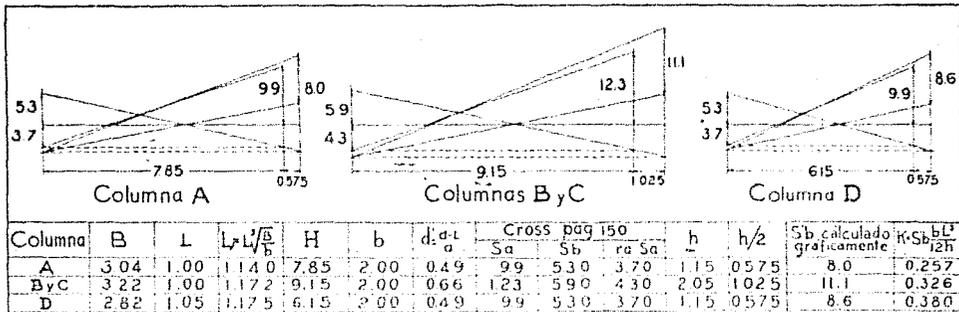
Las columnas del puente tienen la forma general que se ve en la fig. 9 (a). Sin embargo pueden aplicársele las constantes correspondientes a la fig. 9b, por ser las dos elásticamente casi iguales ya que los momentos de inercia de sus bases son iguales y los de secciones intermedias casi iguales.

(2) Para tener en cuenta el efecto del acartelamiento que da la viga en su inserción con la columna, y además para obtener las constantes correspondientes al caso en que el extremo inferior de la columna es libremente apoyado (véase fig. 9c), se empleó el siguiente método gráfico (véase fig. 9d), deducido de las propiedades de la columna analógica y en el cual con los valores  $S_a$ ,  $S_b$  y  $(r_b S_b)$  antes calculados, se ob-

tiene el coeficiente  $S'b$  que multiplicado por  $I/H$ , da la rigidez del extremo B para la columna de la fig. 9c. El factor de transporte por ser libremente apoyada la base inferior, es igual a 0.



En la siguiente tabla se ha expuesto al desarrollo numérico para el cálculo de las rigideces de las columnas siguiendo el procedimiento antes anotado, incluyendo el cálculo gráfico.



### Coefficiente de Distribución y Factores de Transporte Modificados.

Para la Distribución de momentos, se empleó el método simplificado publicado en la Revista de Ingeniería de Julio 1930.

En la siguiente tabla puede verse el cálculo de los factores de transporte, modificados, Km, de los coeficientes de distribución (f) y de los factores de transporte modificados, rm. Partiendo de las rigideces, K, de las vigas y empleando las constantes auxiliares, R. Las fórmulas empleadas se indican en la misma tabla. Los sub-índices ab o ba significan que corresponden al extremo A o al B de la viga AB.

$R_{ab} = \frac{K_{ab} + \sum K_{an}}{K_{ab}}$	$K_{abm} = K_{ab} \left(1 - \frac{r_{ab} r_{ba}}{R_{ba}}\right)$	Viga	Punto	$K_{ab}$	$K(\text{columna})$	$R_{ab}$	$R_{ba}$	$K_{abm}$	f	$r_{abm}$
$f = \frac{K_{abm}}{K_{abm} + \sum K_{abm}}$	$r_{abm} = r_{ab} \frac{R_{ba} - 1}{R_{ba} - r_{ab} r_{ba}}$	A B	A	0.119	0.257	3.16	2.83	0.101	0.282	0.62
		A B	B	0.178	0.326	2.83	3.16	0.153	0.321	0.43
		C D	C	0.178	0.326	2.83	4.19	0.159	0.328	0.46
		C D	D	0.119	0.380	4.19	2.83	0.101	0.210	0.62

## CARGAS Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

### Momentos por Carga Muerta.

VIGAS LATERALES.--Se consideró la carga muerta dividida en dos, una uniformemente repartida, correspondiente al peso de la vía, del balasto y de la sección mínima de las vigas, y otras correspondientes al peso adicional dado por las cartelas (véase fig. 10).

### Carga Muerta Uniformemente Repartida:

(1) Carga por metro de balasto (ancho medio 3.20, profundidad 0.50, peso volumétrico 1.9)	
$W = 3.20 \times 0.50 \times 1.9 =$	3.06 T/m
(2) Carga por metro de vía y durmiente (dado por las especificaciones de la A. R. E. A. =	0.72 T/m
(3) Peso de la cubeta para balasto (sección transversal 0.73 m <sup>2</sup> , peso volumétrico del concreto 2.5) $W = 0.73 \times 2.5 =$	1.82 T/m
(4) Peso propio de la trabe de concreto de $2.00 \times 1.15 \times 2.5 =$	<u>5.75</u>
Carga muerta uniforme	total 11.35

### Momentos por Carga Muerta Uniforme:

$$MA = 0.0775 Wl^2 \text{ (véase pag. 13)} = 0.0775 \times 11.35 \times 14.0^2 = 172 \text{ T} \times \text{m}$$

$$MB = 0.121 Wl^2 \text{ (véase pag. 13)} = 0.121 \times 11.35 \times 14.0^2 = 268 \text{ T} \times \text{m}$$

### Momentos por Carga Muerta Debida al peso Adicional de las Cartelas.

Se supusieron tres cargas concentradas correspondientes a los pesos de tres secciones en que se supuso dividida la cartela (véase fig. 10).

Como el Cross no trae gráficas de momentos de empotramiento para vigas con cartelas parabólicas, sino solo para vigas con cartelas triangulares, y como los momentos producidos por el peso propio de las mismas son despreciables comparados con los debidos a la carga muerta uniforme, se supuso, para facilitar el cálculo, que la viga AB de la fig. 10a, fuera elásticamente equivalente a la de la fig. 10b con lo cual se comete un error despreciable.

Los valores necesarios para entrar a la gráfica son: la relación (a) de la longitud de la cartela a la de la viga, la (d') del peralte de la cartela al de la viga, y la (K) de la distancia entre el apoyo y la carga concentrada, a la longitud total de la viga. Con las dimensiones anotadas en la fig. 10a, tenemos:

$$a = 5.25 / 14.00 = 0.375$$

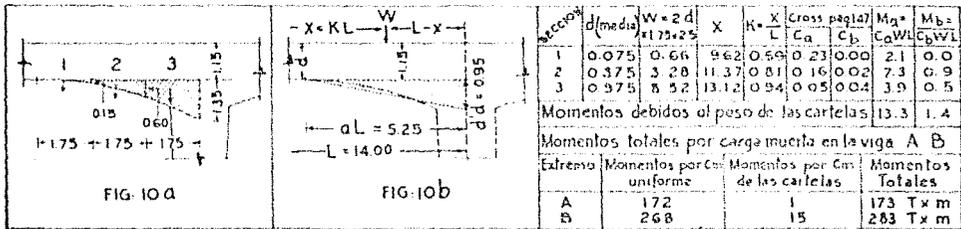
$$d = 0.95 / 1.15 = 0.83$$

(el valor de la K, varía según la posición de la carga concentrada).

Entrando con estos valores a las gráficas del Cross, pag. 147 se obtienen los coeficientes  $C_a$  y  $C_b$  que multiplicados por  $W/L$  (en que  $W$  es el valor de la carga concentrada y  $L$  la longitud de la viga), dan los momentos de empotramiento  $M_a$  y  $M_b$ .

El valor  $W$  de cada faja se obtuvo multiplicando su volumen por un peso volumétrico de  $2.5 \text{ T/m}^3$ .

En la siguiente tabla puede verse el cálculo de momentos de empotramiento debidos al peso de las cartelas y en la parte inferior el cálculo de momentos totales, debidos a la carga muerta y que son iguales a los anteriores más los de carga muerta uniforme.



MOMENTOS EN LOS CANTILVERS CENTRALES: Véase fig. 11.

Carga muerta uniforme = 11.35

Momentos por carga muerta uniforme

$$M = 11.35 \times 4.00 \times 5.25 + 11.35 \times 5.25 / 2 = 395$$

Momentos por el peso de las cartelas:

Sección I:  $M = 4.38 \times 0.66 =$

Sección II:  $M = 2.63 \times 3.28 =$

Sección III:  $M = 0.88 \times 8.52 =$

$$\frac{3}{9}{7} \\ \hline 19 \text{ T} \times \text{m}$$

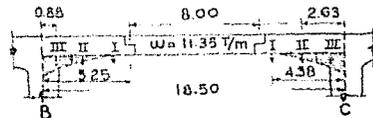
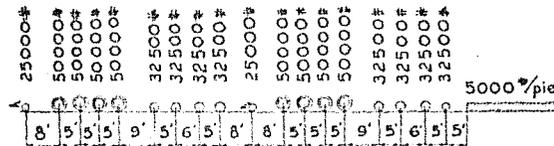


FIG. 11

Momentos por Carga Viva e Impacto:



Carga Tipo Cooper E 50

La carga viva tipo tomada para los puentes de la línea Caltzonzin-Apatzingán, es la correspondiente a una máquina Cooper E-50.

El detalle de las cargas de sus ejes y de sus distancias puede verse en la figura adjunta.

El impacto se ha calculado con la fórmula recomendada por las especificaciones de la A. R. E. A.

$$\text{Impacto} = C_v^2 / (C_v + C_m)$$

en que  $C_v$  es la carga viva y  $C_m$  la carga muerta.

Para facilitar el cálculo de traveses remachados para puentes de ferrocarril, la mayoría de los manuales traen una gráfica de cargas uniformemente repartidas equivalentes a la Cooper E-50.

Por definición la carga viva equivalente a la cooper E-50, es la que produce momentos iguales a los de esta en los cuartos exteriores de la viga.

En nuestro caso los momentos máximos se producen cuando uno o varios claros están totalmente cargados y no cuando la máquina ocupa parcialmente un claro, por lo que podemos substituir la carga Cooper E-50 por su equivalente.

En la siguiente tabla pueden verse las cargas uniformemente repartidas equivalente ( $C_v$ ) para diferentes claros, tomadas de la gráfica de la pag. 159 del Ketchum y las cargas de impacto ( $I$ ) correspondientes, calculadas con la fórmula antes mencionada; a la derecha se han calculado los momentos de empotramiento por carga viva e impacto y los momentos totales por carga viva, muerta e impacto.

CLARO	CARGA VIVA EQUIVALENTE	$C_m$ MEDIA	$I = \frac{C_v^2}{C_v + C_m}$	$C_v + I$	Viga	EXTRAM	Momentos de empotramiento por carga viva e impacto.	MOMENTO POR CM.	MOMENTO POR $C_m + C_v + I$
18.50	10.70	11.35	5.20	15.90	A B	A	$0.0755 W l^2 = 0.0755 \times 17.3 \times 14^2 = 262$	173	435
14.00	11.50	11.35	5.20	17.30	A B	B	$0.121 W l^2 = 0.121 \times 12.3 \times 14^2 = 408$	283	691
8.00	14.00	11.35	7.70	27.96	B C	B	$15.90 \times 4.5 \times 25 + 15.90 \times 5.25^2 = 550$	414	964

### Momentos Positivos.

Momentos en las vigas AB y BC si fueran libremente apoyadas;

Momentos por carga muerta uniforme

$$M = W l^2 / 8 = 11.35 \times 14^2 / 8 = 278 \text{ T} \times \text{m}$$

Momentos por el peso de las cartelas

$$(\text{Véase hoja 16}) = 3 + 7 + 9 = 19 \text{ T} \times \text{m}$$

Momento total por carga muerta =

$$207 \text{ T} \times \text{m}$$

Momentos por carga viva e impacto

$$M = W l^2 / 8 = 11.35 \times 14^2 / 8 = 424 \text{ T} \times \text{m}$$

Momento total por carga viva muerta e impacto.

$$721 \text{ T} \times \text{m}$$

Momento positivo en la viga del centro entre articulaciones;

Momento por carga muerta

$$M = W l^2 / 8 = 11.35 \times 8^2 / 8 = 91$$

Momento por carga viva e impacto

$$M = W l^2 / 8 = 21.70 \times 8^2 / 8 = 174$$

Momento total por carga muerta viva e Impacto.

$$265 \text{ T} \times \text{m}$$

## Momentos de Empotramiento por Cambios de Longitud en las Vigas.

Estos momentos equivalen a los producidos por un desalojamiento horizontal de los apoyos de las columnas.

