

# EDUARDO TORROJA - OFICINA TÉCNICA

ACUEDUCTO DE TABLELLINA A CANAL GUADALCACIN

=====

CALCULOS JUSTIFICATIVOS.

FECHA Septiembre 1956

N.º 827.302

## TRAMOS NORMALES

=====

### PRETENSADO DE ARRANQUES

#### Hipótesis

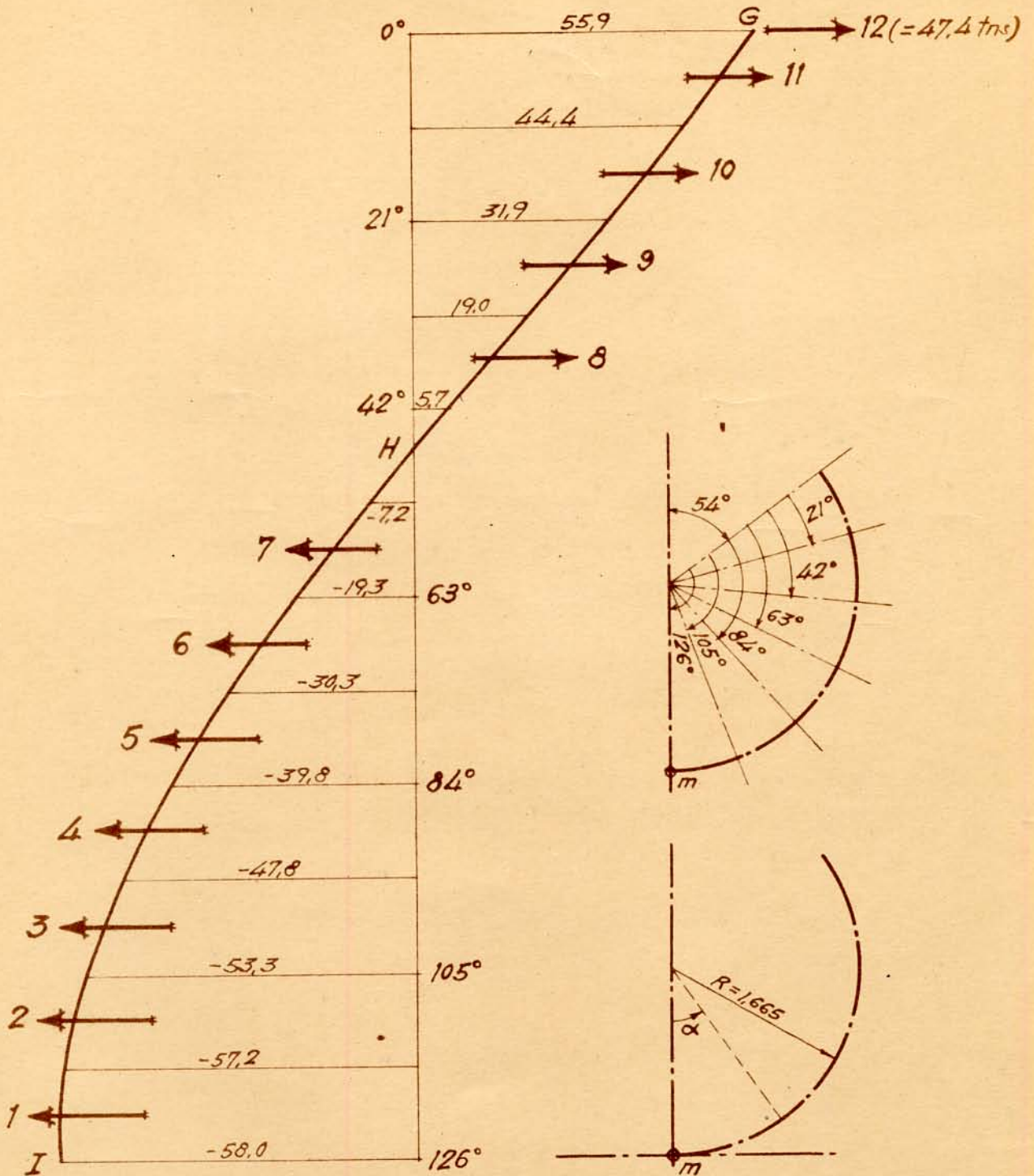
En el "cálculo laminar de la cuba" (páginas 84 y 93), se ve que la tensión principal de tracción resulta elevada, por lo que, para reducirla, se disponen pretensados en los arranques, mediante cables alojados en las cabezas de la cuba en la forma expresada en los planos.

Para el cálculo de los esfuerzos, se parte de la hipótesis de que la lámina se comporta como si fuese una pieza prismática rígidamente empotrada en sus extremos. La validez de esta hipótesis se basa en el hecho de que las diferencias obtenidas en el cálculo de los momentos flectores con arreglo a ambas teorías no llegan al 5%, como se demuestra a continuación.

En la figura P1 se ha trazado en desarrollo la semidirectriz de la pared de la cuba, y sobre ella se han tomado los valores de los esfuerzos longitudinales que actúan sobre la sección de arranque ( $x = 0$ ), deducidos en el "Cálculo laminar de la cuba" (Págs. 53 y 61) para la hipótesis de acueducto

SECCION DE ARRANQUE (x=0)

FIG. P1



Volumen de tracciones:  $47,4 + \frac{55,9 + 31,9 \times 2 + 5,7}{2} \times 0,61 + 5,7 \times \frac{0,13}{2} = \underline{86,02 T.}$

Volumen de compresiones:  $- \left[ \left( \frac{58,0}{2} + 57,2 + 53,3 + 47,8 + 39,8 + 30,3 + \frac{19,3}{2} \right) \times \frac{0,61}{2} + 19,3 \times \frac{0,48}{2} \right] = \underline{-86,03 T.}$

lleno. La curva GHI representa esos valores, teniendo presente que en el punto G existe la tracción de 47,4 tons correspondiente al esfuerzo total que actúa en la cabeza de la cuba. Análogamente, en la figura P2 se han representado los esfuerzos correspondientes a la sección central ( $x = 0,5L$ ) para la que el esfuerzo total de compresión en G es de 27,5 tns.

En ambos casos, se ha comprobado (en las mismas figuras) que el volumen de compresiones es igual al de tracciones. Por consiguiente, el valor del momento  $M$  (pa) se puede tomar respecto a una fibra cualquiera de la sección; en este caso, se toma la fibra correspondiente al punto  $m$  para la que la ordenada de otra fibra cualquiera viene dada por  $y = 1,665 (1 - \cos \alpha)$ , con lo que el momento flector resulta

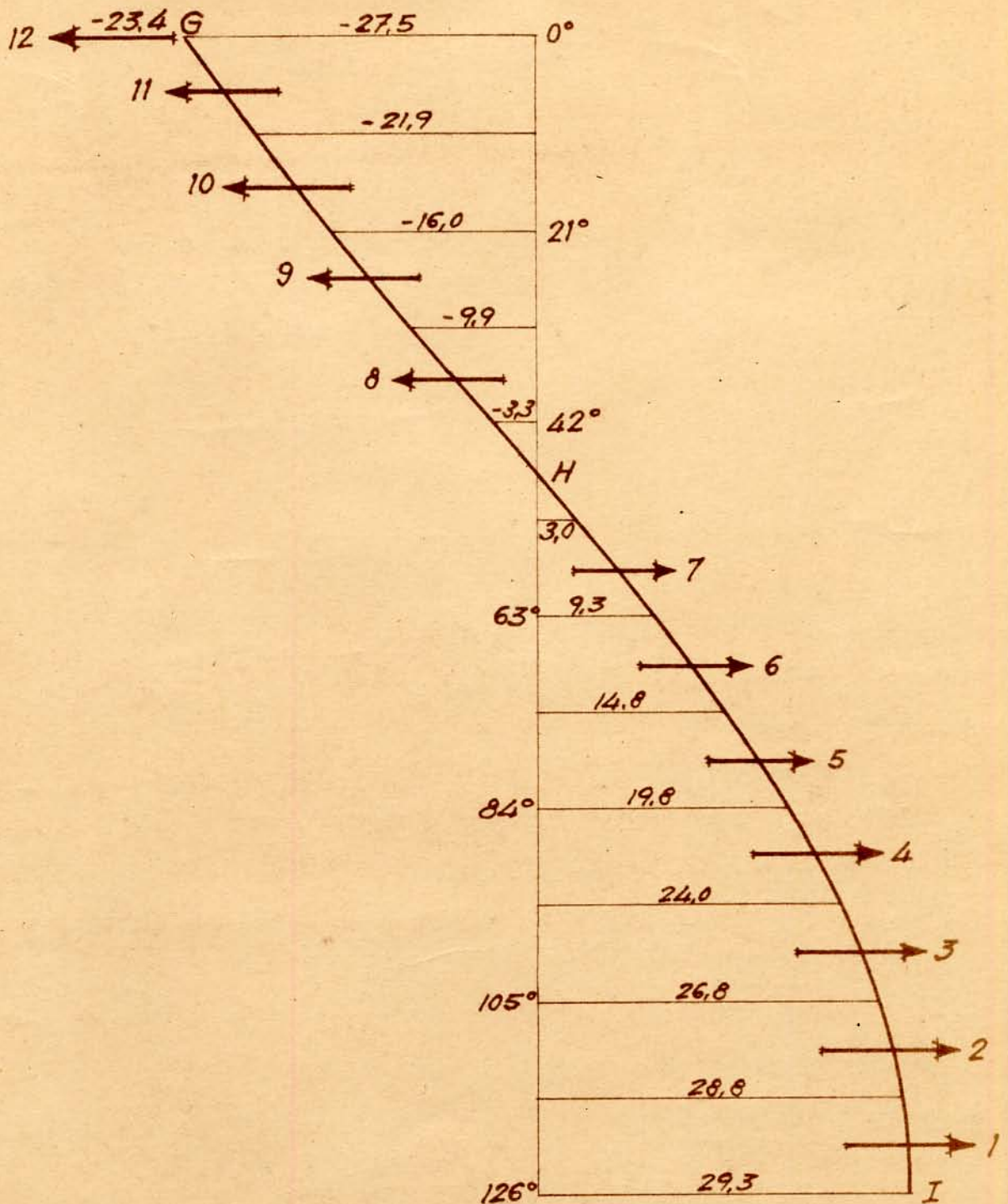
$$M = \sum F \ell y,$$

en la que  $\ell$  es la longitud desarrollada del trozo de la directriz y  $F$  el valor del esfuerzo en el punto medio de ese trozo.

En el cuadro P1 se han calculado los valores de  $\frac{1}{2} M_A$  (Momento en la sección de arranque) y  $\frac{1}{2} M_C$  (Momento de la sección central). Ahora bien; el "Cálculo laminar de la cuba" se ha desarrollado tomando 1,665 metros como radio medio, con lo que resulta un peso total (incluido el propio de la lámina) de 10,7 toneladas por metro lineal de tramo; pero como el radio correspondiente al área de agua de la sección es de 1,59 metros, el peso total/real es

# SECCION CENTRAL (x=0,5L)

# FIG. P2



Volumen de compresiones :  $-23,4 + \left(-\frac{27,5}{2} - 21,9 - 16,0 - 9,9 - \frac{3,3}{2}\right) \frac{0,61}{2} - 3,3 \times \frac{0,16}{2} = \underline{-42,94 T.}$

Volumen de tracciones :  $\left(\frac{29,3}{2} + 28,8 + 26,8 + 24,0 + 19,8 + 14,8 + 9,3 + \frac{3,0}{2}\right) \times \frac{0,61}{2} + 3 \times \frac{0,15}{2} = \underline{42,81 T.}$

CUADRO P1

	$\alpha$	l m.	y m.	Valores en la sección de arranque		Valores en la sección central	
				F Tn/m	l·y·F m.T.	F Tn/m	l·y·F m.Tn.
1	5°15'	0,305	0,0070	57,60	0,12	-29,05	-0,06
2	15°45'	"	0,0625	55,25	1,05	-27,80	-0,53
3	26°15'	"	0,1717	50,55	2,65	-25,40	-1,33
4	36°45'	"	0,3309	43,80	4,42	-21,90	-2,21
5	47°15'	"	0,5348	35,05	5,72	-17,30	-2,82
6	57°45'	"	0,7765	24,80	5,87	-12,05	-2,85
7	68°15'	"	1,0480	13,25	4,24	-6,15	-1,96
8	89°15'	"	1,6432	-12,35	-6,19	6,60	3,31
9	99°45'	"	1,9470	-25,45	-15,11	12,95	7,69
10	110°15'	"	2,2413	-38,15	-26,08	18,95	12,95
11	120°45'	"	2,5163	-50,15	-38,49	24,70	18,96
12	126°	1,00	2,6437	-47,40	-125,31	23,40	61,86

$$\frac{1}{2}M_A = -187,11 \text{ m.T.} \quad \frac{1}{2}M_C = 93,01 \text{ m.T.}$$

de 10,28 Tn. En consecuencia, los momentos reales obtenidos partiendo del cálculo laminar son:

En la sección de arranque:

$$M_A = -2 \times 187,11 \times \frac{10,28}{10,70} = -359,5 \text{ mton.}$$

y en la del centro:

$$M_C = 2 \times 93,01 \times \frac{10,28}{10,7} = 178,7 \text{ mton.}$$

Si se considera el tramo como pieza prismática rígidamente empotrada en sus extremos, estos mismos momentos valen:

$$M_A = -10,28 \times \frac{20,0^2}{12} = -342,7 \text{ mton.}$$

$$M_C = 10,28 \times \frac{20,0^2}{24} = 171,3 \text{ mton.}$$

y difieren de los anteriores en menos del 5%, como se ha dicho.

### Esfuerzos por efecto del pretensado

Según se ve en los planos, se disponen ocho cables semiflexibles tipo 7x7x0 de 16 mm de diámetro y cuya carga de rotura es de 14,71 toneladas por cable. La carga de trabajo efectiva, tomando 1,33 de coeficiente de seguridad y reduciendo el 15% por pérdida de tensión, debidas a las deformaciones lentas, etc, es de

$$\frac{14,71}{1,33} \times 0,85 = 9,40 \text{ ton.}$$

por otra parte, para cubrir el 5% de diferencia que se ha deducido en el estudio comparativo anterior, se reduce en esa misma proporción el valor anterior de la carga de trabajo, con lo que queda de:

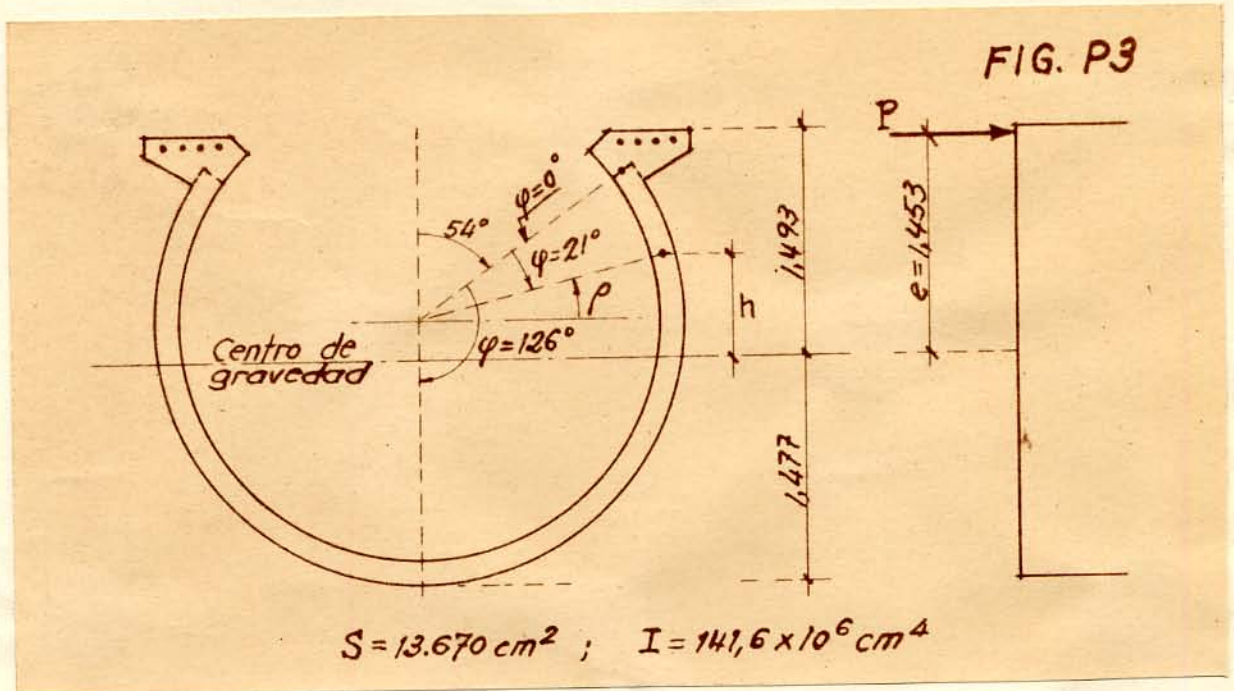
$$9,4 \times 0,95 = 8,93 \text{ Ton por cable.}$$

Se tiene pues, que el esfuerzo de compresión longitudinal en los dos arranques del tramo, por efecto del pretensado es, en total de:

$$8,93 \times 8 = 71,44 \text{ tons.}$$

del cual la mitad (cuatro cables) está aplicado a una distancia  $a = 0,1L$  y la otra mitad a  $b = 0,2L$ .

Estos esfuerzos ( $P_a = P_b = 35,72 \text{ ton}$ ) pueden sustituirse por un esfuerzo axial ( $N$ ) y un momento exterior ( $M_p$ ) originado por la excentricidad ( $e$ ) de su aplicación (Fig. P3).



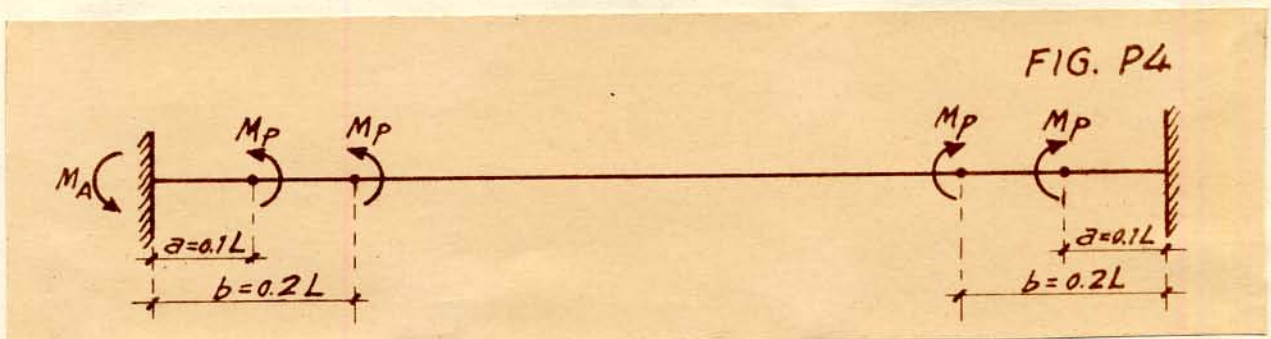
El valor del esfuerzo axial es:

$$N \Big|_o^a = - (P_a + P_b) = - 71,44 \text{ ton.}$$

$$N \Big|_a^b = - P_b = - 35,72 \text{ ton.}$$

y el de los momentos exteriores (Fig. P4)

$$M_p = P e = 35,72 \times 1,453 = 51,9 \text{ mton.}$$



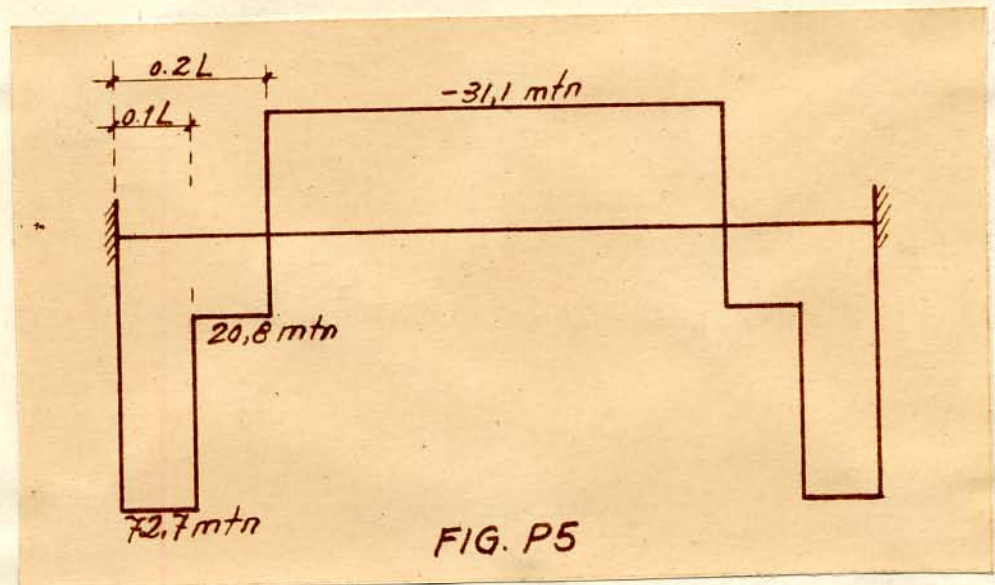
Bajo la acción de estos momentos exteriores, el momento ( $M_A$ ) de empotramiento en pieza prismática, resulta:

$$M_A = - 2 M_p \frac{L-(a+b)}{L} = - \frac{14}{10} \times 51,9 = - 72,7 \text{ mtns.}$$



Partiendo de este valor se traza el diagrama de momentos flectores (Fig. P5) a lo largo del tramo, sabiendo que

$$M_x = -M_A + \sum M_p$$



En resumen; los esfuerzos a que está sometida la pieza por efecto del pretensado de arranques, son los momentos representados en el diagrama de la figura P5 y los esfuerzos axiales indicados anteriormente.

#### Tensiones longitudinales por efecto del pretensado

Las tensiones longitudinales, supuesta la pieza prismática, vienen dadas con arreglo a la Resistencia de Materiales, por

$$\sigma_x = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} h$$

en la que  $S = 13.670 \text{ cm}^2$  es el área de la sección,  $I = 141,6 \times 10^6 \text{ cm}^4$  el momento de inercia y  $h$  la distancia de la pila estudiada al centro de gravedad de la sección ( Véase Fig. P3).

En el cuadro P2 se han deducido los valores de  $h$  que están dados por

$$h = 1,665 \operatorname{sen} \alpha + 0,263$$

Valores de  $h$  CUADRO P2

$\varphi$	$\rho$	$\operatorname{sen} \rho$	$h$
0	36°	0,58779	1,242
21	15°	0,25882	0,694
42	-6°	-0,10453	-0,089
63	-27°	-0,45399	-0,493
84	-48°	-0,74314	-0,974
105	-69°	-0,93358	-1,291
126	-90°	-1,00000	-1,402

Los valores de  $\sigma_x$ , por efecto de los esfuerzos que origina el pretensado de arranques, son los indicados en el cuadro P3.