Las causas que producen o equivalen a un desalojamiento horizontal de las bases de las columnas, son:

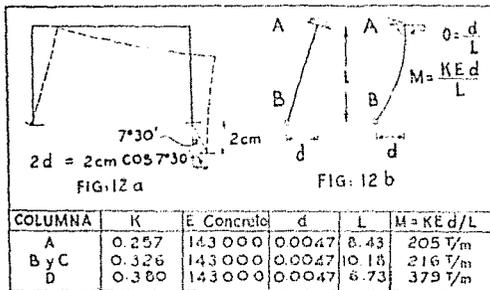
- (1) Cambios de temperatura.
- (2) Contracciones de fraguado.
- (3) Hundimiento de los apoyos.

(1) Para las condiciones del Capire se tomó una variación máxima de temperatura respecto a la temperatura media de 25°. El coeficiente de dilatación del concreto es de 0.000011, por lo que se produce un cambio de longitud en la viga de  $25 \times 0.000011 \times 14 = 0.0039$  mts.

(2) El coeficiente de contracción debido al fraguado del concreto es de... 0.0002, lo que produce una disminución de longitud de  $0.0002 \times 14 = 0.0021$ .

(3) Suponiendo un hundimiento en uno de los apoyos de 2 cms., según una línea inclinada que forme con la vertical un ángulo de  $7^\circ 30'$  (inclinación aproximada de la resultante). La variación entre la distancia horizontal de los apoyos será de  $0.02 \cos 7^\circ 30' = 0.0027$  (Véase fig. 12a).

La contracción total en la viga correspondiente a las tres causas, será de  $0.0039 + 0.0028 + 0.0027 = 0.0094$  mts.



Vamos a calcular el momento que se produce en el extremo A de la columna AB (fig. 12 b) cuando el extremo B se desaloja una cantidad  $d$ . Como se ve equivale a aplicar en A una rotación  $d/L$ , lo que se consigue aplicando un momento de  $d/L$  veces la rigidez. Como en las rigideces calculadas en la página 14 no se tomó en cuenta el módulo de elasticidad E; el momento de empotramiento en A, será:  $M = KdE/L$ .

En nuestro caso el desalojamiento por columna es de  $0.0094/2 = 0.0047$  mts. y el módulo de elasticidad del concreto de  $2000 \#$  (pulg<sup>2</sup>), es de 143,000 Kgs./cm<sup>2</sup>. Obteniéndose los momentos de empotramiento cuyo cálculo se ve en la tabla de la fig. 12 c.

Para el caso en que el extremo A o el D del puente permanezca fijo por la fricción con el terraplén, el extremo B o el C de la viga se desalojará doblemente, produciéndose un momento de empotramiento doble, o sea de  $2 \times 216 = 432 T \times m$ .

Vamos a estudiar el caso de expansión de la viga A. B.

Las causas que influyen son las mismas que en el caso anterior, pero con diferentes signos:

- (1) La variación de temperatura puede cambiar de signo perfectamente.
- (2) El hundimiento de apoyos difícilmente podrá cambiar de signo, pero por exceso de seguridad vamos a considerarlo así.
- (3) Las contracciones de colado siempre son negativas.

La expansión total de la viga será de  $0.0039 + 0.0027 - 0.0028 = 0.0038$ , o sea en por ciento del valor absoluto obtenido para el caso de contracción

$$\frac{100 \times 0.0038}{0.0094} = 40\%$$

### MOMENTOS POR FRENADO O ARRANQUE DE LA LOCOMOTORA

El frenado produce un desalojamiento horizontal de la viga por lo que produce momentos de empotramiento proporcionales a los calculados para el caso de contracción de las vigas, solo que con signos alternados, ya que los bases se desalojan en el mismo sentido. Además es necesaria la condición de que la suma de esfuerzos cortantes en las dos columnas, sea igual a la fuerza del frenado.

La A.R.E.A. especifica una fuerza de frenado igual al 15% de la carga viva máxima en la viga, y una fuerza de arranque de 25% del peso de los ejes motrices que obran en la misma, debiendo tomarse la mayor de las dos.

Para claros chicos como en nuestro caso, dominan las fuerzas de arranque.

Voy a considerar para las fuerzas de arranque dos casos:

(1) Cuando la viga AB o la CD están cargadas y el claro central descargado. En este caso como se ve en la Fig. 13, caben 4 ejes motrices con un peso de 22.7 toneladas cada uno, por lo que la fuerza de arranque será de  $0.25 \times 4 \times 22.7 = 23$  tons.

(2) Cuando todo el puente está cargado. En este caso caben seis ejes motrices y la fuerza de arranque será de  $0.25 \times 6 \times 22.7 = 34$  tons.

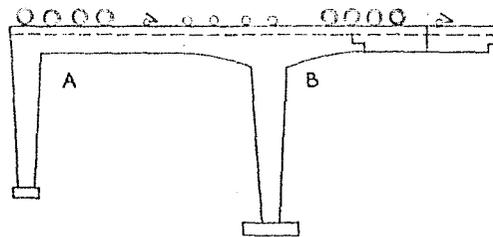


FIG: 13

### DISTRIBUCION Y MOMENTOS FINALES

La distribución partiendo de los momentos de empotramiento para obtener los momentos finales, se hizo con el método simplificado expuesto en la Revista de Ingeniería de Julio de 1936.

Los momentos de empotramiento se tomaron de los valores calculados en las hojas anteriores.

Los factores de distribución y transporte se calcularon en la hoja 14 (Fig 9).

En la Tabla de la pág. 21 se ha expuesto el cálculo de los momentos finales.

En la parte superior izquierda aparecen las constantes de distribución y el cálculo de momentos proporcionales a los de frenado, tomando como momentos de empotramiento valores iguales a los debidos por contracción de las vigas laterales.

En la parte superior derecha se calcularon los momentos por frenado, multiplicando los obtenidos anteriormente por la relación  $Cab$  o  $Ced$  (de la fuerza de frenado, a la suma de esfuerzos cortantes en las columnas A y B o C y D, calculados en el lado izquierdo).

En la parte inferior de la tabla, se calcularon del lado izquierdo los momentos para el caso de que los extremos A o el D sean fijos. Los momentos de empotramiento originales aparecen con tipo grueso.

En la parte derecha se calcularon los momentos para el caso en que los nodos pueden desalojarse libremente, para lo cual se aplicaron a los momentos obtenidos del lado izquierdo correcciones proporcionales a los momentos de frenado, producidos por una fuerza horizontal igual a la diferencia de esfuerzos cortantes en las columnas ( $V_a - V_b$ ) o ( $V_c - V_d$ )

Los valores  $V_a$ ,  $V_c$ , y  $V_d$ , se obtuvieron dividiendo el momento de empotramiento en la parte superior de la columna entre su longitud.

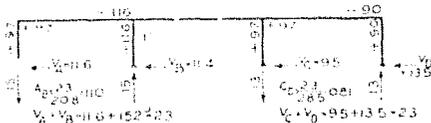
También se calcularon las variaciones de reacción en las bases debidos a la continuidad de la estructura los cuales son iguales a la diferencia de momentos de empotramiento de los extremos de la viga divididos por la longitud de la misma.

# DISTRIBUCION DE MOMENTOS.

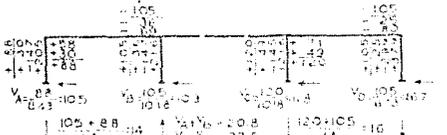
## CONSTANTES PARA LA DISTRIBUCION

$\frac{I_1}{L_1} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_2}{L_2} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_3}{L_3} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_4}{L_4} = \frac{101}{25}$	$\frac{I_1}{L_1} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_2}{L_2} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_3}{L_3} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_4}{L_4} = \frac{101}{25}$	$\frac{I_1}{L_1} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_2}{L_2} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_3}{L_3} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_4}{L_4} = \frac{101}{25}$	$\frac{I_1}{L_1} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_2}{L_2} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_3}{L_3} = \frac{101}{25}$ $\frac{I_4}{L_4} = \frac{101}{25}$
--	--	--	--

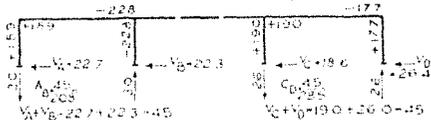
## FRENADO EN UN CLARO (23 TONS.)



## MOMENTOS PROPORCIONALES A LOS DE FRENADO



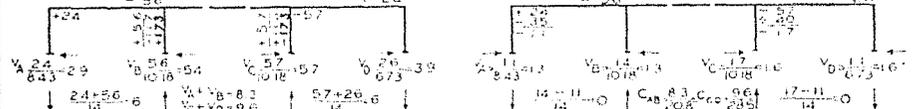
## FRENADO EN DOS CLAROS (45 TONS)



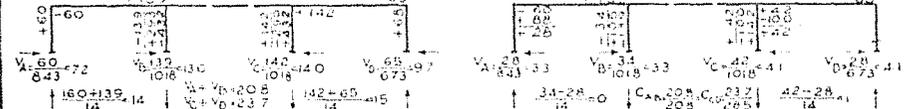
## MOMENTOS PARA EL CASO EN QUE LOS PUNTOS A O D SON FIJOS

## MOMENTOS PARA EL CASO EN QUE LOS EXTREMOS PUEDAN DESALOJARSE LIBREMENTE

### EXPANSION DE ABYCD



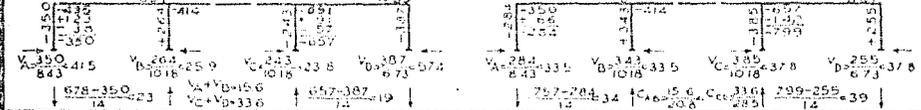
### CONTRACCION DE AB-CD



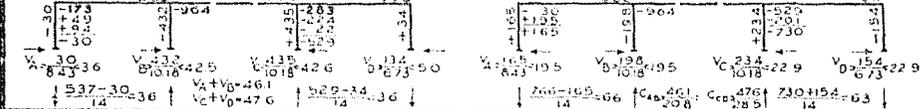
### CARGA MUERTA UNICAMENTE



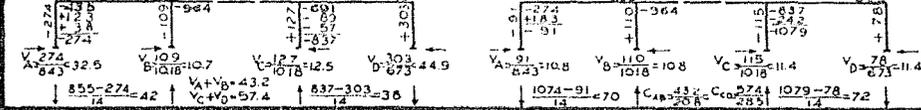
### CLAROS-AB-CD CARGADOS



### CLARO CENTRAL CARGADO



### CLAROS-AB-BC Y CD-CARGADOS



## MOMENTOS MAXIMOS

Combinando los momentos obtenidos en la tabla anterior (por frenado en uno o dos claros, cambios de longitud de las vigas y momentos por cargas viva, muerta e impacto) se obtienen los momentos máximos.

En la tabla siguiente pueden verse las condiciones más desfavorables para diferentes puntos de la estructura, y los momentos máximos resultantes.

En la izquierda aparecen los momentos para el caso en que los extremos A o D permanecen fijos y en la derecha para el caso de que puedan desalojarse libremente.

Los momentos han sido tomados de la tabla anterior, lo mismo que las tensiones y compresiones en las vigas, debidas a los esfuerzos cortantes, producidos en las columnas.

Las cargas en las columnas en el supuesto de que las vigas fueran libremente apoyadas, se han calculado en la parte inferior de la tabla; a estos valores se les ha añadido las variaciones de reacción debidas a la continuidad, cuyo cálculo se hizo en la tabla anterior.

Los momentos positivos al centro de las vigas, se obtuvieron restando al momento de la viga si ésta fuera libremente apoyada (en nuestro caso, 721 t x m, para carga muerta de las vigas) el promedio aritmético de los momentos de empotramiento de sus extremos para la condición de carga considerada.

CALCULO DE MOMENTOS MAXIMOS											
Pieza	Punto	Esfuerzo	Extremos A u D fijos				Extremos A u D libres				
			Cv en los claros	Esfuerzos por Cv	por cambio de longitud en vigas	Esfuerzos totales	Cv en los claros	Esfuerzos por Cv	por cambio de longitud en vigas	Esfuerzos totales	
Col. A	A	Flexión	todo	-274	-60	-334	B C	+165	+28	+97	+290
		Compresión	todo	200 - 42	+14	+172	B C	79 - 66	0	+15	-2
Col. A	A	Flexión	A B	-373	-60	-410	A B	-284	-11	-97	-392
		Compresión	A B	200 - 23	+14	+191	A B	200 - 34	0	+15	+181
Viga A B	A	Flexión	A B	-350	-60	-410	A B	-264	-11	-97	-392
		Compresión	A B	+26	-14	+12	A B	+33	+1	0	+34
Viga A B	centro	Flexión	A B	+207	+40	+247	A B	+201	+31	+10	+242
		Compresión	A B	+26	-14	+12	A B	+33	+3	0	+30
Viga A B	B	Flexión	todo	-855	-56	-911	todo	-1074	-14	-228	-1316
		Compresión	todo	+11	+5	+6	todo	+11	+1	0	+12
Col. B	B	Flexión	B C	-432	-139	-571	A B	+343	+14	+116	+473
		Compresión	B C	356 - 36	-14	+370	A B	330 - 34	0	+15	+376
Col. B	B	Flexión	todo	-109	-139	-249	todo	+110	+14	+116	+240
		Compresión	todo	477 - 42	+14	+505	todo	477 - 70	0	+15	+562

Col. C	C	Flexión	todo	+127	+142	+269	todo	-115	-17	-97	-229
		Compresión	todo	477 + 38	-15	+500	todo	477 + 72	0	+13	+562
Col. C	C	Flexión	B C	+435	+142	+577	C D	-385	-17	-97	-499
		Compresión	B C	356 - 36	-15	+377	C D	330 - 39	0	+13	+362
Viga C D	C	Flexión	todo	-837	-57	-894	todo	-1079	-17	-190	-1286
		Compresión	todo	+12	+6	+6	todo	+11	+2	0	+5
Viga C D	centro	Flexión	C D	+199	+39	+238	C D	+194	+35	+3	+232
		Compresión	C D	+24	-14	+10	C D	+38	-4	+4	+38
Viga C D	D	Flexión	C D	-387	-65	-452	C D	-255	-11	-90	-356
		Compresión	C D	+24	-14	+10	C D	+38	+2	+4	+44
Col. D	D	Flexión	C D	-367	-65	-432	C D	+255	+11	+90	+356
		Compresión	C D	200 - 19	+15	+196	C D	200 - 39	0	+13	+174
Col. D	D	Flexión	todo	+103	+65	+368	B C	-154	-28	-90	-272
		Compresión	todo	200 - 38	+15	+177	B C	79 - 63	+1	-13	+4
Cargas en las columnas si las vigas fueran libremente apoyadas							Momentos positivos en las vigas A B o C D si fueran libremente apoyadas.				
Columna	Condición de carga		Operaciones			Total					
A o D	Carga muerta en A B		$11,35 \times 7,00 = 79 + 121$			79.					
A o D	Cv + Cm + I en A B		$79 + 11,35 \times 7,00 = 79 + 121$			200.					
B o C	Carga muerta en A B y B C		$79 + 11,35 \times 9,25 = 209 + 147$			209.	(1) Por carga muerta — 297 T x m				
B o C	Cm en A B y Cm + Cv + I en B C		$209 + 16, \times 9,25 = 209 + 147$			356	(2) Por Cm + Cv + I — 721 T x m.				
B o C	Cm + Cv + I en A B y B C		$356 + 11,35 \times 7,00 = 356 + 121$			477.	(3) Por cambio de longitud de las vigas y frenado — 00 T x m.				

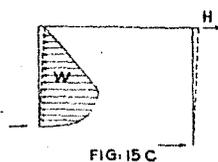
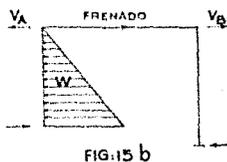
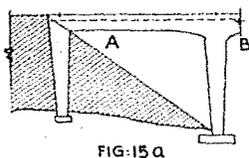
## INFLUENCIA DEL EMPUJE DE TIERRA EN LOS MOMENTOS Y MOMENTOS MAXIMOS EN LAS COLUMNAS

Los empujes pasivos de tierra restringen el desalojamiento horizontal de los extremos A y D (véase Fig. 15 a).

Por no subirse hasta que grado lo impiden, hubo necesidad de calcular momentos para los dos casos extremos de nodos fijos y nodos libres.

Para el que empuje pasivo fijara por completo los extremos del puente, sería necesario que la reacción del empuje en la parte superior de la columna fuera igual a las fuerzas horizontales que tienden a desalojar la estructura y que son las fuerzas de frenado y las diferencias de esfuerzos cortantes producidas por la continuidad con las columnas; si llamamos  $H$  a esta fuerza y si suponemos que la distribución del empuje pasivo es triangular (véase Fig. 15 b). Si  $W$  es el empuje pasivo total,  $W$  deberá ser igual a  $3 H$ .

En realidad el empuje pasivo no puede tener esta distribución triangular ya que es necesario un pequeño desalojamiento inicial para producirlo; como la columna gira sobre su base, el desalojamiento horizontal es menor en las partes inferiores de la columna por lo que es de suponerse una distribución en los empujes pasivos análoga a la de la figura 15 c.



Dado lo indeterminado del problema, se ha supuesto, para facilitar el cálculo, una distribución triangular de los empujes.

Si el extremo superior de la columna fuera empotrado (véase fig. 15 d), el momento de empotramiento producido por la carga  $W$  sería de  $7/60 WL$ , o sea de  $0.116 WL$ ; como en realidad es semiempotrado, el momento de empotramiento será de  $0.116 fWL$  en que  $f$  es el factor de distribución. En nuestro caso tendremos para la columna A;  $M = 0.116 \times 0.282 \times W \times 8.43 = 0.28 W$ , y para la columna D;  $M = 0.116 \times 0.210 \times W \times 6.73 = 0.14 W$ .

Si no existiera el empuje pasivo, la estructura se desalojaría horizontalmente bajo la fuerza horizontal  $H = W/3$ . En la tabla de la pág. 21 se ve que una fuerza horizontal de  $20.8 T$ , produce en la columna A un momento de  $88 T \times M$ ; o sea  $M = 88 H/20.8 = 1.4 W$ . Desde luego se ve que este es muy superior al producido por el empuje pasivo de  $0.28 W$  de lo que se concluye que el empuje de tierra, disminuye los momentos de empotramiento en la parte superior de las columnas y en los extremos de las vigas, por lo cual no se tomó en cuenta en el cálculo de los momentos máximos.

En cambio sí es de tomarse muy en cuenta para el cálculo de las secciones intermedias de las columnas extremas, pues produce momentos positivos de consideración.

## MOMENTOS MAXIMOS EN LAS COLUMNAS LATERALES

Dado que es imposible que exista la condición de nodos fijos ya que es necesario un pequeño desalojamiento horizontal para que se desarrolle, se supuso para el cálculo de las columnas una carga  $W$ , menor a  $3H$ , habiéndose adoptado un coeficiente de reducción de 0,58, es decir se consideró un empuje total de  $1.7H$ , repartido triangularmente.

Respecto al momento original en el extremo de la columna, debido a la condición de carga considerada en las vigas, se tomó el correspondiente a la condición de nodos fijos, pues como se ve en la tabla de la página 22 en que se calcularon los momentos máximos, al pasar la estructura de la condición de nodos fijos a la de nodos libres, la variación de este momento es insignificante, pues por ejemplo para la columna  $A$ , pasa del valor de  $419 T \times M$ , al de  $392 T \times M$ .

Se ve desde luego que el caso más desfavorable para las columnas es el que da mayor valor de  $H$ . Este caso se presenta cuando a los esfuerzos por frenado y contracción de las vigas se añaden los de carga viva, muerta o impacto, obrando en los tres claros del puente.

Columna  $A'$ , frenado en dos claros  $= 45$  tons. ( $V_a - V_b$ ) por contracción de la viga  $AB = 20.8 T$ . ( $V_a - V_b$ ) para el caso de carga viva en los tres claros  $= 43.2$ ;  $H = 45 + 20.8 + 43.2 = 109$  tons.  $W = 1.7 \times 109 = 183$  tons.

Empotramiento en la parte superior  $= 0.28 W = 0.28 \times 183 = 51 T \times M$ .  
Momento al centro si fuera libremente apoyada  $= 0.125 \times 51.0 \times 8.43 = 192$ .  
Momento total de empotramiento: es igual al debido a la carga viga en los tres claros que es de 374 tons.  $\times M$  (véase hoja 22) más el de contracción de la viga  $AB$  (60 tons.  $\times M$ ) o sea en total  $274 + 60 - 51 = 283$  tons.  $\times M$ ; la compresión total debida a las mismas causas es de 200 T., si la viga fuera libremente apoyada, menos 42 T. debidas a la carga viva en los tres claros, más 14 T. debidas a la contracción de  $AB$  o sea en total 172 tons. El momento total al centro es  $192 + 283/2 = 334 T \times M$ .

### Columna $DD'$ .

Procediendo en la misma forma tenemos:

$$\begin{aligned} H &= 45 + 23.7 + 57.4 = 126.1 \\ W &= 1.7 \times 126.1 = 216 \end{aligned}$$

Momento al centro si fuera libremente apoyada:

$$M = 0.125 W L = 0.125 \times 216 \times 8.43 = 182$$

Momento de empotramiento debido a la carga  $W$ :  $M = 0.14 \times 126.1 = 30$

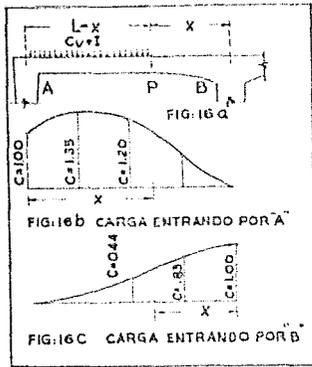
Momento debido a las cargas verticales en las vigas

$$M = 303 + 65 - 30 = 338$$

Momento total al centro  $= 182 + 338/2 = 351 T \times M$

Compresión en la columna  $= 200 - 38 + 15 = 177$  tons.