### TENSIONES PRINCIPALES DEFINITIVAS

Las tensiones principales definitivas serán las que se deducen de la combinación de las tensiones  $\sigma_x$ ,  $\sigma_\varphi$  y  $\tau_{xy}$  estudiadas en el "Cálculo laminar" y la  $\sigma_x$  debida a la acción del pretensado de arranques. Ahora bien; es interesante destacar la importancia de los tres conceptos siguientes. El primero, referente a la sección de arranque, en la que por efecto de la

puesta en carga del tirante del marco de rigidez, (cu

Valores de  $\sigma_x$  por pretensado de arranques

CUADRO P3

$\varphi$	Sección $x=0$	$x=0.1L$	$x=0.2L, x=0.3L,$ $x=0.4L$ y $x=0.5L$
0	$-\frac{71.440}{13.670} - \frac{72,7}{1416} \times 124,2 = -11,61$	$-\frac{35.720}{13.670} - \frac{20,8}{1.416} \times 124,2 = -4,43$	$\frac{31,1}{1.416} \times 124,2 = 2,73$
21	- " - " $\times 69,4 = -8,79$	- " - " $\times 69,4 = -3,63$	" $\times 69,4 = 1,52$
42	- " + " $\times 8,9 = -4,77$	- " + " $\times 8,9 = -2,48$	- " $\times 8,9 = -0,20$
63	- " + " $\times 49,3 = -2,70$	- " + " $\times 49,3 = -1,89$	- " $\times 49,3 = -1,08$
84	- " + " $\times 97,4 = -0,23$	- " + " $\times 97,4 = -1,18$	- " $\times 97,4 = -2,14$
105	- " + " $\times 129,1 = 1,40$	- " + " $\times 129,1 = -0,71$	- " $\times 129,1 = -2,84$
126	- " + " $\times 140,2 = 1,97$	- " + " $\times 140,2 = -0,55$	- " $\times 140,2 = -3,08$

yo cálculo se desarrolla más adelante), al actuar la pared de la cuba como cabeza de compresión de la sección en té de dicho marco de rigidez, aparecen unas tensiones de compresión ( $\sigma_\varphi$ ) bastante importantes que reducen las tensiones de tracción. El segundo concepto se refiere al hecho de que los puntos  $\varphi = 0$  están dentro de la cabeza de compresión de la cuba y, por tanto, las tensiones en ese punto, calculadas con el espesor de la lámina no responden a la realidad; el primer punto verdaderamente representativo es el del encuentro de la pared con la cabeza, para el cual  $\varphi = 4^\circ$ . Los valores en este punto se deducirán por interpolación lineal entre los obtenidos para los puntos  $\varphi = 0$  y  $\varphi = 21^\circ$ . El tercer concepto es el de que, en el caso de acueducto lleno, las tensiones  $\sigma_x, \sigma_\varphi, \tau_{xy}$  han de multiplicarse por el factor  $\frac{10,28}{10,7} = 0,9607$

según se vió anteriormente, sin incluir en esta reducción el valor de  $\sigma_x$  correspondiente al efecto del esfuerzo axial longitudinal de 330 Ton.

En el cuadro P4 se detallan las tensiones principales de tracción que resultan en la hipótesis de acueducto vacío, y en el P5 las correspondientes al caso de acueducto lleno y sometido al esfuerzo longitudinal de 330 Ton.

La máxima tensión de tracción para acueducto vacío, resulta de 4,65 kg/cm<sup>2</sup> sin actuar el esfuerzo longitudinal de 330 toneladas, como se ha dicho. La circunstancia de que esta tensión sea inferior a la máxima admisible en el hormigón, permite efectuar el descinbrado de los tramos antes de la puesta en carga del arco.

Para acueducto lleno, toda la cara interior de la cuba está sometida a compresión, excepto una pequeña zona en la parte alta del apoyo. En esta zona, las tensiones que resultan para  $\varphi = 4^\circ$  son:

$$x = 0 \quad \sigma_1 = 5,22 + \frac{8,38 - 5,22}{21} \times 17 = 7,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 0,1L \quad \sigma_1 = 2,30 + \frac{3,75 - 2,3}{21} \times 17 = 3,48 \quad "$$

Ahora bien; considerando que los efectos del marco de rigidez se extienden hasta 1,00 metro a cada lado del apoyo, en esta sección se puede admitir que la tensión principal es de:

$$\sigma_1' = \frac{7,86 + 3,48}{2} = 5,67 \text{ kg/cm}^2$$

y por consiguiente, perfectamente admisible.

TENSIONES PRINCIPALES DE TRACCIÓN  
ACUEDUCTO VACIO

CUADRO P4

$x/L$		0	21°	42°	63°	84°	105°	126°
0	$\sigma'_x$	-0,11	-2,19	-3,57	-3,30	-8,57	-9,70	-10,13
	$\sigma'_y$	-0,9	-5,4	-10,2	-15,0	-18,9	-21,4	-22,3
	$\tau_{xy}$	2,7	4,4	5,0	4,8	3,6	1,9	0
	$\sigma_I$	+1,81	+0,9	-0,88				
0,1	$\sigma'_x$	1,17	-0,43	-1,98	-1,99	-5,08	-6,01	-6,35
	$\sigma'_y$	-0,4	-5,3	-16,8	-15,1	-18,9	-21,3	-22,1
	$\tau_{xy}$	2,4	4,0	4,7	4,3	3,3	1,8	0
	$\sigma_I$	+2,8	+2,13	-0,64				
0,2	$\sigma'_x$	3,23	1,22	-0,1	-0,98	-2,54	-7,24	-3,68
	$\sigma'_y$	-0,3	-5,2	-10,4	-15,2	-18,8	-21,3	-22,0
	$\tau_{xy}$	1,9	3,0	3,5	3,3	2,6	1,4	0
	$\sigma_I$	+4,03	+2,4	+0,97	-0,34			
0,3	$\sigma'_x$	-0,27	-0,28	-0,5	-0,88	-4,34	-2,64	0,12
	$\sigma'_y$	-0,3	-5,2	-10,4	-15,2	-18,9	-21,4	-22,2
	$\tau_{xy}$	1,2	1,9	2,2	2,1	1,7	1,0	0
	$\sigma_I$	+0,92	+2,52	+4,65	+6,26	+3,13	+6,1	+0,12
0,4	$\sigma'_x$	-2,37	-1,48	-0,8	-1,08	1,46	2,06	2,22
	$\sigma'_y$	-0,4	-5,2	-10,3	-15,1	-19,0	-21,5	-22,4
	$\tau_{xy}$	0,5	0,8	1,0	1,0	0,8	0,4	0
	$\sigma_I$				-1,01	+1,49	+2,06	+2,22
0,5	$\sigma'_x$	-2,97	-1,78	-0,9	-1,08	1,86	2,66	2,92
	$\sigma'_y$	-0,4	-5,2	-10,2	-15,1	-19,1	-21,6	-22,6
	$\tau_{xy}$	0	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_I$				-1,08	1,86	2,66	+2,92

TENSIONES PRINCIPALES DE TRACCIÓN  
ACUEDUCTO LLENO

CUADRO P5

$x/L$		0	21°	42°	63°	84°	105°	126°
0	$\sigma'_x$	0,12	-12,43	-25,22	-39,19	-49,79	-56,90	-59,31
	$\sigma'_y$	-0,86	-5,19	-9,80	-14,41	-18,16	-20,56	-21,42
	$\tau_{xy}$	8,74	13,55	15,18	14,22	10,95	5,86	0
	$\sigma_I$	8,38	5,22	-0,48				
0,1	$\sigma'_x$	-11,62	-18,12	-24,85	-31,85	-37,38	-41,05	-42,13
	$\sigma'_y$	-0,38	-5,09	-9,61	-13,55	-16,52	-18,45	-19,12
	$\tau_{xy}$	7,97	12,30	13,93	13,07	10,18	5,28	0
	$\sigma_I$	3,75	2,30	-1,31				
0,2	$\sigma'_x$	-20,31	-21,91	-24,20	-25,66	-27,10	-28,00	-28,14
	$\sigma'_y$	-0,19	-5,09	-9,41	-13,16	-15,76	-17,48	-18,06
	$\tau_{xy}$	6,15	9,32	10,66	10,18	7,88	4,32	0
	$\sigma_I$	1,54	-0,95					
0,3	$\sigma'_x$	-31,27	-28,34	-25,55	-22,01	-19,23	-17,24	-16,42
	$\sigma'_y$	-0,19	-5,00	-9,51	-13,26	-16,04	-17,77	-18,35
	$\tau_{xy}$	3,75	5,67	6,63	6,53	5,09	2,79	0
	$\sigma_I$	0,26	-3,70					
0,4	$\sigma'_x$	-37,32	-31,99	-26,41	-20,09	-14,81	-11,09	-9,70
	$\sigma'_y$	-0,29	-5,00	-9,51	-13,64	-16,81	-19,21	-19,21
	$\tau_{xy}$	1,73	2,59	3,07	3,07	2,40	1,34	0
	$\sigma_I$	-0,20						
0,5	$\sigma'_x$	-39,14	-33,14	-26,70	-19,32	-13,65	-9,26	-7,58
	$\sigma'_y$	-0,38	-4,90	-9,61	-13,74	-17,10	-19,02	-19,79
	$\tau_{xy}$	0	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_I$							

### ARMADURAS

Longitudinalmente, se disponen unas armaduras de sección equivalentes al 0,8% para cumplir las prescripciones relativas al caso de piezas sometidas a esfuerzos de compresión.

Transversalmente se ha de armar la pared de la cuba para soportar los esfuerzos transversales  $M_{\varphi}$  y  $N_{\varphi}$  (páginas 76-78 y 86-87 del "Cálculo laminar"). Las armaduras dispuestas resisten holgadamente esos esfuerzos.

### TENSORES ENTRE CABEZAS

Estos tensores se disponen para la hipótesis de acueducto llano, en la que los esfuerzos son:

$x/l$	=	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$N$	=	300	185	154	154	154	154 kg/m

El correspondiente al arranque no se considera, puesto que está sobradamente cumplida su función por el tirante del marco de rigidez. En cuanto a los restantes, se dispone una barra de  $\varnothing 12$  mm roscada en su extremo para tuercas de 7/16" tipo Whitworth cuya área útil es de 0,71 cm<sup>2</sup>; el esfuerzo de tracción admisible, para tensión de 1.500 kg/cm<sup>2</sup> es de

$$1.500 \times 0,71 = 1.060 \text{ kg.}$$

lo que permite dar un esfuerzo transversal a la cuba de (Fig.P6).

$$\frac{1.060 \times 2,9}{2,5 \times 3,83} = 320 \text{ kg/m.l.}$$

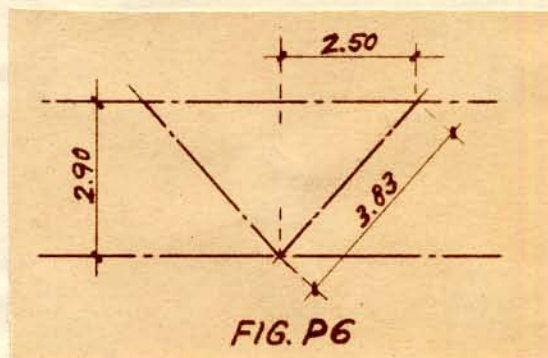


FIG. P6

MARCO DE RIGIDEZ DE LA CUBA EN LOS APOYOS SOBRE LAS  
PILAS

HIPOTESIS DE ACUEDUCTO LLENO

Las cargas actuantes sobre este elemento, en la hipótesis de acueducto lleno, son las deducidas en el "Cálculo laminar de la cuba" (Pag. 55). multiplicadas por dos, (puesto que actúan dos tramos sobre el mar - co). Su curva representativa se ha dibujado en la fig M1.

En el cuadro M1, inserto a continuación, están

MARCO DE RIGIDEZ

CUADRO M1

ACUEDUCTO LLENO.- FUERZAS ACTUANTES

Valores rectificandos

Fuerza	F Kgs	$\beta$	$\cos \beta$	$\sin \beta$	a m	b m	X Kgs	Y Kgs	$X_1$	$Y_1$	$X_{1b}$	$Y_{1a}$
1	5.920	57°36'	0,53583	0,84433	-0,076	-0,263	-3,170	-5,000	-2,250	-5,360	855	407
2	12.200	67°30'	0,38268	0,92388	-0,208	-0,518	-4,670	-11,270	-4,790	-12,090	2,481	2,515
3	17.400	81°00'	0,15643	0,98769	-0,315	-0,895	-2,720	-17,190	-2,790	-18,440	2,497	5,809
4	20.600	95°12'	-0,09063	0,99588	-0,328	-1,306	1,870	-20,520	1,920	-22,010	-2,507	7,219
5	19.900	110°30'	-0,35021	0,93667	-0,230	-1,738	6,970	-18,640	7,140	-19,990	-12,409	4,598
6	17.700	125°30'	-0,58070	0,81412	-0,026	-2,122	10,280	-14,410	10,540	-15,450	-22,366	402
7	13.600	140°30'	-0,77162	0,63608	0,271	-2,440	10,490	-8,650	10,750	-9,280	-26,230	-2,515
8	9.800	155°30'	-0,90996	0,41469	0,640	-2,670	8,920	-4,060	9,140	-4,380	-24,404	-2,784
R	—	—	—	—	0,830	—	0	+100,300	0	+107,570	0	+89,283
9	3.800	171°30'	-0,98902	0,14781	1,084	-2,802	3,760	-560	3,850	-600	-10,788	-650

$$X_1 = 1,025 X ; Y_1 = 1,0725 Y$$

indicados los valores correspondientes a las fuerzas

actuanes  $F_1 - F_2 - \dots$  producto de la longitud en que actúan por el valor medio tomado en la figura M1. Estas fuerzas son tangentes al eje de la pared de la cuba y sus componentes sobre los ejes vienen dadas (véase fig. M2) por:

$$X = - F \cos \beta$$

$$Y = - F \operatorname{sen} \beta$$

y sus coordenadas por,

$$a = - R \operatorname{sen} \beta = - 1,665 \operatorname{sen} \beta$$

$$b = 1,665 \cos \beta + 2,265$$

La reacción,

$$R + \sum Y = 0 \quad " \quad R = - \sum Y,$$

se introduce también como fuerza actuante por tratarse de una fuerza exterior. Ahora bien; en el cuadro se ve que el valor de esta reacción es de 100.300 kg. y como el peso total de la semicuba resulta de

$$(1,367 \times 2.400 + 7.000) \times 10 = 102.810 \text{ kg.}$$

se tiene una diferencia del

$$\left( \frac{102.810}{100.300} - 1,00 \right) \times 100 = 2,5\%$$

Por otra parte, el peso propio del semiarco:

$$\frac{3,97}{2} \times 2.400 = 4.760 \text{ kg.}$$

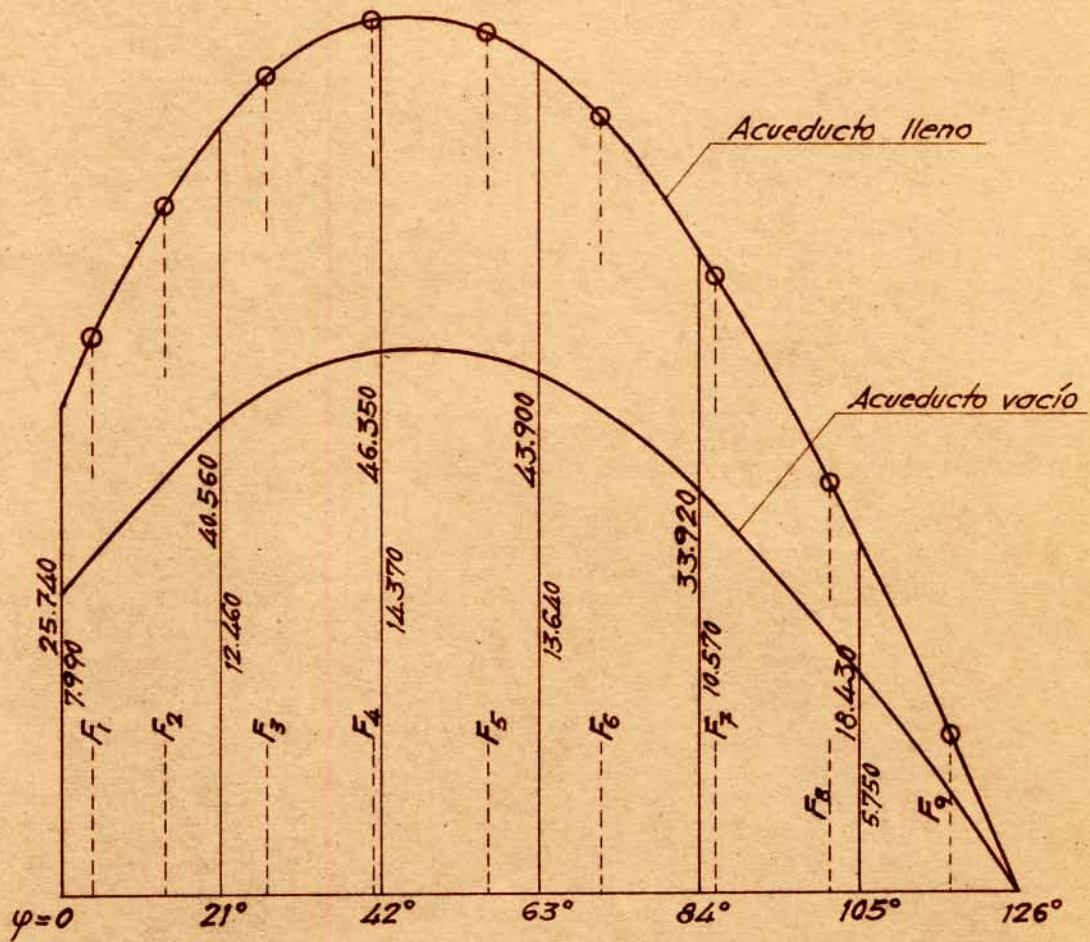
representa otra diferencia en las cargas verticales del

$$\frac{4.760}{100.300} = 4,75\%$$

Para compensar esas diferencias, se corrigen los valores X, Y, R, aumentando las componentes horizontales X en el 2,5% y las verticales en el (2,5+4,75) = 7,25%; esto último supone un pequeño error, que se

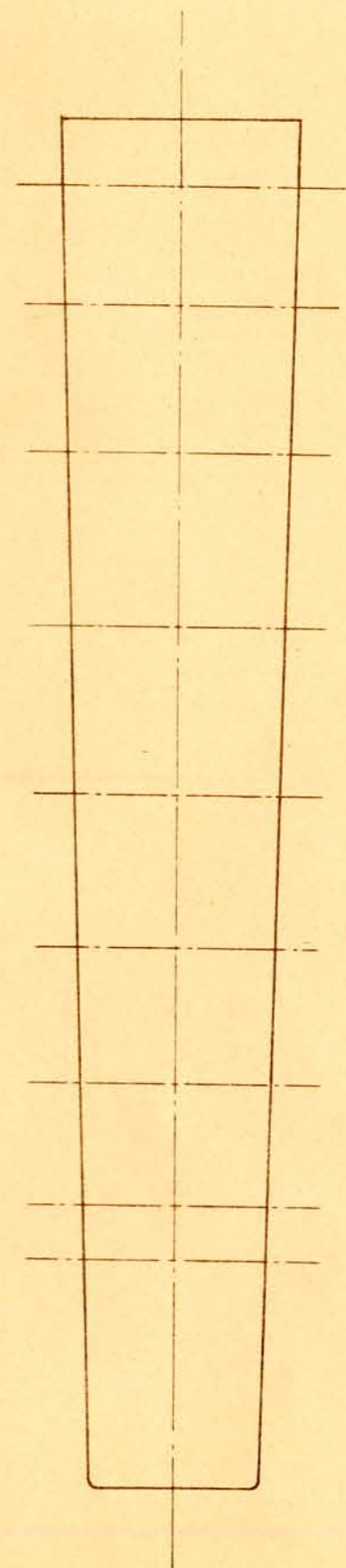
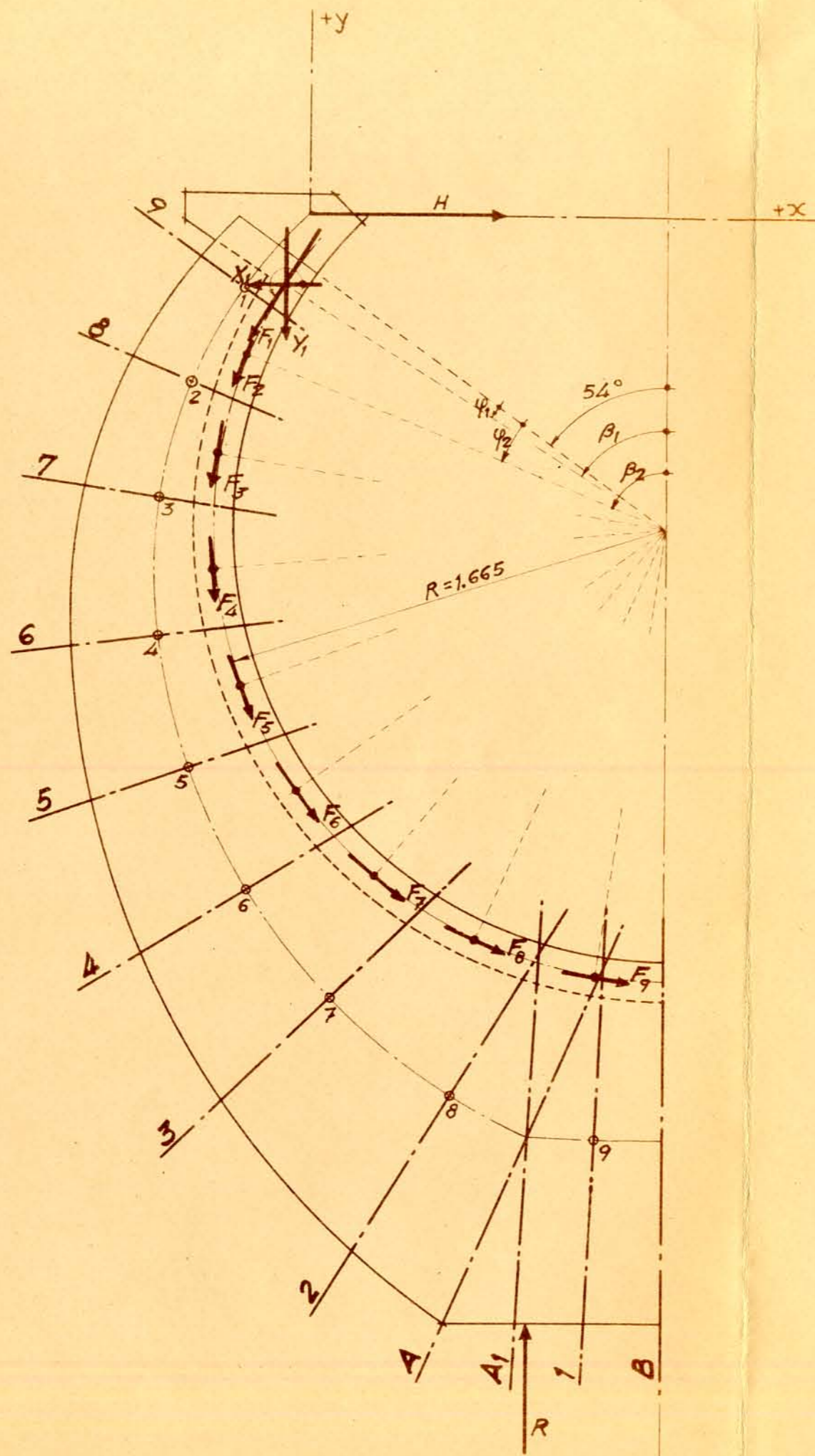


# FIGURA M1



**FIGURA M2**

ESCALA 1:20



desprecia, al considerar el peso propio del marco aplicado en el eje de la pared de la cuba.

Bajo la acción de estas fuerzas se procede al cálculo del corrimiento horizontal ( $u$ ) del punto de aplicación del tirante. Este corrimiento viene dado por

$$u = \sum_{ed}^{ef} M y \frac{\Delta l}{E_h I} = \frac{1}{E_h} \sum_{ed}^{ef} M y \phi$$

en la que

$$M = \sum_f Y (a-x) + \sum_f X (y-b); \quad \phi = \frac{\Delta l}{I}$$

En el cuadro M2 se deduce el valor  $\sum_{ed}^{ef} M y \phi$ , y de él se tiene:

$$u_1 = - \frac{26.616}{E_h (\text{kg/cm}^2)} \quad (\text{en cms})$$

Ahora bien; en el "Cálculo laminar de la cuba" se ha impuesto la condición de que el borde superior de la pared de la cuba tenga un corrimiento

$$u_2 = \frac{126.670}{E_h (\text{kg/cm}^2)} \quad (\text{cm})$$

luego el corrimiento eficaz de dicho borde ha de ser

$$u = u_2 - u_1 = \frac{126.670 + 26.616}{E_h (\text{kg/cm}^2)} = \frac{153.286}{E_h (\text{kg/cm}^2)}$$

Para conseguir ésto, es necesario introducir una fuerza horizontal  $H$  (mediante los correspondientes tensores) que anule ese corrimiento.