## ESFUERZOS CORTANTES MAXIMOS



Pueden determinarse fácilmente los esfuerzos cortantes máximos en los puntos A, B, C, D, con los datos de la tabla de la pág. 21. Para puntos intermedios, tales como el P (véase Fig. 16 a), el esfuerzo cortante máximo se produce cuando la carga viva ocupa únicamente el espacio entre el punto considerado y el eje más distante.

Para facilitar el cálculo, vamos a dividir el esfuerzo cortante total en los siguientes esfuerzos cortantes parciales:

- (I) esfuerzo cortante producido por la carga muerta, si la viga fuera libremente apoyada y que es igual a: (I)  $(1 - 2x) \cdot 1$  en que (I) es el esfuerzo cortante cuando  $x = 0$ .
- (2) esfuerzo cortante debido a la carga viva si la viga fuera libremente apoyada y que es igual a: (II)  $(1 - x)^2 \cdot 21^2$ .
- (3) esfuerzo cortante debido a los momentos de empotramiento producidos por carga muerta y cambios de longitud de las vigas que es constante e igual (III).
- (4) esfuerzo cortante producido por los momentos de empotramiento debidos a la carga viva cuyo valor es  $C \cdot IV$  en que C es un coeficiente cuyo valor aproximado para diferentes puntos de nuestra estructura se expresa en las gráficas de la Fig. 16 b y 16 c. Esta gráfica se calculó de modo aproximado para uno de los anteproyectos, pero puede aplicarse a nuestro caso, pues los esfuerzos cortantes debidos a esta causa son pequeños. Como en los casos anteriores: IV corresponde al caso en que  $x = 0$ .

En las siguientes tablas se han calculado los esfuerzos cortantes parciales y totales para diferentes puntos de las vigas laterales AB y CD.

ESFUERZOS CORTANTES MAXIMOS EN LAS VIGAS AB Y CD.															
Punto	X	(I) $1-2x$	(II) $(1-x)^2$	III	(IV) · C	(V) $1-x$	Total	Punto	X	(I) $1-2x$	(II) $(1-x)^2$	III	(IV) · C	(V) $1-x$	Total
Claro BC descargado Carga viva entrando por A							Claro BC descargado Carga viva entrando por D								
1	x=0	+79	+121	-4	0	0	+191	6	x=1	+79	0	+2	0	0	+81
2	x=.25	+40	+68	-4	-7	-5	+97	7	x=.75	-40	-7	+2	+1	0	+56
3	x=.50	0	+30	-4	-6	-6	+20	8	x=.50	0	-30	+2	+2	0	-26
4	x=.75	-40	+7	-4	-2	-2	-39	9	x=.25	-40	-68	+2	+5	0	-103
5	x=1	-79	0	-4	0	0	-83	10	x=0	-79	-121	+2	+2	0	-182
Claro BC descargado Carga viva entrando por B							Claro BC descargado Carga viva entrando por C								
1	x=1	+79	0	-30	0	0	+49	6	x=0	+79	+121	+30	+9	+26	+265
2	x=.75	+40	-7	-30	-1	-7	-5	7	x=.25	+40	+68	+30	+7	+19	+164
3	x=.50	0	-30	-30	-2	-14	-76	8	x=.50	0	-30	+30	+4	+13	+17
4	x=.25	-40	-68	-30	-3	-22	-163	9	x=.75	-40	+7	+30	+2	+6	-5
5	x=0	-79	-121	-30	-4	-30	-264	10	x=1	-79	0	+30	0	0	-49
Esfuerzo cortante cuando AB y BC están cargados							Esfuerzo cortante cuando BC y CD están cargados								
1		+79	+121	-30	-40	-30	+100	6		+79	+121	+30	+42	+26	+298
5		-79	-121	-30	-40	-30	-300	10		-79	-121	-30	+42	+26	-102

Para el cálculo de los esfuerzos cortantes en la viga y cantilivers centrales es conveniente tener en cuenta que la carga viva no es uniformemente repartida, por tratarse de claros chicos donde la influencia es más apreciable.

Para facilitar el cálculo se ha considerado para cada punto la carga viva equivalente correspondiente al claro ocupado por la carga viva.

En la siguiente tabla puede verse el cálculo de los esfuerzos cortantes. Los valores de carga viva equivalente se tomaron de la gráfica de la pág. 159 del Structural Engineering Handbook de Ketchum. Para el impacto se tomó el 50% de la carga viva.

ESFUERZOS CORTANTES MÁXIMOS EN LA VIGA - BC -										
PUNTO	X	L	C V EQUIV = 13.25 X VALENTE	I	CM	Cu + Cv + I	d = 9.25 - X	w d	PESO CARTELAS	V TOTAL
1	0.00	13.25	11.50	5.8	11.35	28.65	9.25	265	12	277
2	1.75	11.50	12.00	6.0	11.35	29.25	7.50	220	4	224
3	3.50	9.75	12.00	6.4	11.35	30.55	5.75	176	1	177
4	5.25	8.00	14.00	7.0	11.35	36.35	4.00	150	0	150
5	9.25	4.00	15.00	7.5	11.35	33.5	2.5	74	2/3	23



### Esfuerzos Cortantes en las Columnas.

Vamos a calcular únicamente los esfuerzos cortantes debidos al empuje de tierras en las columnas laterales, pues los debidos a los momentos de empotramiento en las vigas pueden sacarse de la tabla de la pág. 21.

El esfuerzo cortante producido por una carga triangular al centro de una viga libremente apoyada es de  $W/12 = 0.083 W$  y en el extremo más cargado de  $2W/3 = 0.67 W$ .

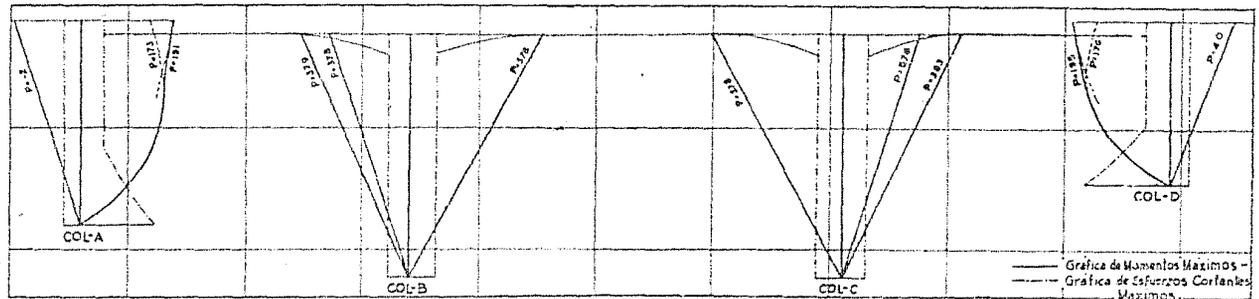
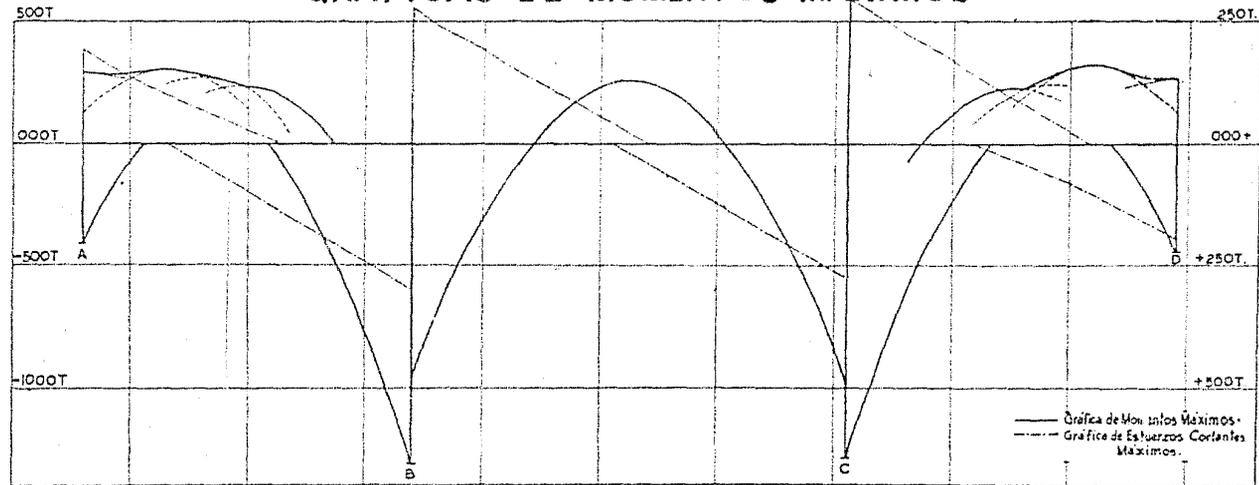
El caso más desfavorable es el que da mayor valor de  $W$  o sea el mismo que produce la condición más desfavorable para los momentos al centro de las columnas laterales (véase la pág. 24). En la siguiente tabla se calcularon los esfuerzos cortantes debidos a  $W$  añadiéndoles los debidos al empotramiento producido por la misma carga  $W$  que se obtuvo dividiendo dicho momento que es de  $283 t \times m$  para A y de  $338 t \times m$  para B, entre la longitud de la columna.

Seccion Considerada	V por momento de empotramiento	w	V por el empuje w.	Total
Centro de la Columna A	$V = M/L = 283/6.73 = -42.0$	103	$V = 0.083 \times 103 = 8.5$	-33.5
Base de la Columna A	" "	103	$V = 0.666 \times 103 = 68.8$	25.3
Centro de la Columna D	$V = M/L = 338/6.73 = -50.0$	216	$V = 0.083 \times 216 = 18.0$	-32.0
Base de la Columna D	" "	216	$V = 0.666 \times 216 = 144.0$	112.0

### Gráficas de Momentos y Esfuerzos Cortantes Máximos.

En la siguiente hoja se presentan las gráficas de momentos y esfuerzos cortantes máximos, que son el resumen de los cálculos del presente capítulo.

# GRAFICAS DE MOMENTOS MAXIMOS



LAMINA-XVII

## CAPITULO III.

### CALCULO DE LAS DIMENSIONES Y ARMADO DE LAS PIEZAS

#### Especificaciones Generales.

Las especificaciones generales consideradas son las del American Concrete Institute (A. C. I.). Habiéndose admitido en algunas piezas fatigas ligeramente superiores a las especificadas por ser poco probable que se presenten simultáneamente las tres o cuatro condiciones necesarias para producir los esfuerzos máximos.

De acuerdo con las condiciones de material y calidad de mano de obra que puede obtenerse en el lugar, se aceptó para el cálculo, un concreto con fatiga de ruptura de 2000 lbs/pulg.<sup>2</sup>, a los 28 días o sea de 140 kgs./cm.<sup>2</sup>, el cual puede obtenerse fácilmente con una supervisión cuidadosa. Para el fierro se tomó una fatiga de trabajo de 1265 kgs./cm.<sup>2</sup>.

Fatigas de compresión adoptadas:

(1) Vigas: la A. C. I. especifica 40% fe. Por tratarse de momentos debidos a tres factores independientes que deben obrar simultáneamente (frenado por: variaciones de longitud de las vigas por: temperatura hundimiento de apoyos y contracciones de colado— y cargas verticales), se aumentó a 45% fe. =  $.45 \times 140 = 63$  kgs./cm.<sup>2</sup>.

(2) Columnas: la A. C. I. especifica para columnas con flexiones dominantes una fatiga de trabajo de 25%. Por intervenir los mismos factores que en el caso anterior en los extremos de la columna se aumentó a 30%, o sea 42 kgs./cm.<sup>2</sup>, y para la parte central de la columna, donde además interviene el empuje de tierras, se aumentó en 10% más o sea 46 kgs./cm.<sup>2</sup>.

(3) En las articulaciones, por ser puntos básicos de la estructura y en los pedestales de cimentación, por las dificultades en el colado, se tomaron fatigas de 40% (56 kgs./cm.<sup>2</sup>).

Adherencia y esfuerzos cortantes:

Para poder aumentar los esfuerzos admisibles de adherencia y esfuerzo cortante en el concreto, todas las varillas se proyectaron con anclaje especial para lo cual llenan las siguientes especificaciones de la A. C. I.:

(1) El fierro negativo deberá anclarse del lado del empotramiento en una longitud (incluyendo la del gancho si lo tuviere) suficiente para desarrollar por adherencia el esfuerzo máximo de tensión. Admitiéndose como fatigas de adherencia 4% fe. para varilla lisa y 5% para varilla corrugada.

(2) Deberán pasar más allá del punto de inflexión, no menos de la tercera parte del fierro negativo, prolongándose la longitud suficiente para desarrollar por adherencia la tercera parte del esfuerzo máximo de tensión.

(3) No menos de la mitad del fierro positivo deberá prolongarse hasta el apoyo y prolongarse dentro del mismo la longitud suficiente para desarrollar por adherencia un tercio del esfuerzo máximo de tensión.

(4) En los pedestales deberá anclarse el fierro en el extremo del mismo y en la zona en que el concreto trabaja como material homogéneo (con fatigas de tensión de menos de 3 kgs/cm<sup>2</sup>) en una longitud incluyendo el gancho si lo hubiere suficiente para desarrollar por adherencia un esfuerzo de tensión en las varillas igual por lo menos a un tercio del esfuerzo máximo admitido (en nuestro caso 1265 kgs/cm<sup>2</sup>).

Los valores de adherencia que se admitieron para el cálculo son los que especifica la A.C.I. para varilla con anclaje especial (8% para varilla lisa o sea 11.2 kgs/cm<sup>2</sup>, y 10% fe para varilla corrugada, o sea 14 kgs/cm<sup>2</sup>).

Los valores permitidos para esfuerzo cortante cuando las varillas llevan anclaje especial son de 9% fe para condiciones normales de supervisión o sea 12.6 kgs/cm<sup>2</sup> y de 12% para condiciones especiales de supervisión, o sean 14.4 kgs/cm<sup>2</sup>.

En los cálculos se adoptaron los primeros para las secciones de las vigas, columnas, y pedestales; y los segundos para las articulaciones, en las que para cumplir con el requisito de una supervisión cuidadosa se van a hacer las armaduras soldadas en México, con el fin de asegurarse de las separaciones y anclaje de los estribos.

El cálculo de los estribos se sujetó a las siguientes especificaciones de la A.C.I.

El esfuerzo cortante que se permite para el concreto cuando el fierro lleva anclaje especial es de 3% fe o 4.2 kgs/cm<sup>2</sup>.

La separación máxima permitida para estribos verticales cuando los esfuerzos cortantes no pasan de 6% es de 0.45 d en que d es el peralte efectivo de la viga.

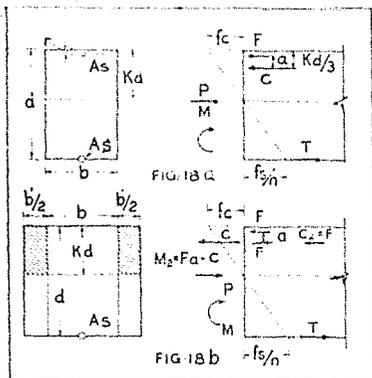
La separación máxima permitida para estribos verticales cuando el esfuerzo cortante tiene valores comprendidos entre 6 y 9% es de 0.30 d.

Los esfuerzos cortantes se calcularon con la fórmula  $v = V/bjd$ , en que v es el esfuerzo cortante unitario en la sección, V es el esfuerzo cortante total, b el ancho de la viga j la relación de la distancia del fierro de tensión al centro de compresión del concreto y d el peralte efectivo.

Los esfuerzos de adherencia se calcularon con la fórmula  $u = V/Pjd$  en que u es el esfuerzo unitario de adherencia y P la suma de perímetros de las varillas que trabajan a la tensión en la sección considerada.

Para los estribos se admitió una fatiga de tensión de 800 kgs/cm<sup>2</sup>.

## Cálculo de las Dimensiones y el Armado.



Como en la mayoría de las secciones de las vigas y columnas se presenta el caso más general de una viga sujeta a flexión y esfuerzos directos de compresión y tensión armada desimétricamente con fierro de tensión y compresión y como además una gran parte de las secciones están sujetas alternativamente a momentos flexionantes positivos y negativos, es necesario proceder en el cálculo por medio de numerosos tanteos con el fin de determinar los peraltes y áreas de fierro positivo y negativo convenientes para obtener un armado económico y sencillo.

Dado que las gráficas que traen la mayoría de los libros de concreto no tratan el caso de vigas con armado disimétrico, con el fin de poder llevar a cabo los tanteos con relativa rapidez, se procedió en el cálculo con la siguiente analogía:

La fig. 18 representa la sección de una viga disimétricamente armada, sujeta al momento exterior  $M$  y al esfuerzo directo  $P$ , que está equilibrados por la resultante de las fatigas interiores de compresión  $C$  del concreto,  $F$  del fierro y la tensión total del fierro negativo  $T$ .

La compresión  $C$  del concreto se encuentra aplicada a la distancia  $kd/3$  de la fibra superior y la compresión  $C$  a la distancia  $r$ .

Si suprimimos la fuerza  $F$  quitando el fierro de compresión y lo sustituimos por el área de concreto achurada en la fig. 18b, tal que produzca una compresión  $C_2$  igual a la  $F$ , obtenemos una viga que resiste el mismo esfuerzo directo que la de la figura 18a, y que resiste un momento  $M_2 = M - F(kd/3 - r)$ . Como el segundo término es pequeño, si no se requiere mucha precisión puede desprejiciarse y tomarse  $M_2 \approx M$ .

De la exposición anterior se deduce el siguiente método de cálculo para resolver el problema en que se tienen como datos las constantes  $k$  y  $j$  del concreto, correspondientes a las fatigas de trabajo adoptadas para el concreto y el fierro ( $f_c$  y  $f_s$ ); el momento y el esfuerzo directo en la sección ( $M$  y  $P$ ); el área de fierro positivo  $A_s$  y su recubrimiento  $r$  y en que se quiere calcular: el peralte efectivo  $d$  y el área de fierro de refuerzo negativo  $A_S$ . Se produce por tanteos suponiendo un peralte  $d$ . El valor de  $F$  (compresión total dada por el fierro positivo) será de  $F = A_s f_c (n-1) (1-e)$ .

El área adicional necesaria de concreto, para dar la compresión  $F$  es de  $2F/f_c$ , puesto que la fatiga media del concreto es de  $f_c/2$ ; el ancho ( $b'$ ) necesario para dar esta área es de  $2F/kd f_c$ ; substituyendo  $F$  por su valor tenemos:  $b' = 2 A_s (n-1) (1-e) / kd = A_s (Q/d)$ , en que  $Q$  es un coeficiente que es función principalmente de  $n$  y  $k$  los cuales son constantes y dependen de los valores  $f_c$  y  $f_s$  adoptados, y en segundo término del valor  $e$ .

Para que la viga de ancho ( $b'$ ) y peralte ( $d$ ) sin fierro de compresión, tenga las mismas fatigas máximas  $f_c$  y  $f_s$  que la viga de ancho  $b$  y peralte ( $d$ ) con fierro positivo  $A_s$  colocado con un recubrimiento  $r$ , debe sujetarse a un esfuerzo directo  $P$  y a un momento  $M_2 = M - F(kd/3 - r)$  como se deduce fácilmente de la fig. 18—. Substituyendo  $F$  por su valor y  $r = kd$  por  $e$ , obtenemos  $M_2 = M - [k(n-1)(1-3e) A_s f_c d/3] = M - R A_s f_c d$  en que  $R$  es un coeficiente que como el  $Q$ , dependen principalmente de  $n$  y  $k$  y en segundo término de  $e$ .

Para resolver el problema en la práctica se calculan valores de Q y R correspondientes a otros tantos de c. Se supone un valor al peralte d y se calcula el ancho adicional b' de la viga análoga y la corrección R AS fe d, en que debe disminuirse el valor del momento. Con esto el problema se reduce a calcular una viga simplemente armada de ancho b + b', sujeta a la compresión directa P y al momento M2, con lo que se simplifica notablemente el problema, pues casi todos los libros de concreto traen gráficas para la resolución de este caso.

Como ejemplo vamos a calcular la sección al centro de la viga BC. Tenemos como datos  $f_c = 56$ ;  $f_s = 1265$ ;  $n = 15$ ; el valor correspondiente de k es 0.40;  $M = 265$  T.m;  $P = 0$  AS = 64 cmts.<sup>2</sup>;  $r = 8$  cmts.; ancho de la viga = 2.00.

Para un primer tanteo tomamos  $d = 1.00$

$kd = 1.00 \times 0.40 = 0.40$ ;  $c = 0.08 \times 0.40 = 0.20$ ;  $Q = 2 \times 14 \times 0.80 \times 0.40 = 56$ ;  $b' = 56 \times 64 \div 100 = 36$  cmts.;  $R = 0.40 \times 14 \times 0.80 \times 0.40 \div 3 = 0.60$ ;  $M_2 = 265 - 0.60 \times 64 \times 0.56 \times 1.0 = 265 - 2 = 263$  T.m.

El problema se reduce a calcular una viga de ancho 2.36 sujeta al momento de 263 T. × M y al esfuerzo directo P = 0. Calculando con las tablas del Turneur and Maurer págs. 429 a 432, tenemos  $d = 107.5$  y AS = 223.

Un segundo tanteo con  $d = 107.5$  da  $Q = 57$ ;  $b' = 36.4$ ;  $M_2 = 265 - 2.5 = 262.5$ , y calculando con estos valores obtenemos  $d = 107.2$  y AS = 222.

En el ejemplo anterior es de notarse que Q y M<sub>2</sub>, permanecen casi constantes y que dada la convergencia de la serie uno o dos tanteos son más que suficientes para la mayoría de los casos.

El procedimiento anterior se empleó para proporcionar todas las secciones del puente.

Dado que el cálculo completo de las secciones es algo laborioso por los numerosos tanteos necesarios y dado que no presenta ningún interés, pues no es sino la repetición en cada tanteo del método de cálculo antes indicado, no se creyó conveniente exponerlo en el presente trabajo.

Con el fin de obtener un proyecto económico se vió que para los precios del fierro armado y del concreto, incluyendo mano de obra y cimbra que pueden obtenerse en el lugar y que son aproximadamente de \$90.00 por m<sup>3</sup> de concreto colado y de \$40.00 por tonelada de fierro colocado, convenia ajustarse a las siguientes reglas:

(1) En las vigas calcular las secciones compensadas, es decir en que el concreto y el fierro de tensión trabajan con sus fatigas máximas de trabajo.