En el cuadro de deducción de  $u_1$  se ha obtenido el valor  $\sum_{ed}^{ef} M y \phi$  para una fuerza horizontal  $H' = 1000$  kg. con lo que  $M = 1.000 y$ . El corrimiento correspondiente a la fuerza real, será

MARCO DE RIGIDED

CUADRO M2

ACUEDUCTO LLENO.- DEDUCCION DEL CORRIMIENTO HORIZONTAL  $u_1$

Dovela	x m.	y m.	$\sum Y_i$ Kgs.	$\sum X_i$ Kgs.	$\sum Y_i a$ mKgs.	$\sum X_i b$ mKgs.	$x \sum Y_i$ mKgs.	$y \sum X_i$ mKgs.	M mKgs.	v ancho m	c canto m	$I = \frac{1}{12} v c^3$ m <sup>4</sup>	$\Delta l$ m	$\phi = \frac{\Delta l}{I}$ m <sup>-3</sup>	M. y. $\phi$ Kg/m.	$1.000 y^2 \phi$ Kg/m
1	-0,235	-0,28	-5.360	-3.250	407	855	1.260	910	-798	0,70	0,395	0,00360	0,40	111,11	24.826	8.711
2	-0,43	-0,63	-17.450	-8.040	2.922	3.336	7.504	5.065	-2.853	0,698	0,475	0,00606	0,40	66,01	118.646	26.199
3	-0,545	-1,06	-35.890	-10.830	8.731	5.833	19.560	11.480	-5.182	0,657	0,535	0,00936	0,50	53,42	293.432	60.023
4	-0,545	-1,56	-57.900	-8.910	15.950	3.326	31.556	13.900	-5.032	0,63	0,64	0,01376	0,50	36,34	285.266	88.437
5	-0,43	-2,05	-77.890	-1.770	20.548	-9.083	33.493	3.629	-233	0,605	0,755	0,02170	0,50	23,04	11.005	96.826
6	-0,215	-2,50	-93.340	8.770	20.950	-31.449	20.068	-21.925	10.406	0,582	0,91	0,03655	0,50	13,68	-355.885	85.500
7	0,10	-2,895	-102.620	19.520	18.435	-57.679	-10.262	-56.510	29.866	0,562	1,095	0,06149	0,50	8,13	-702.937	68.138
8	0,54	-3,255	-106.970	28.660	15.651	-82.083	-57.764	-93.288	62.210	0,545	1,34	0,10928	0,645	5,90	-1.194.712	62.511
9	1,08	-3,415	0	32.510	104.284	-92.871	0	-111.022	86.133	0,54	1,42	0,12885	0,50	3,88	-1.141.279	45.249

$\Sigma$  -2.661.638 | 541.490

$$\sum_{ed}^{ef} M y \phi = -2.661.638 \text{ Kg/m} = -26.616 \text{ Kg/cm}$$

$$\sum_{ed}^{ef} 1.000 y^2 \phi = 541.490 \text{ Kg/m} = 5.415 \text{ Kg/cm}$$

$$u' = \frac{5.415}{E_h} \frac{H}{1.000} = \frac{5.415}{E_h} H.$$

Por otra parte, admitiendo que la tensión de trabajo ( $\frac{H}{\Omega}$ ) del acero del tirante sea de 1.500 kg/cm<sup>2</sup> el alargamiento de éste vendrá dado por

$$u'' = \frac{1.500 \times 120}{E_a}$$

Se ha de cumplir que

$$u = u' - u''$$

o sea (Haciendo  $E_h = 2 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup> y  $E_a = 2,1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>)

$$\frac{153.286}{2} = \frac{5.415}{2} H - \frac{180.000}{21}$$

de donde

$$H = \left( \frac{153.286}{2} + \frac{180.000}{21} \right) \times \frac{2}{5.415} = 31,470 \text{ kg.}$$

Con estos datos se procede en el cuadro N3 a la deducción de los esfuerzos reales a que está sometida la pieza.

Estos esfuerzos vienen dados por

$$M = H + H_y$$

$$N = \cos \alpha \sum F_x + \sin \alpha \sum F_y,$$

$$Q = - \sin \alpha \sum F_x + \cos \alpha \sum F_y,$$

en las que  $\alpha$  es el ángulo que la directriz forma con el eje  $x$ .

#### ACUEDUCTO VACIO

En la hipótesis de acueducto vacío (La curva re

# MARCO DE RIGIDED

# CUADRO M3

## ACUEDUCTO LLENO.- ESFUERZOS REALES

Seccion	x m.	y m.	$\alpha$	$\text{sen } \alpha$	$\text{cos } \alpha$	$\Sigma Y, a$ mKgs	$\Sigma X, b$ mKgs	$x \Sigma Y, c$ mKgs	$y \Sigma X, d$ mKgs	M mKgs	H <sub>y</sub> mKgs	M <sub>f</sub> mKgs	$\Sigma \dot{X}_i$ Kgs	$\Sigma Y_i$ Kgs	$\text{cos } \alpha \Sigma \dot{X}_i$ Kgs	$\text{sen } \alpha \Sigma Y_i$ Kgs	N Kgs	$\text{sen } \alpha \Sigma \dot{X}_i$ Kgs	$\text{cos } \alpha \Sigma Y_i$ Kgs	Q Kgs
1	-0,235	-0,280	55°	0,81915	0,57358					-798	-8.812	-9.610	28.220	-5.360	16.186	-4.891	11.795	23.116	-3.074	-26.190
2	-0,430	-0,630	68°	0,92718	0,37461					-2.853	-19.826	-22.679	23.430	-17.450	8.777	-16.179	-7.402	21.723	-6.537	-28.260
3	-0,545	-1,060	82°	0,99027	0,13917					-5.182	-33.358	-38.540	20.640	-35.890	2.872	-35.541	-32.669	20.439	-4.995	-25.434
4	-0,545	-1,560	97°	0,99255	-0,12187					-5.032	-49.093	-54.125	22.560	-57.900	-2.749	-57.469	-60.218	32.392	7.056	-15.336
5	-0,430	-2,050	109°	0,94552	-0,32559					-233	-64.514	-64.747	29.700	-77.890	-9.669	-73.647	-83.316	28.082	25.359	-2.723
6	-0,215	-2,500	121°30'	0,85264	-0,52250					10.406	-78.675	-68.269	40.240	-93.340	-21.025	-79.584	-100.609	34.310	48.770	14.460
7	0,100	-2,895	134°	0,71934	-0,69466					29.866	-91.106	-61.240	50.990	-102.620	-35.421	-73.819	-109.240	36.679	71.286	34.607
8	0,540	-3,255	148°	0,52992	-0,84805					62.210	-102.425	-40.225	60.130	-106.970	-50.993	-56.685	-107.678	31.864	90.716	58.852
A	0,830	-3,400	156°	0,40674	-0,91355	15.651	-82.083	-88.785	-97.444	89.075	-106.998	-17.923	60.130	-106.970	-54.932	-43.509	-98.441	24.457	97.722	73.265
A <sub>1</sub>	0,830	-3,400	177°	0,05234	-0,99863					89.075	-106.998	-17.923	60.130	-106.970	-60.048	-5.599	-65.647	3.147	106.682	102.535
9	1,080	-3,415	178°	0,03490	-0,99939					86.133	-107.470	-21.337	63.980	0	-63.941	0	-63.941	2.233	0	-2.233
B	1,330	-3,420	180°	0	-1,00000	104.284	-92.871	0	-111.184	85.971	-107.627	-21.656	63.980	0	-63.980	0	-63.980	0	0	0

$\alpha =$  Angulo de la directriz con el eje x.  $\Sigma \dot{X}_i = H + \Sigma X_i$

$N = \text{cos } \alpha \Sigma \dot{X}_i + \text{sen } \alpha \Sigma Y_i$   $Q = -\text{sen } \alpha \Sigma \dot{X}_i + \text{cos } \alpha \Sigma Y_i$

representativa del doble de los valores de la página 56 del "Cálculo laminar de la cuba" está trazada también en la figura M1) las fuerzas actuantes son las indicadas en el cuadro M4. En él se ve que la reacción es de 31.395 kg y como el peso total de la semicuba es de

$$1,367 \times 2.400 \times 10,0 = 32.810 \text{ kg.}$$

la diferencia vale

$$\left( \frac{32.810}{31.395} - 1,00 \right) \times 100 = 4,5\%.$$

En cuanto al peso del semimarco, la diferencia es de

$$\frac{4.760}{31.395} \times 100 = 15,1\%.$$

En resumen, la corrección que se ha de aplicar a las cargas horizontales es del 4,5% y a las verticales del 4,5+15,1 = 19,6%. Con ello, se tienen los valores  $X_1$ ,  $Y_1$  del cuadro M4.

En el cuadro M5 se obtienen los valores reales de los esfuerzos en la hipótesis de acueducto vacío, deducidos aplicando el esfuerzo de 31.470 kg. correspondiente a la acción del tirante en el caso de acueducto lleno.

#### COMPROBACION DE SECCIONES

Conviene destacar que la hipótesis de acueducto vacío se ha estudiado exclusivamente para la puesta en carga de los tirantes durante la ejecución, pues una vez hormigonados los tirantes, después del llenado del acueducto, esa hipótesis no se vuelve a produ

cir; por consiguiente, la tensión de trabajo de las armaduras de las secciones de hormigón, se admite que sea de 1.800 kg/cm<sup>2</sup> en ese caso, mientras que en la hipótesis de acueducto lleno se toma de 1.500 kg/cm<sup>2</sup>.

Con las secciones de hormigón indicadas en los planos se disponen las armaduras necesarias para que cumplan las condiciones anteriores, así como las que se precisan para soportar la totalidad del esfuerzo cortante. La tensión máxima de trabajo a compresión en el hormigón se da en la sección 5 para la hipótesis de acueducto lleno; las características de la sección son las siguientes:

Ancho de la cabeza de compresión: 170 cm.  
 Espesor de la cabeza de compresión 15 "  
 Canto total: 75 "  
 Canto útil: 72 "  
 Armadura de tracción: 46 cm<sup>2</sup>  
 Momento flector: 64.747 mkg.  
 Esfuerzo axial: = - 83,316 kg.  
 Tensión de trabajo a compresión = - 67,6 kg/cm<sup>2</sup>.