(2) proyectar la cantidad mínima de fierro positivo permitida por la reversibilidad de momentos en la mayoría de las secciones.

(3) Procurar armar las columnas con la cantidad mínima de fierro. La A.C.I. especifica un mínimo de 1% en la sección. En el proyecto se colocaron por cientos de fierro comprendidos entre 0.3 y 1.5%.

(4) Procurar emplear en el armado un tipo uniforme de varillas. Se presentó la dificultad de emplear fierro comercial redondo, corrugado, ya que el diámetro máximo que fabrica la Monterrey, es el de 1 1/2 pulgadas, que tiene un área de apenas 11.35 cmts.<sup>2</sup>, por lo que en algunas secciones se necesitaba un número tal de varillas que aún colocándose en dos capas y aumentando el peralte de las vigas se obtenían separaciones entre ellas demasiado pequeñas. Un estudio de las demás secciones fabricadas por la Monterrey, indicó la conveniencia de emplear fierro cuadrado, pues por su forma regular desarrolla en todo su perímetro un esfuerzo uniforme de adherencia no pudiendo decirse lo mismo de otras secciones como fierro T o escuadras.

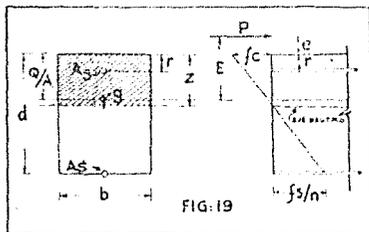
La Monterrey fabrica fierro cuadrado desde 3/4 hasta 4" habiéndose adoptado para el proyecto fierro cuadrado de 2", pues el empleo de fierro de mayores dimensiones daba fatigas de adherencia excesivas.

Este tipo de varilla es fabricado normalmente por la Fundidora de Hierro y Acero de Monterrey en longitudes de 6.00 m, pudiendo en casos especiales y para pedidos de alguna importancia, hacer una laminación especial y fabricarlo en mayores dimensiones.

El detalle del armado obtenido puede verse en la lámina XX.

## REVISION DE LAS DIFERENTES SECCIONES.

Habiéndose obtenido el proyecto de armado se procedió a revisar las diferentes secciones con el fin de obtener las fatigas de trabajo teóricas del hierro y del concreto, con el siguiente método:



Sea la fig. 19 la sección de una viga sujeta a una fuerza exterior excéntrica  $P$ , de dimensiones  $b \times d$  y armada con hierro negativo  $AS$  y hierro positivo  $As$ , siendo la relación de módulos de elasticidad del hierro y del concreto  $n$ .

Si llamamos  $Z$  a la distancia del eje neutro a la fibra superior, por las condiciones de equilibrio de la viga debe llenar la siguiente condición:

$Z = (I + Q \times Z) / (Q + A \times Z)$ , en que  $A$  es la suma del área efectiva de concreto y las transformadas del hierro:  $A = bZ^2/2 + (n-1) AS + nAS$ .

$Q$  es el momento estático respecto a la fibra superior de estas áreas y es igual a  $bZ^3/2 + (n-1) AS r + nAS d$ .

$I$  es el momento de inercia respecto a la fibra superior de las áreas mencionadas y es igual a  $bZ^3/3 + (n-1) AS r^2 + nAS d^2$ .

La distancia del centro de gravedad de las áreas transformadas a la fibra superior puede calcularse por la fórmula  $Q/A$  y el momento de inercia de dichas áreas respecto a un eje que pasa por el centro de gravedad, queda expresado por la fórmula  $I_g = I - Q^2/A$ .

La distancia de la fuerza exterior  $P$  al centro de gravedad será de  $E + Q/A = e$ , y el momento de esta fuerza respecto a dicho eje será  $M_g = Pe$ . Las fatigas del hierro y el concreto quedarán expresadas por las siguientes fórmulas:

$f_c = Z M_g / I_g$      $f_s = N (Z - r) M_g / I_g$     y     $f_s = n (d - Z) M_g / I_g$ ,  
en que  $f_c$  es la fatiga de la fibra superior del concreto;  $f_s$  la del hierro de compresión y  $f_s$  la del hierro de tensión.

Aplicando las fórmulas anteriores se puede calcular por tanteos el valor de  $Z$  y las fatigas de trabajo. Dada la convergencia de la serie en general no son necesarios más de dos tanteos.

Como ejemplo vamos a presentar la revisión de la sección de la viga AB, que se encuentra al paño de la columna B.

Datos  $M = 1035$  T. m.;  $P = 12$  T.; peralte de la viga 2.05 mts.; peralte efectivo = 193.5. Hierro positivo 6 fierros de  $2'' = 135$  ctm<sup>2</sup>; con recubrimiento de 8 ctm.; hierro negativo 19 fierros de  $2'' = 490$  ctm<sup>2</sup>;  $E = M/P - h/2 = 86.3 - 1.0 = 85.3$ .



Primer tanteo:

$$Z = 80 \quad A = 1.600 \quad Q = 0.640 \quad I = 0.341$$

$$\begin{array}{r} .217 \\ .755 \\ 3.552 \\ .040 \\ 2.592 \end{array} \quad \begin{array}{r} .017 \\ 1.421 \\ 2.078 \\ .043 \\ 2.111 \end{array} \quad \begin{array}{r} 0.001 \\ 2.750 \\ 3.092 \\ .027 \\ 3.119 \end{array} \quad \begin{array}{l} Z = \frac{3.1 + 85.3 \times 2.078}{2.1 + 85.3 \times 2.552} = 0.82 \\ Z = \frac{3.1 + 85.3 \times 2.111}{2.1 + 85.3 \times 2.592} = 0.821 \end{array}$$

$$\begin{aligned} e &= 85.3 + 2.11 / 2.592 = 85.3 + 0.815 = 86.1 \\ Mg &= Pe = 12 \times 86.1 = 1032 \\ Ig &= 3.119 - 2.111^2 / 2.592 = 1.398 \text{ m}^4 \\ Ic &= .82 \times 1032 / 1.398 = 606 \text{ T. m}^2 \\ Is &= (0.82 - 0.68) 15 \times 1032 / 1.398 = 8220 \text{ T. m}^2 \\ Es &= (1.935 - 0.82) \times 15 \times 1032 / 1.398 = 12380 \text{ T. m}^2 \end{aligned}$$

En forma semejante a la anterior se revisaron las demás secciones. La siguiente tabla da los resultados obtenidos para cada una.

FATIGAS DE TENSION Y COMPRESION DEL FIERRO Y EL CONCRETO																		FATIGAS DE ADHERENCIA			
PIEZA	ORIGEN	DIST. AL ORIGEN	DATOS TOMADOS DE LA FIG. 17							CALCULADO					Anclaje necesario	Anclaje	VER FIGS. 17 y 20			U = $\frac{V}{P \cdot d}$	
			h	r	d	As	As	M	P	Z	f <sub>c</sub>	f <sub>s</sub>	F <sub>s</sub>	v			P	d			
AB	A	0.850	115	8	107	206	310	1290	-23	42.3	44.4	573	1015	2.34	0.85	170	252	107	7.3		
AB	A	9.50	118	8	110	155	205	-250	+12	40.0	46.0	550	1203		7.00	87	84	107	11.2		
AB	A	10.80	135.7	8	127.7	155	561	-500	+12	35.0	61.4	707	1218		8.50	142	168	107	9.2		
AB	A	12.00	167.0	11.5	159.5	155	450	-760	+12	70.6	83.0	925	1140		9.80	180	294	1125	6.3		
AB	A	15.025	205	11.5	193.5	155	400	-1035	+12	821	60.6	785	1238	2.84	13.025	274	399	1935	4.1		
BC	B	0.975	205	11.5	193.5	26	307	-725	0	80	52.7	710	1129	2.57	0.975	290	399	1935	4.5		
BC	B	3.000	140	8	132	26	258	-325	0	53.5	49.9	636	1100		1.90	221	315	1585	5.1		
BC	B	9.25	115	8	107	64	258	+265	0	45.4	34.4	671	1265		4.00	162	210	115	7.8		
CD	C	10.40	115	8	107	103	310	+325	0	47.3	60.0	745	1135		3.76	125	126	107	10.90		
CD	C	12.20	115	8	107	310	103	-125	+10	25.6	23.8	242	1170		10.20	87	84	107	11.20		
CD	C	13.125	115	8	107	310	258	-270	+10	59.2	39.4	466	1050	2.44	13.125	170	168	107	11.00		
COL-A	BASE	1.75	1156	8	1076	2814	155	155	173	51	224	210	46.9	40.8	508	815					
A		4.21	1375	8	1295	2485	206	206	176	31	207	354	52.9	44.3	565	961					
A			1642	8	1562	2087	206	206	191	4	195	375	64.0	40.6	535	885					
A			1700	8	1620	2004	284	206	191	0	191	380	66.1	40.3	532	875	202				
A			1.70	8	162	200	206	284	-2	0	-2	-270	56.0	22.8	294	653	161				
COL-B-C	BASE		1467	8	1387	2696	155	155	378	50	428	385	77.8	38.6	521	450					
COL-BC	BASE		1950	8	1870	200	310	310	378	0	378	515	101.6	38.6	522	506	117				
COL-D	BASE		1220	8	1140	2620	155	155	176	40	216	220	48.9	40.9	511	825					
D			1433	8	1353	2372	206	206	176	24	200	352	55.1	44.2	560	961					
D			1693	8	1613	2070	206	206	195	4	198	400	65.2	40.5	553	890					
D			1750	8	1670	200	284	206	195	0	195	410	67.6	40.0	529	800	204				
D			1.25	8	167	200	206	284	-4	0	-250	57.8	20	259	577	142					
A	BASE		1642	8	1562	2087	206	206	-2	4	2	240	44.3	23.3	268	875	200				

Por los datos de la tabla anterior se ve que se procuró que el concreto en las vigas trabajara al máximo en las secciones de momentos positivos máximos, y en las secciones de las cartelas inmediatas a las columnas.

En las columnas se procuró también que el concreto trabajara a la fatiga máxima admitida.

Respecto al hierro negativo en las vigas se procuró que en todas las secciones trabaje al máximo aún cuando en algunas hubo necesidad de reducir la fatiga por no contar con suficiente longitud para el anclaje de las mismas.

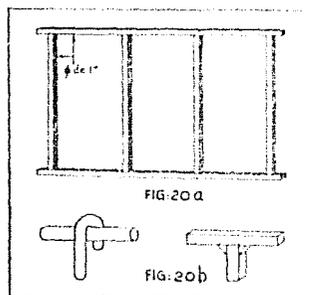
La fatiga de adherencia admitida en los anclajes es de  $4\% f_c = 5.6 \text{ kgs/ctm}^2$ . El área de una varilla de 2" es de  $25.8 \text{ ctms}^2$  y su perímetro de 20 ctms; la longitud de anclaje necesaria para una fatiga de trabajo de  $1000 \text{ kgs/ctms}^2$ , es de  $1000 \times 25.8 / 5.6 \times 20 = 230 \text{ ctms}$ . En la tabla anterior se han calculado los anclajes necesarios de las varillas situadas a inmediaciones de las columnas, multiplicando  $f_s$  por 0.230.