MARCO DE RIGIDEZ

CUADRO M4

ACUEDUCTO VACIO.-FUERZAS ACTUANTES

Fuerza	F Kgs.	cos β	sen β	a m.	b m.	X Kgs.	Y Kgs.	Valores rectificadas			
								X <sub>i</sub>	Y <sub>i</sub>	X <sub>i,b</sub>	Y <sub>i,a</sub>
1	1.780	0,53583	0,84433	-0,076	-0,263	-954	-1.503	-995	-1.796	262	136
2	4.160	0,38368	0,92388	-0,208	-0,518	-1.592	-3.843	-1.660	-4.592	860	955
3	5.380	0,15643	0,98769	-0,315	-0,895	-841	-5.314	-877	-6.350	785	2.000
4	6.280	-0,09063	0,99588	-0,328	-1,306	569	-6.254	593	-7.474	-774	2.451
5	6.230	-0,35021	0,93667	-0,230	-1,738	2.182	-5.835	2.275	-6.972	-3.954	1.604
6	5.480	-0,58070	0,81412	-0,026	-2,122	3.182	-4.461	3.319	-5.331	-7.043	139
7	4.370	-0,77162	0,63608	0,271	-2,440	3.372	-2.780	3.517	-3.322	-8.581	-900
8	3.000	-0,90996	0,41469	0,640	-2,670	2.730	-1.244	2.847	-1.487	-7.601	-952
R	—	—	—	0,830	—	0	31.395	0	37.517	0	31.139
9	1.090	-0,98902	0,14781	1,084	-2,802	1.078	-161	1.124	-192	-3.149	-208

$X_i = 1,045 X ; Y_i = 1,196 Y$



# MARCO DE RIGIDEZ

# CUADRO M5

## ACUEDUCTO VACIO. - ESFUERZOS REALES

Sec- ción	x	y	sen $\alpha$	cos $\alpha$	M	Hy	M <sub>f</sub>	$\Sigma f X_i$	$\Sigma f Y_i$	cos $\alpha \Sigma f X_i$	sen $\alpha \Sigma f Y_i$	N	sen $\alpha \Sigma f X_i$	cos $\alpha \Sigma f Y_i$	Q
1	-0,235	-0,280	0,81915	0,57358	-269	-8.812	-9.081	30.475	-1.796	17.480	-1.471	16.009	24.964	-1.030	-25.994
2	-0,430	-0,630	0,92718	0,37461	-605	-19.826	-20.431	28.815	-6.388	10.794	-5.923	4.871	26.717	-2.393	-29.110
3	-0,545	-1,060	0,99027	0,13917	-2.014	-33.358	-35.372	27.938	-12.738	3.888	-12.614	-8.726	27.666	-1.773	-29.439
4	-0,545	-1,560	0,99255	-0,12187	-2.022	-49.093	-51.115	28.531	-20.212	-3.477	-20.061	-23.538	28.318	2.463	-25.855
5	-0,430	-2,050	0,94552	-0,32557	-362	-64.514	-64.876	30.806	-27.185	-10.030	-25.704	-35.734	29.128	8.851	-20.277
6	-0,215	-2,500	0,85264	-0,52250	3.520	-78.675	-75.155	34.125	-32.516	-17.830	-27.724	-45.554	29.096	16.990	-12.106
7	0,100	-2,895	0,71934	-0,69466	10.546	-91.106	-80.560	37.642	-35.838	-26.148	-25.780	-51.928	27.077	24.895	-2.182
8	0,540	-3,255	0,52992	-0,84805	22.277	-102.435	-80.158	40.489	-37.325	-34.337	-19.779	-54.116	21.456	31.654	10.198
A	0,830	-3,400	0,40674	-0,91355	31.794	-106.998	-75.204	40.489	-37.325	-36.989	-15.182	-52.171	16.468	34.098	17.630
A <sub>1</sub>	0,830	-3,400	0,05234	-0,99863	31.794	-106.998	-75.204	40.489	-37.325	-40.434	-1.954	-42.388	2.119	37.274	35.155
9	1,080	-3,415	0,03490	-0,99939	30.921	-107.470	-76.549	41.613	0	-41.588	0	-41.588	1.452	0	-1.452
B	1,330	-3,420	0	-1,00000	30.870	-107.627	-76.757	41.613	0	-41.613	0	-41.613	0	0	0

$$\alpha = \text{Angulo de la directriz con el eje } x \quad \Sigma f X_i = H + \Sigma f X_i = 31.470 + \Sigma f X_i$$

$$M_f = M + Hy = M + 31.470y \quad N = \cos \alpha \Sigma f X_i + \sin \alpha \Sigma f Y_i \quad Q = -\sin \alpha \Sigma f X_i + \cos \alpha \Sigma f Y_i$$

PILAS NORMALES

Se estudia la pila de altura máxima, puesto que para las restantes se está del lado de la seguridad y además la reducción que se podría obtener es pequeña.

DATOS

Empuje horizontal F, en rotura:

Por viento  $80 \times 2,97 \times 20 \times 1,4 = 6.650$

Por pandeo de la pila:  $\pm 2.200$

$$F = 8.850 \text{ kg}$$

Empuje horizontal F, con coeficiente de seguridad 1,4;

$$F = \frac{8.850}{1,4} = 6.320 \text{ kg.}$$

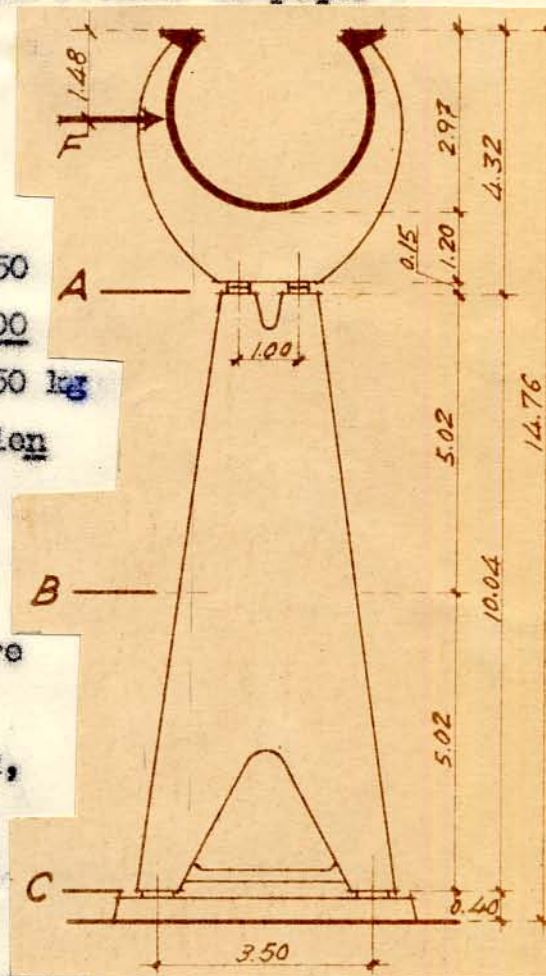
Presión uniforme del viento sobre la propia pila de  $100 \text{ kg/m}^2$  en trabajo y de  $1,4 \times 100 = 140 \text{ kg/m}^2$ , en rotura.

Peso de la cuba en vacío, incluido el peso del marco de rigidez:

$$(1,367 \times 20,0 + 3,43) \times 2.400 = 73.800 \text{ kg.}$$

Peso de la cuba en carga:

$$73.800 + 7.000 \times 20,0 = 213.800 \text{ kg.}$$



Peso propio de la pila:

$$\text{Entre A y B } (0,5 \times 5,02 \times 2,25 + 0,502 \times 2 \times 2,5) \times 2.300 = 18.800 \text{ kg}$$

$$\text{Entre A y C } \left[ (0,5 \times 10,04 + 1,004 \times 2) \times \frac{1,6 + 4,2}{2} - \frac{2,4 \times 2,6}{2} \times \right. \\ \left. \times 0,50 \right] \times 2.300 = 43.200 \text{ kg.}$$

#### ROTULA EN SECCION A

Se comprueba en rotura.

Máxima compresión:

$$N_{\text{max}} = - \left( \frac{213.800}{2} + \frac{8.850 \times 2,84 + 140 \times 0,5 \times 1,35^2 \times 0,5}{1,00} \right) = - \\ = - 132.100 \text{ kg.}$$

Mínima a compresión:

$$N_{\text{min}} = 132.100 - \frac{213.800 + 73.800}{2} = - 11.700 \text{ kg.}$$

Coefficiente de seguridad al vuelco en vacío y con F de rotura:

$$c.s. = \frac{73.800 \times 0,5}{25.200} = 1,47$$

Se dispone la rótula indicada en los planos, de 40 cm. de longitud y 5 cm. de ancho, apoyada sobre el hormigón mediante una placa de asiento de 45x18 cm.

#### ROTULA EN SUCCION C

$$N_{\text{max}} = - \left( \frac{213.800 + 43.200}{2} + \frac{8.850 \times 13,03 + 70 \times 1,35 \times 10,86}{3,5} + \right. \\ \left. + \frac{140 \times 7,03 \times 5,17}{3,5} \right) = - 163.200.$$

$$N_{\min} = - \left( \frac{73.800 + 43.200}{2} - \frac{8.850 \times 13,03 + 70 \times 1,35 \times 10,86 + 140 \times 7,03 \times 5,17}{3,5} \right) = - 23.800$$

$$c.s. = \frac{117.000 \times 1,75}{121.400} = 1,69$$

Rótula de 50x5 sobre placa de asiento de 55x18

#### PANDEO DE LA PILA

Para estar del lado de la seguridad, se considera como sección constante la correspondiente a las cabezas superior e inferior, que son las mínimas; en ellas se tiene

$$\text{Area: } S = 160 \times 50 = 8.000 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Momento de inercia: } I = 160 \times \frac{50^3}{12} = 1.667.000 \text{ cm}^4.$$

En el Anejo A2 se ha estudiado la fórmula de pandeo para las pilas. En el se ve que:

$$k_1 = \frac{R L^2}{\pi E I} = 0,49$$

en la que  $R \neq 160 \text{ kg/cm}^2$ ;  $L = 1.004 \text{ cm}$  y  $E = 160.000 \text{ kg/cm}^2$ .

Entrando en el ábaco A.2.1 con este valor de  $k_1$  se tiene:

$$\frac{\sigma_{\text{crit.}}}{R} = 0,81 \quad \text{o sea} \quad \sigma_{\text{crit.}} = 0,81 R = 130 \text{ kg/cm}^2.$$

En la sección inferior C, la carga máxima de trabajo es:

$$P = \left( \frac{213.800 + 43.200}{2} + \frac{34.700}{1,4} \right) = 152.800 \text{ kg.}$$

y como la carga crítica para la sección resistente va le:

$$P_{\text{crit}} = 130 \times 50 \times 70 = 455.000 \text{ kg.}$$

resulta que el coeficiente de seguridad al pandeo es de

$$\frac{P_{\text{crit}}}{P} = 3,0$$

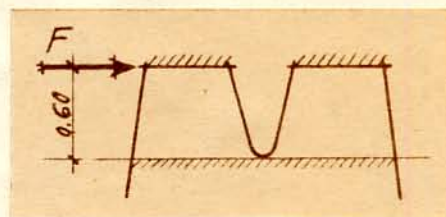
### DEDUCCION DE ESFUERZOS Y COMPROBACION DE SECCIONES

#### Sección A.

La tensión de trabajo debajo de la placa de asiento de la rótula vale:

$$H = - \frac{132.100}{45 \times 18} = - 163 \text{ kg/cm}^2$$

que por tratarse de período plástico es perfectamente admisible por ser en rotura y por disponerse las rejillas indicadas en los planos.



Por otra parte, el empuje horizontal vale:

$$F = 8.850 + 140 \times 0,5 \times 1,35 = 8.950 \text{ kg.}$$

y origina unos momentos de empotramiento:

$$M = \frac{8.950 \times 0,6}{4} = 1.340 \text{ mkg.}$$

La tensión de trabajo máxima a compresión en el hormigón se da para  $N_1 = - 132.100 \text{ kg}$  y vale:

$$H = - \frac{132.100}{50 \times 60} \left( 1 + \frac{6 \times 1,01}{60} \right) = - 48,5 \text{ kg/cm}^2$$

La mínima, para  $N_2 = - 11.700 \text{ kg}$ , resulta de tracción y de valor:

$$H = - \frac{11.700}{50 \times 60} \left( 1 - \frac{6 \times 11,4}{60} \right) = + 0,80 \text{ kg/cm}^2$$

que está sobradamente resistida con la armadura dis-

puesta, correspondiente al 8‰ de la sección necesaria (para una tensión de trabajo en el hormigón de 70 kg/cm<sup>2</sup>), o sea:

$$t = \frac{213.800}{70(1+0,008 \times 15)} \times 0,008 = 22 \text{ cm}^2.$$

### Sección B.

$$N_1 = - (213.800 + 18.800) = - 232.600$$

$$N_2 = - (73.800 + 18.800) = - 92.600$$

$$M = 8.850 \times 7,86 + 140 \times 0,5 \times \frac{6,37^2}{2} = 71.000 \text{ mkg.}$$

Canto total:  $d = 290$

Canto útil:  $c = 285$

Ancho:  $b = 80$

Armadura de tracción:  $t = 6,3 \text{ cm}^2.$

Armadura de compresión:  $u = 6,3 \text{ cm}^2.$

Tensión máxima a compresión:

$$H_1 = - \frac{232.600}{80 \times 290} \left( 1 + \frac{6 \times 30,6}{290} \right) = - 16,4$$

Para el esfuerzo axial mínimo se comprueba a flexión con puesta y se tiene:

Tensión a compresión en el hormigón:  $H_2 = - 11.$

Tensión a tracción en el acero:  $A = 60.$

El 8‰ de la sección necesaria es:

$$\frac{232.600}{70,4} \times 0,008 = 23,7 \text{ cm}^2.$$

### Sección C

$$N_1 = - (213.800 + 43.200) = - 257.000 \text{ kg.}$$

$$N_2 = - (73.800 + 43.200) = - 117.000 \text{ "}$$

$$M = 8.850 \times 12,88 + 140 \times 0,5 \times 1,35 \times 20,86 + 140 \times 7,03 \times 5,02 = 120.000$$

Sobre la placa de asiento se tiene:

$$H = - \left( \frac{257.000}{2} + \frac{120.000}{3,5} \right) \times \frac{1}{18 \times 55} = 164 \text{ kg/cm}^2.$$

$$H_1 = - \left( \text{ " } + \text{ " } \right) \times \frac{1}{60 \times 70} = - 38,6 \text{ "}$$

$$H_2 = - \left( \frac{117.000}{2} - \text{ " } \right) \times \text{ " } = - 5,8 \text{ "}$$

$$\text{Armadura: } \frac{257.000}{78,4} \times 0,008 = 26,3 \text{ cm}^2.$$

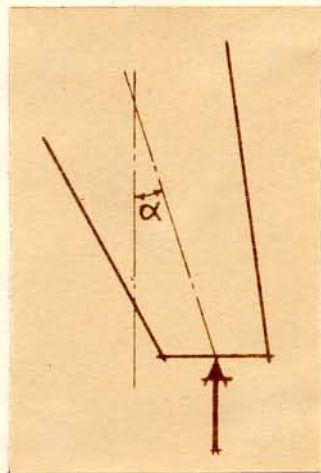
TIRANTE INFERIOR

La reacción máxima en trabajo vale:

$$\frac{257.000}{2} + \frac{120.000}{3,5 \times 1,4} = 152.000$$

siendo  $\text{tg } \alpha = 0,32$  la tracción en el tirante resulta:

$$152.000 \times 0,32 = 48.600 \text{ kg.}$$



Con una armadura de 30,5 cm<sup>2</sup> la tensión resulta de:

$$\frac{48.600}{30,5} = 1.590 \text{ kg/cm}^2$$

CIMIENTO

La carga de rotura del terreno, para cimiento rectangular, viene dada por:

$$Q_r = a b \gamma \left( D N_q + 0,8 N_\gamma \frac{b}{2} \right)$$

en la que,  $a$  (Largo) = 5,00 m.  $b$  (Ancho) = 1,8

$D$  (Profundidad) = 5,00 m.

Para la clase de terreno de que se trata, con un ángulo de rozamiento interno  $\varphi = 30^\circ$ , los valores restantes son:

$N_q = H \gamma = 20$ , y  $\gamma = 1,6$  para terreno seco y  $\gamma = 1$  para terreno inundado.

Para terreno seco se tiene:

$$Q_x = 1,8 \times 5,0 \times 1,6 (5 \times 20 + 0,8 \times 20 \times \frac{1,8}{2}) = 1.650 \text{ ton.}$$

y para terreno inundado:

$$Q'_x = \frac{1.650}{1,6} = 1.030 \text{ ton.}$$

Se estudian dos hipótesis: la primera para carga vertical solamente y la segunda para carga vertical combinada con el efecto del viento y de pandeo de la cuba, pero admitiendo que este empuje horizontal lo resiste el terreno frontal al cimiento.

Peso muerto de la superestructura: 257.000 kg.

Peso propio del cimiento:

Basa de la pila:

$$(1,3 \times 5,0 + 1,0 \times 4,7 + 4 \times 1,15 \times 4,85) \times \frac{0,45}{6} \times 2.200 = 5.500$$

$$\begin{array}{r} \text{Cimiento: } 1,8 \times 5,0 \times 5,0 \times 2.200 \\ \hline \end{array} = \underline{99.000}$$

104.500

Carga vertical total: 257.000 + 104.500 = 361.500 kg.

En la 1ª hipótesis los coeficientes de seguridad resultan:

$$\text{Terreno seco: } \sigma_1 = \frac{1.650}{361,5} = 4,56$$

$$\text{Terreno inundado: } \sigma_2 = \frac{1.030}{361,5} = 2,85$$

En la 2ª hipótesis, en rotura: se tiene:

$$P_{\max} = 361.500 \text{ kg.}$$

$$P_{\min} = 117.000 + 104.500 = 221.500$$

$$\begin{array}{r} M = 8.850 \times 13,33 + 140 \times 0,5 \times 1,35 \times 11,31 + 140 \times 7,03 \times 5,47 \\ \hline \end{array} = 124.450.$$





ZONA CENTRAL

TRAMOS ENTRE ESTRIBOS

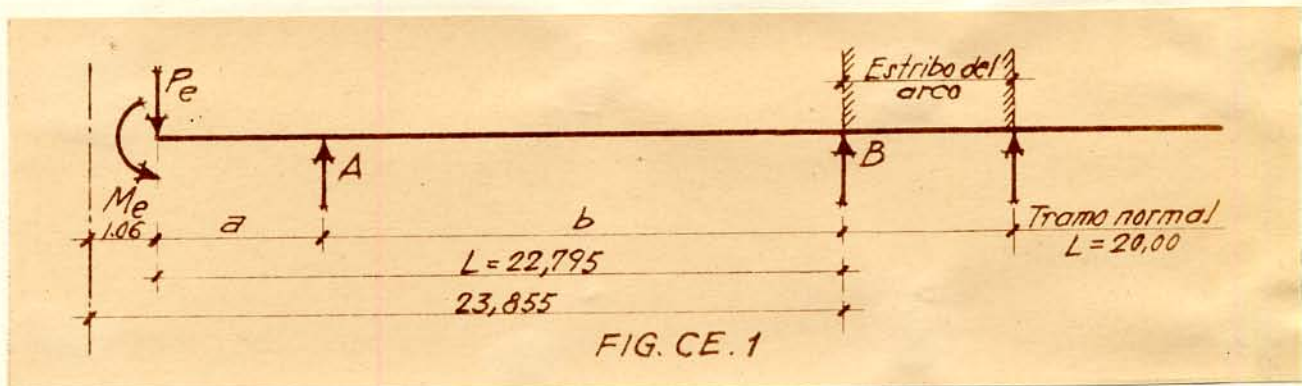


FIG. CE. 1

En el estudio del pretensado de arranques del tramo normal de la cuba, se ha visto que ésta se puede asimilar a una pieza prismática rígidamente empotrada en sus extremos, con un momento de empotramiento de 360 mton. Por consiguiente, para deducir los valores  $a$  y  $b$  (fig. CE.1) que determinan el punto de apoyo  $A$  del tramo central, se establece la condición de que la sección  $B$  de empotramiento en el estribo esté, aproximadamente, en las mismas condiciones que la sección de arranque del tramo normal sin que actúe el pretensado de arranque; o sea, que los esfuerzos tengan un valor aproximado de:

Momento flector:  $M = - 360$  mton.

Esfuerzo cortante:  $Q = (1,367 \times 2,4 + 7,0) \times 10 = 102,81$  ton

Para ello, se ha de cumplir que:

$$- p \frac{(L-a)^2}{8} - \frac{M_A}{3} + M_B = 0 \quad (1)$$

puesto que el giro en B ha de ser nulo por la condición de empotramiento rígido.

Los valores conocidos que entran en esa expresión son:

$p = - 10,28$  ton/m.

$$M_A = M_e - P_e a - \frac{P}{2} a^2 = 2,84 + 11,36a + 5,14 a^2$$

puesto que:

$$P_e = - [(3,2 + 0,2) \times 2 + (7,0 + 1,4 + 0,6) \times 0,34 + 1,5] = - 11,36 \text{ ton}$$

$$M_e = 6,8 \times 0,34 + 9,0 \times \frac{0,34^2}{2} = 2,84 \text{ mton.}$$

Por consiguiente, sustituyendo en (1)

$$\frac{10,28}{8} (22,795 - a^2) - \frac{1}{3} (2,84 + 11,36a + 5,14 a^2) - 360,0 = 0$$

simplificando,

$$0,4283a^2 + 62,3699 a - 306,7548 = 0$$

y resolviendo la ecuación

$$a = 4,763 \approx 4,765$$

$$b = 22,795 - 4,765 = 18,030$$

A continuación se deducen los esfuerzos en las diferentes secciones:

Sección A de voladizo

$$M_A = 2,84 + (11,36 + 5,14 \times 4,765) \times 4,765 = 173,7 \text{ mton.}$$

$$Q_A = - (11,36 + 10,28 \times 4,765) = - 60,40 \text{ ton.}$$

Sección A de la pieza AB

Sección A de la pieza AB

$$Q_A = 10,28 \times \frac{18,03}{2} - \frac{360,0 - 173,7}{18,03} = 82,3 \text{ ton.}$$

Sección de máximo momento positivo en la pieza AB.

Se da para  $x = \frac{82,3}{10,28} = 8,00$  y vale

$$M_x = 82,3 \times \frac{8,00}{2} - 173,7 = 155,5 \text{ mton.}$$

Sección B

$$M_B = (82,3 - \frac{10,28}{2} \times 18,03) \times 18,03 - 173,7 = - 360 \text{ mton.}$$

$$Q = 10,28 \times \frac{18,03}{2} + \frac{360,0 - 173,7}{18,03} = 103,1 \text{ ton.}$$

Pretensado longitudinal

Al no actuar en este tramo el esfuerzo longitudinal por arco, y en sustitución de él, se dispone un pretensado compuesto de 60 grupos de tres alambres de  $\phi$  5 mm, de 150 kg/mm<sup>2</sup> de tensión de rotura. Con 1,25 de coeficiente de seguridad y deduciendo el 15% para compensar las deformaciones lentas, etc, la tensión útil de trabajo vale:

$$\frac{150}{1,25} \times 0,85 = 102 \text{ kg/mm}^2.$$

con lo que el esfuerzo axial longitudinal resulta en total de:

$$102 \times 60 \times 3 \times 19,63 = 362.000 \text{ kg} = 362 \text{ ton.}$$

Comprobación de secciones

Se ve que los esfuerzos en las secciones de a-

rranque del voladizo (A) y del centro de la pieza AB son inferiores a las del tramo normal. Por ello y por disponer la misma sección no es necesario comprobarla.

En cuanto a la sección (B) de empotramiento del tramo en el estribo, en la que no se dispone el pretensado de arranque, conviene tener en cuenta las siguientes consideraciones.

Para el establecimiento de la luz (b) del vano, se ha supuesto que su empotramiento estaba en la línea de apoyo del estribo sobre la primera pila, siendo así que, se observa en los planos, dicho estribo avanza en voladizo, especialmente en la zona de la cabeza superior del tramo (zona extendida) en la cual llega hasta más de los 3,00 metros. Esto representa una reducción importante en la luz del vano y, por consiguiente, en los esfuerzos de tracción. Por otra parte, los tramos normales se han estudiado para un esfuerzo axial longitudinal de 330 ton, y en éste se ha dispuesto de 362 ton, lo que también representa una mejora importante en la sección B. Por todo ello, se puede admitir la supresión del pretensado de arranque.

#### PILA CENTRAL

=====

La carga máxima vale:

$$60,40 + 82,3 = 142,7 \text{ ton.}$$

y la mínima resulta, aproximadamente:

$$142,7 \times \frac{3,28}{10,28} = 45,5 \text{ ton.}$$

En el caso de que sea necesario descargar el arco, éste se apoyaría sobre la pila, dando una carga sobre ésta de:

$$187,74 \times \frac{23}{2,2} \times \frac{11,74}{14,18} = 162,5 \text{ ton.}$$

que sumadas a las correspondientes al tramo en vacío, da un total de:

$$162,5 + 45,5 = 208,0 \text{ ton.}$$

La pila que se adopta es igual a la correspondiente al tramo normal, el cual da una carga de  $102,81 \times 2 = 205,6$  ton, que es sensiblemente igual a la que ha de soportar en este caso.