También puede notarse en la Tabla que las secciones críticas consideradas para la revisión de fatigas de tensión no se tomaron en los puntos de cambio del número de varillas, sino un metro atrás de los mismos, pues por la especificación de anclaje especial deben prolongarse más allá del punto en que ya no se necesitan una longitud suficiente para desarrollar por adherencia un tercio de la fatiga máxima de tensión. Para una tensión de 1265 el anclaje necesario es de  $1265 \times 0.230 = 291 \text{ ctms}$ . La tercera parte es de 97 ctms., habiéndose redondeado a 1.00 mts. A la derecha de la tabla se calcularon las fatigas de adherencia para diferentes secciones considerándose en este caso las secciones situadas en lugares de cambio del número de varillas.

## CAPITULO IV.

### CALCULO DE LOS DETALLES DEL PUENTE.

#### Estribos.



Se escogió el tipo de estribo que se ve en la fig. 20, por las siguientes razones:

(1) Porque por su sección transversal da separaciones convenientes pues para secciones mayores se obtienen separaciones mayores a las que permiten las especificaciones, por lo que es necesario aumentar el número de estribos en detrimento de la economía, y si se emplea fierro de menor diámetro, se necesita un número demasiado grande de estribos.

(2) Porque por su sección cuadrada se obtiene un mejor contacto entre el estribo y las varillas longitudinales, y además puede hacerse la junta entre el fierro vertical y longitudinal del estribo como se ve en la fig. 20, con lo que se puede reducir el recubrimiento.

(3) Porque por su rigidez facilita la colocación del fierro longitudinal, lo cual es importante si se tiene en cuenta que algunos de los fierros pesan hasta 350 kgs.

### CALCULO DEL NUMERO Y SEPARACION DE LOS ESTRIBOS.

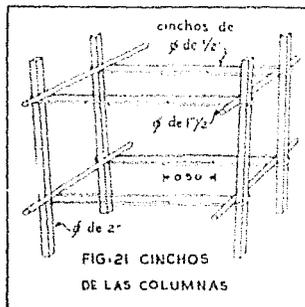
En la lámina siguiente se han calculado los valores  $v_f$  del esfuerzo cortante que debe ser absorbido por los estribos, y que se han calculado con la fórmula  $v_f = V / bjd - v_c$ ; en que  $V$  es el esfuerzo cortante total cuyo valor se ha tomado de la lámina XVII;  $b$  el ancho de la viga = 2.00 mts.  $j$ , una constante cuyo valor medio es 0.87;  $d$ , el peralte efectivo igual al peralte total  $h$  (tomado de las dimensiones generales, dadas en la lámina XX) menos el recubrimiento  $r$  (que es de 8 cms. para una capa de varilla y de 11.5 para dos capas);  $v_c$  el esfuerzo cortante que resiste el concreto (que es de  $3\% f_c$  para varillas con anclaje especial = 4.2 kgs./cms<sup>2</sup>). Por lo que la fórmula se redu-

ce en nuestro caso a  $vf = 0.58 V/d = 4.2$ , en que  $vf$  está dado en  $\text{kgs}/\text{ctms}^2$ ,  $V$  en toneladas y  $d$  en metros.

Como el área transversal de cada estribo es de  $4 \times 6.48 = 25.8$  y su resistencia de  $0.800 \times 25.8 = 20.7$  tons, y en la gráfica de valores de  $vf$  (véase pág. 41) cada unidad cuadrada representa  $400 \times 200 = 80,000$   $\text{kgs} = 80$  tons, se necesita un estribo por cada  $20.7/80 = 0.26$  unidades cuadradas, por lo que la graf. se dividió en áreas de  $0.26 \text{ un}^2$ , colocándose los estribos en el centro de gravedad de cada faja, habiéndose obtenido la distribución de estribos que se ve en la misma lámina.

## CALCULO DE LOS ANILLOS EN LAS COLUMNAS.

El objeto de los anillos en las columnas es de evitar que los fierros verticales se separen rompiendo el recubrimiento. Dado que el armado de las columnas es simétrico se pensó solucionar el problema en la forma que se ve en la fig. 21, uniendo los fierros verticales con anillos de  $\frac{1}{2}$ ", colocando sobre éstos, fierros transversales para ligarlos entre sí.



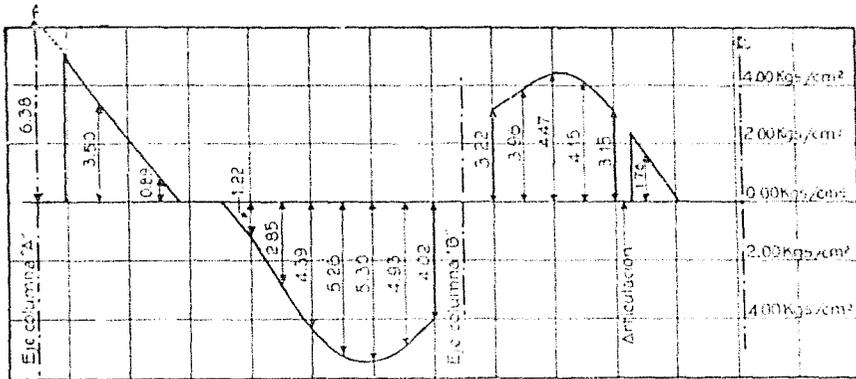
Las especificaciones de la A.C.I. para la separación de los cinchos son las siguientes:

- (1) Deberán colocarse a una distancia centro a centro de menos de 16 diámetros de los fierros verticales (en nuestro caso  $16 \times 5 = 80$   $\text{ctm}.$ ).
- (2) Deberán colocarse a menos de 48 diámetros del cincho (como en nuestro caso cada cincho se compone de dos varillas de diámetro de  $\frac{1}{2}$ ", se tomó un 50% más o sean 72 diámetros de fierro de  $\frac{1}{2}$ " =  $72 \times 1.27 = 92$   $\text{ctms}.$ ).
- (3) Deberán colocarse a menos de la menor dimensión de la columna (en nuestro caso 1.90  $\text{mt}.$ ).

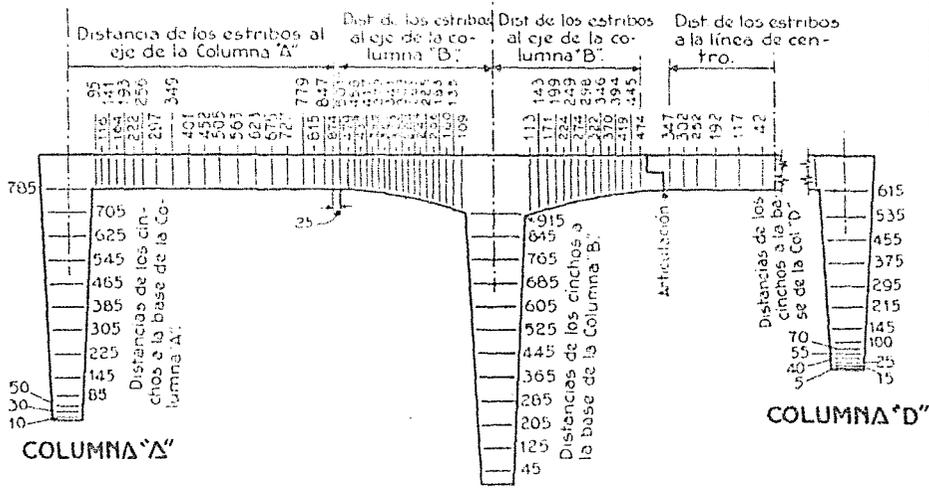
Como se ve domina la especificación No. 1, por lo que se colocaron a cada 80  $\text{ctms}.$ , excepto en las partes inferiores de las columnas A y D, donde debido a los esfuerzos cortantes dados por el empuje de tierras se disminuyó su separación con el fin de que trabajaran como estribos.

Para el fierro transversal se procuró obtener un por ciento medio de  $0.2\%$ ; tomando un ancho medio de columna de 1.35 por lo que se necesita un  $A_s$  de  $0.002 \times 135 \times 80 = 21.6$   $\text{ctms}^2$ . Como son dos varillas por sección se necesita que cada una tenga un área de  $21.6/2 = 10.8$   $\text{ctms}^2$ , habiéndose escogido varilla de  $1.5''$  que tienen  $11.35$   $\text{ctms}^2$ , de sección.

La distribución general de los cinchos puede verse en la lámina adjunta que indica además la colocación de los estribos, y en la que se han acotado las distancia de cada anillo a las bases de las columnas.



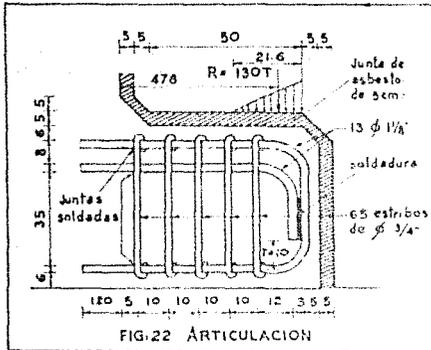
GRAFICA DE LOS ESFUERZOS CORTANTES UNITARIOS ABSORBIDOS POR EL FIERRO



PLANO QUE INDICA LA COLOCACION DE LOS ESTRIBOS EN LAS VIGAS Y DE LOS CINCHOS EN LAS COLS.

PIEZA	ORIGEN	Dist. al Origen	h	r	d	v	V <sub>0.58</sub> y	V <sub>-4.2</sub>	PIEZA	ORIGEN	Dist. al Origen	h	r	d	v	V <sub>0.58</sub> y	V <sub>-4.2</sub>
AB	A	0	115	8	107	+195	10.58	+6.38	BC	B	0.00	238.0	11.5	226.5	277	7.10	2.90
AB	A	2.00	115	8	107	+142	7.70	+3.50	BC	B	1.00	204.0	11.5	192.5	246	7.42	3.22
AB	A	4.00	115	8	107	+94	5.09	+0.89	BC	B	2.00	169.0	11.5	133.5	219	8.16	3.96
AB	A	5.00	115	8	107	+71	3.85	+0.35	BC	B	3.00	140.0	11.5	122.5	191	8.62	4.47
AB	A	6.00	115	8	107	-77	4.17	-0.03	BC	B	4.00	122.7	8	114.7	165	8.35	4.15
AB	A	7.00	115	8	107	-100	5.42	-1.22	BC	B	5.00	115.3	8	107.3	136	7.35	3.15
AB	A	8.00	115	8	107	-130	7.05	-2.85	BC	B	6.00	115.0	8	107.0	110	3.96	1.76
AB	A	9.00	115.3	8	107.3	-159	8.59	-4.39	BC	B	7.00	115.0	8	107.0	82	4.44	0.24
AB	A	10.00	127.7	8	114.7	-187	9.46	-5.26	BC	B	8.00	115.0	8	107.0	55	2.98	-1.22
AB	A	11.00	1400	11.5	128.5	-215	9.70	-5.30									
AB	A	12.00	167.0	11.5	155.5	-245	9.13	-4.93									
AB	A	13.00	2040	11.5	192.5	-273	8.22	-4.02									
AB	A	14.00	238.0	11.5	226.3	-301	7.70	-3.20									

CALCULO DE LOS ESFUERZOS CORTANTES ABSORBIDOS POR LOS ESTRIBOS



### Cálculo de la Articulación.

En la fig. 22 se presenta el detalle de la articulación.

El caso más desfavorable que puede presentarse es cuando por desajustamientos relativos de una sección respecto a la otra, la carga se concentra cerca del extremo de la articulación en la forma que se ve en dicha fig. en este caso.

$$M = 130 \times \frac{21.6}{3} = 62.2 T \times m$$

El fierro de refuerzo proyectado es de 8 fierros de 1" para el refuerzo de compresión = 8.3 cms<sup>2</sup>, y 10 fierros de 1" para el refuerzo de tensión = 10 cms<sup>2</sup>, el peralte total del cantiliver es de 55 cms.; el recubrimiento medio de arriba es de 10 cms. y el de abajo es de 6 cms., revisando en la forma indicada en la pag. 37 tenemos:

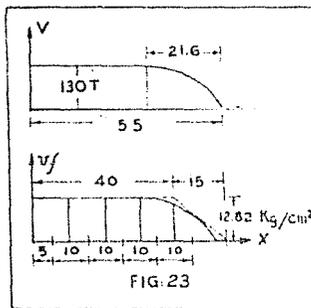
$$Z = 20.8 \text{ cm.}$$

$$f_c = 35.5 \text{ kgs./cms}^2.$$

$$f_s = 594 \text{ kgs./cms}^2.$$

$$F_s = 968 \text{ kgs./cms}^2.$$

por lo que se ve que el refuerzo está ligeramente sobrado, sin embargo se dejó así por ser la articulación un punto importante de la estructura.



En la fig. 23 puede verse la gráfica de los esfuerzos cortantes correspondientes a la condición de carga considerada; en la parte inferior de la misma se presenta la gráfica de  $v_f$ , calculada con la fórmula:

$$v_f = V / bjd - v_c \text{ (véase pág. 40)}$$

Se van a colocar estribos de la forma que se ve en la fig. 22 formados por 13 ramas de fierro de  $\frac{3}{4}$  o sea con una sección transversal de  $13 \times 2.84 = 37 \text{ cms}^2$ , y una resistencia de  $87 \times .8 = 29.5 \text{ tons}$ .

La tensión total que deben absorber los estribos obtenida de la gráfica de  $v_f$  es de 140 tons. por lo que se necesitan  $140 / 29.5 = 4.75$  estribos, por lo que se colocaron

5 estribos en los centros de gravedad de 5 áreas iguales en que se dividió la gráfica de  $v_f$ , como se ve en la fig. 23.

Como el valor de  $V / bjd = 130,000 / 200 \times .87 \times 45 = 17.03$ , representa el 12% de  $f_c$ ; además del anclaje especial se necesita una supervisión cuidadosa del armado según las especificaciones de la ACI para lo cual se van a soldar los estribos con los fierros longitudinales, mandando las armaduras de las articulaciones soldadas, desde México para cumplir con este requisito.

### CALCULO DE LOS PEDESTALES.

Dada la semejanza de los pedestales entre sí, se va a presentar únicamente el detalle del cálculo de uno de ellos.

En la lámina XXIV puede verse el corte transversal de la columna B en el que se indican las fuerzas horizontales que obran en la misma.

El caso más desfavorable para el cimiento es aquel en que el puente está totalmente cargado y sujeto a las fuerzas horizontales máximas.

Las fuerzas horizontales son las siguientes:

(1) La presión del viento en la estructura (La A.C.I. especifica  $0.15 T \times m^2$  para el caso de puente cargado y  $0.25 T \times m^2$  para el caso de puente descargado).

(2) La presión del viento en el tren (La A.C.I. especifica  $.45 T \times m$  aplicado a 2.50 mts. arriba del riel).

(3) El cabeceo (La A.C.I. especifica un cabeceo de la locomotora para la Cooper E-50 de 6.3 tons.)

### Cálculo de la Excentricidad de la Carga.

#### Cargas Verticales.

CM de las cartelas	=	24.9
$\frac{1}{2}$ CM en AB = $7 \times 11.35$	=	79.5
$\frac{1}{2}$ CM en BC = $9.25 \times 11.35$	=	105.2
$\frac{1}{2}$ (CV + I) en AB = $7.00 \times 11.50$	=	80.5
$\frac{1}{2}$ (CV + I) en BC = $9.25 \times 10.70$	=	99.0
aumento de reacción por (CV + I)	=	70.4
"    "    "    alargamiento	=	1.2
"    "    "    frenado	=	29.8
peso propio de la columna	=	82.5
"    "    del cimiento	=	36.0
		<hr/>
		608.0

#### Fuerzas Horizontales.

Viento en las vigas = $1.95 \times 16.25 \times .15$	=	4.75
"    "    la columna = $1.48 \times 9.25 \times .15$	=	2.05
"    "    el tren = $16.25 \times .45$	=	7.32
cabeceo de la locomotora	=	6.30

#### Momentos.

Fuerza.	Brazo.	Momento.
4.76	11.40	54.3
2.05	5.60	11.4
7.32	14.90	109.0
6.50	12.60	79.3
		<hr/>
		254.0 T $\times$ m

$$e = M/P = 254/608 = 0.418.$$

La resistencia máxima del terreno es de 6 kgs/ctm<sup>2</sup>, habiéndose proyectado un cimiento de 3.20 m.  $\times$  5.00 m. que dá una fátiga máxima al terreno de:

$$f = (1 + 6e/h) P/A = (1 + 6 \times .418/5.00) 608/16 =$$

$$= 38.0 \times 1.51 = 57.50 T/m^2.$$



### Cálculo del Armado del Cimiento.

La forma general de los pedestales es la que se ve en la lámina XXIV. Consta de una losa apoyada al centro sobre una viga longitudinal.

### Cálculo de la Losa.

se supuso para el cálculo una fatiga unitaria del terreno en los cuartos extremos del cimiento (que son los más fatigados por el momento del viento) de  $60 \text{ T/m}^2$  y en el medio central de  $50 \text{ T/m}^2$ .

$$\text{Tenemos } M = 60 \times 1.1^2 / 2 = 36.3 \text{ T} \times \text{m.}$$

$$V = 1.1 \times 60 = 66 \text{ T.}$$

Con fierro de 1265 kgs, concreto de 56 kgs y  $n = 15$  tenemos:

$$R = .394$$

$$J = .869$$

$$K = 9.43$$

$$p = 0.86\%$$

$$d^2 = M/Kb = 36.3 / (94.3 \times 1) = .386 \quad d = 0.62$$

$$A_s = 100 \times 62 \times .0086 = 53$$

$$P = V/ujd \text{ (u para anclaje especial} = 10\% \text{ } f_c = 14 \text{ kgs / } \text{ctm}^2)$$

$$P = 66000 / 14 \times .87 \times 60 = 90$$

Para disminuir P; aumentamos d a 0.70

$$A_s = M/fsjd = 3630000 / 1265 \times .87 \times 70 = 47 \text{ ctm}^2$$

$$P = 66000 / 14 \times .87 \times 70 = 77$$

Pongo fierros de 1" a cada 10 ctm con ganchos en la punta para que lleven anclaje especial, y que dan  $A_s = 50 \text{ ctm}^2$  y  $P = 80 \text{ ctm}$ . En la parte del centro en que la carga es de  $50 \text{ T/m}^2$ ; los pongo a cada  $10 \times 60 / 50 = 12 \text{ ctm}$ .

Estribos:

$$vf = V/bjd - vc = 66000 / 100 \times .87 \times 70 - 4.2 = 10.9 - 4.2 = 6.7$$

La distancia x en que deben repartirse (véase lámina XXIV) es  $x = 110 \times 6.7 / 10.9 = 68 \text{ cm}$ .

La tensión que deben resistir los estribos es:

$$T = 6.7 \times 68 \times 100 / 2 = 23100$$

Necesitamos una área de  $23100 / 800 = 28.9 \text{ ctm}^2$ . Pongo 15 fierros de  $\#8$  (que dan  $15 \times 1.93 = 29 \text{ ctm}^2$ ), repartidos en 3 hileras colocadas a cada 20 ctm. c. a. c. (véase lámina XXIV).

En la zona del centro como vf es menor, van un poco más espaciados.

### Cálculo de la Viga:

vuelo sobre la columna =  $(5-3.22) / 2 = 0.89$ ;  $w = 3.20 \times 60 = 192 \text{ T/m}$ ;  
 $M = 192 \times .89^2 / 2 = 76.3 \text{ T} \times \text{m}$ ;  $V = 192 \times .89 = 171 \text{ T}$ .

$$bd = V/vj \text{ (con anclaje especial } v = 9\% \text{ } f_c = 12.7 \text{ kgs / } \text{ctm}^2).$$

$$bd = 171000 / 12.7 \times 0.87 = 15700$$

pongo  $b = 100$ ,  $d = 160$ , lo que da:

$$bd = 16000$$

$$A_s = M/fsjd = 7630000 / 1265 \times .87 \times 160 = 43 \text{ ctm}^2.$$

$$P = V/ujd = 171000 / 14 \times .87 \times 160 = 88$$

pongo fierros de 1" a cada 10 ctm., con ganchos en la punta por el anclaje especial, lo que da:

$$A_s = 50 \text{ ctm}^2. \text{ y } P = 80 \text{ ctm}.$$



El vuelo de la losa horizontal es de 80 cms, por lo que tenemos:

$$M = 15 \times 8^2 / 2 = 4.8 T \times m.$$

$$V = .8 \times 15 = 12 \text{ tons.}$$

Para que la losa no necesite llevar estribos ve no debe pasar de  $3\% \text{ fc} = 4.2 \text{ kgs./ctms}^2$ . siempre que las varillas longitudinales lleven anclaje especial.

$$d = V / \gamma b j = 12000 / 4.2 \times 100 \times .87 = 33 \text{ ctms.}, \text{ pongo } 35 \text{ ctms.}$$

y 5 de recubrimiento por lo que  $h = 40 \text{ ctms.}$

$$A_s = M / f_s j d = 480000 / 1265 \times .87 \times 35 = 12.5 \text{ ctms}^2.$$

Por especificación pongo la mínima  $A_s$  permitida de  $0.5\% = 17.5 \text{ ctms}^2$ .

$$P = V / u j d = 12000 / 14 \times .87 \times 35 = 28 \text{ ctms.}$$

Pongo varillas de  $\frac{3}{8}$  a cada 16 ctms. con anclaje especial, y que dan:  $A_s = 17.7 \text{ ctms}^2$ .  
y  $P = 38 \text{ ctms.}$

Al murete de retención se le dió un peralte de 20 ctms. armándolo con un fierro de  $\frac{1}{2}$  a cada 16 ctms. con lo cual queda sobrado. El detalle del armado puede verse en la fig. 26.

# INDICE

CAPITULO I.—Estudios preliminares.	pág.
Descripción del Arroyo del Capire.....	3
Ante-proyectos.....	3
Proyectos preliminares.....	7
CAPITULO II.—Cálculo definitivo de momentos y esfuerzos cortantes	
Condiciones de apoyo consideradas para el cálculo del Puente.....	13
Rigideces y factores de transporte.....	14
Cargas y momentos de empotramiento.....	17
Distribución y momentos finales.....	21
Momentos máximos.....	24
Influencia del empuje de tierras.....	25
Esfuerzos cortantes máximos en las vigas.....	27
Esfuerzos cortantes máximos en las columnas.....	28
Gráfica de momentos y esfuerzos cortantes máximos.....	29
CAPITULO III.—Cálculo de las dimensiones y el armado de las piezas	
Especificaciones generales.....	31
Cálculo de las dimensiones y el armado.....	33
Revisión de las diferentes secciones.....	35
CAPITULO IV.—Cálculo de los detalles del Puente	
Estribos.....	39
Anillos en las columnas.....	40
Cálculo de la articulación.....	42
Cálculo de los pedestales.....	42
Cálculo de la cubeta del balasto.....	46
INDICE.....	49