A R C O  
===

Las características geométricas del arco son las indicadas en los planos; el hormigón se ha supuesto de 2,2 de peso específico.

La directriz corresponde al antifunicular de los pesos propios para la posición media del arco (Luz = 40 m; Flecha = 5,00 m). El cálculo de este antifunicular (de coordenadas  $x, y$ ) está desarrollado en el cuadro A1 de la página siguiente, en el que:

$$\text{Empuje horizontal: } H = \frac{\sum Px}{f} = 440.940 \text{ kg.}$$

$$\text{Reacción vertical: } V = \sum P = 187.740 \text{ kg.}$$

$$\text{Ordenadas de la directriz: } y = \frac{x(V - \sum P) + \sum Px}{H}$$

Por otra parte, el empuje horizontal del arco ha de permanecer constante al variar su luz, por acortamiento o alargamiento longitudinal del canal bajo los efectos térmicos, de retracción, etc. Para ello, (véase anejo A1) la rótula de clave ha de tener el radio  $R$  que se deduce a continuación (Fig. A1).

La posición del punto de contacto A y el giro general de la pieza para corrimientos  $\delta$  de la rótula de

# CUADRO A1

Dove- la	x	Peso (P)	Px	$\sum Px$	$\sum Y$	$x\sum Y + \sum Px$	y
1	0,30	$0,25 \times 0,3 \times 3,16 \times 2.200 = 520$	156	0	187.740	56.322	0,128
2	0,38	$(1,9 \times 0,70 + 0,16 \times 0,24) \times \frac{2.200}{2} = 1.505$	572	156	187.220	71.300	0,162
3	1,00	$(\text{"} \times 1,08 + 0,19 \times 0,64) \times \text{"} = 2.390$	2.390	728	185.715	186.443	0,423
4	1,50	$(\text{"} \times 1,12 + 0,21 \times 0,96) \times \text{"} = 2.560$	3.840	3.118	183.325	278.105	0,631
5	2,00	$(\text{"} \times 1,16 + 0,23 \times 1,28) \times \text{"} = 2.750$	5.500	6.958	180.765	368.488	0,836
6	2,50	$(\text{"} \times 1,20 + 0,25 \times 1,60) \times \text{"} = 2.950$	7.375	12.458	178.015	457.496	1,038
7	3,00	$(\text{"} \times 1,24 + 0,27 \times 1,92) \times \text{"} = 3.160$	9.480	19.833	175.065	545.028	1,236
8	3,50	$(\text{"} \times 1,28 + 0,29 \times 2,24) \times \text{"} = 3.390$	11.865	29.313	171.905	630.980	1,431
9	4,00	$(\text{"} \times 1,32 + 0,31 \times 2,56) \times \text{"} = 3.630$	14.520	41.178	168.515	715.238	1,622
10	4,50	$(\text{"} \times 1,36 + 0,33 \times 2,88) \times \text{"} = 3.740$	16.830	55.698	164.885	797.680	1,809
11	5,00	$(\text{"} \times 1,40 + 0,35 \times 3,20) \times \text{"} = 3.850$	19.250	72.528	161.145	878.253	1,992
12	5,50	$(\text{"} \times 1,44 + 0,37 \times 3,52) \times \text{"} = 3.950$	21.725	91.778	157.295	956.900	2,170
13	6,00	$(\text{"} \times 1,48 + 0,39 \times 3,84) \times \text{"} = 4.055$	24.330	113.503	153.345	1.033.573	2,344
14	6,50	$(\text{"} \times 1,52 + 0,41 \times 4,16) \times \text{"} = 4.150$	26.975	137.833	149.290	1.108.218	2,513
15	7,00	$(\text{"} \times 1,56 + 0,43 \times 4,48) \times \text{"} = 4.245$	29.715	164.808	145.140	1.180.788	2,678
16	7,50	$(\text{"} \times 1,60 + 0,45 \times 4,80) \times \text{"} = 4.335$	32.512	194.523	140.895	1.251.235	2,838
17	8,00	$(\text{"} \times 1,64 + 0,47 \times 5,12) \times \text{"} = 4.420$	35.360	227.035	136.560	1.319.515	2,993
18	8,50	$(\text{"} \times 1,68 + 0,49 \times 5,44) \times \text{"} = 4.500$	38.250	262.395	132.140	1.385.585	3,142
19	9,00	$(\text{"} \times 1,72 + 0,51 \times 5,76) \times \text{"} = 4.580$	41.230	300.645	127.640	1.449.405	3,287
20	9,50	$(\text{"} \times 1,76 + 0,53 \times 6,08) \times \text{"} = 4.660$	44.270	341.865	123.060	1.510.935	3,427
21	10,00	$(\text{"} \times 1,80 + 0,55 \times 6,40) \times \text{"} = 4.730$	47.300	386.135	118.400	1.570.135	3,561
22	10,50	$(\text{"} \times 1,84 + 0,57 \times 6,72) \times \text{"} = 4.800$	50.400	433.435	113.670	1.626.970	3,690
23	11,00	$(\text{"} \times 1,88 + 0,59 \times 7,04) \times \text{"} = 4.860$	53.460	483.835	108.870	1.681.405	3,813
24	11,50	$(\text{"} \times 1,92 + 0,61 \times 7,36) \times \text{"} = 4.925$	56.638	537.295	104.010	1.733.410	3,931
25	12,00	$(\text{"} \times 1,96 + 0,63 \times 7,68) \times \text{"} = 4.980$	59.760	593.933	99.085	1.782.953	4,044
26	12,50	$(\text{"} \times 2,00 + 0,65 \times 8,00) \times \text{"} = 5.040$	63.000	653.693	94.105	1.830.005	4,150
27	13,00	$(\text{"} \times 2,04 + 0,67 \times 8,32) \times \text{"} = 5.090$	66.170	716.693	89.065	1.874.538	4,251
28	13,50	$(\text{"} \times 2,08 + 0,69 \times 8,64) \times \text{"} = 5.140$	69.390	782.863	83.975	1.916.525	4,346
29	14,00	$(\text{"} \times 2,12 + 0,71 \times 8,96) \times \text{"} = 5.180$	72.520	852.253	78.835	1.955.943	4,436
30	14,50	$(\text{"} \times 2,16 + 0,73 \times 9,28) \times \text{"} = 5.220$	75.690	924.773	73.655	1.992.770	4,519
31	15,00	$(\text{"} \times 2,20 + 0,75 \times 9,60) \times \text{"} = 5.260$	78.900	1.000.463	68.435	2.026.988	4,597
32	15,50	$(\text{"} \times 2,24 + 0,77 \times 9,92) \times \text{"} = 5.290$	81.995	1.079.363	63.175	2.058.575	4,669
33	16,00	$(\text{"} \times 2,28 + 0,79 \times 10,24) \times \text{"} = 5.320$	85.120	1.161.358	57.885	2.087.518	4,734
34	16,50	$(\text{"} \times 2,32 + 0,81 \times 10,56) \times \text{"} = 5.350$	88.275	1.246.478	52.565	2.113.800	4,794
35	17,00	$(\text{"} \times 2,36 + 0,83 \times 10,88) \times \text{"} = 5.370$	91.290	1.334.753	47.215	2.137.408	4,847
36	17,50	$2,847 \times 2.200 = 6.265$	109.638	1.426.043	41.845	2.158.330	4,895
37	18,00	$3,854 \times \text{"} = 8.480$	152.640	1.535.681	35.580	2.176.121	4,935
38	18,50	$3,978 \times \text{"} = 8.750$	161.875	1.688.321	27.100	2.189.671	4,966
39	19,00	$3,885 \times \text{"} = 8.545$	162.355	1.850.196	18.350	2.198.846	4,987
40	19,50	$3,266 \times \text{"} = 7.185$	140.107	2.012.551	9.805	2.203.748	4,998
41	19,80	$1,190 \times \text{"} = 2.620$	52.033	2.152.658	2.620	2.204.691	5,000
$\Sigma =$			2.204.691				



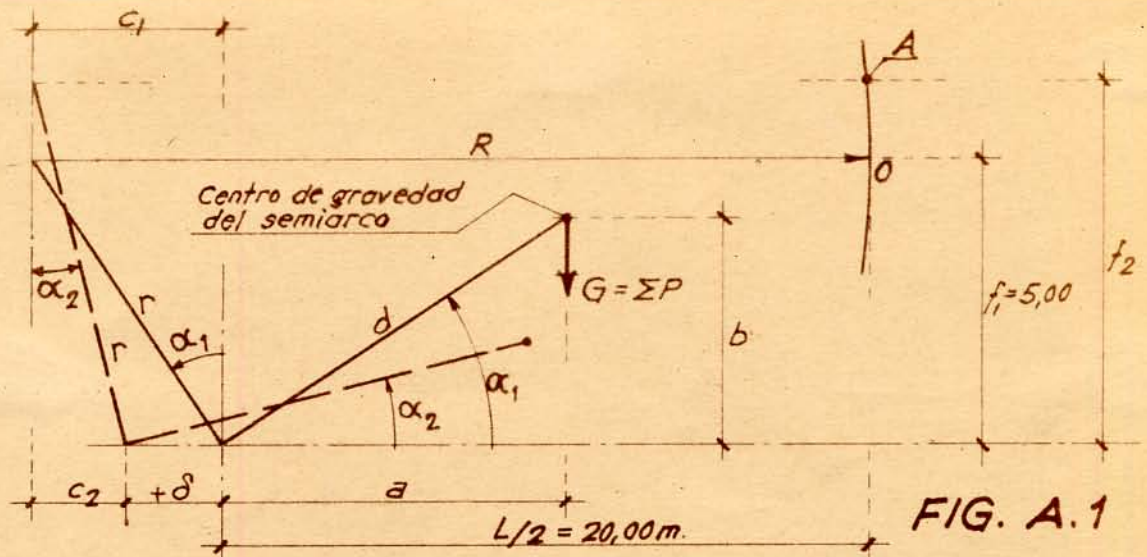


FIG. A.1

$$a = \frac{\Sigma PX}{G} = 11,743$$

$$b = \frac{\Sigma PY}{G} = 3,650$$

$$d = \sqrt{a^2 + b^2} = 12,298$$

$$r = \frac{dG}{H} = 5,236$$

$$c_1 = \frac{br}{d} = 1,554$$

$$R = 20,00 + C = 21,554$$

$$\text{sen } \alpha_1 = \frac{b}{d} = 0,296838 \quad \alpha_1 = 19^{\circ} 18' 64,26''$$

arranque vienen dados por:

Para  $\delta = + 0,30$  cm.

$$c_2 = c_1 - 0,3 = 1,254$$

$$f_2 = \sqrt{r^2 - c_2^2} = 5,084$$

$$\text{sen } \alpha_2 = \frac{c_2}{r} = 0,239542$$

$$\text{cos } \alpha_2 = \frac{f_2}{r} = 0,970886$$

$$\alpha_2 = 15^{\circ} 3' 39,9476'' \quad \alpha_1 - \alpha_2 = 3^{\circ} 7' 86,95''$$

$$\text{sen } (\alpha_1 - \alpha_2) = 0,059450$$

$$\text{cos } (\alpha_1 - \alpha_2) = 0,998231$$

$$\text{Giro: } \frac{\pi R (\alpha_1 - \alpha_2)}{200} = 1,28216 \text{ rad. (hacia abajo)}$$

$$R \text{ sen } (\alpha_1 - \alpha_2) = 1,281$$

$$R [1 - \text{cos}(\alpha_1 - \alpha_2)] = 0,038$$

Para  $\delta = - 0,30$  m.

$$c_3 = c_1 + 0,3 = 1,854$$

$$f_3 = \sqrt{r^2 - c_3^2} = 4,897$$

$$\text{sen } \alpha_3 = \frac{c_3}{r} = 0,354133$$

$$\text{cos } \alpha_3 = \frac{f_3}{r} = 0,935195$$

$$\alpha_3 = 23^{\circ} 0' 44,842''$$

$$\alpha_3 - \alpha_1 = 3^{\circ} 8' 58,416''$$

$$\text{sen } (\alpha_3 - \alpha_1) = 0,0605708$$

$$\text{cos}(\alpha_3 - \alpha_1) = 0,9981638$$

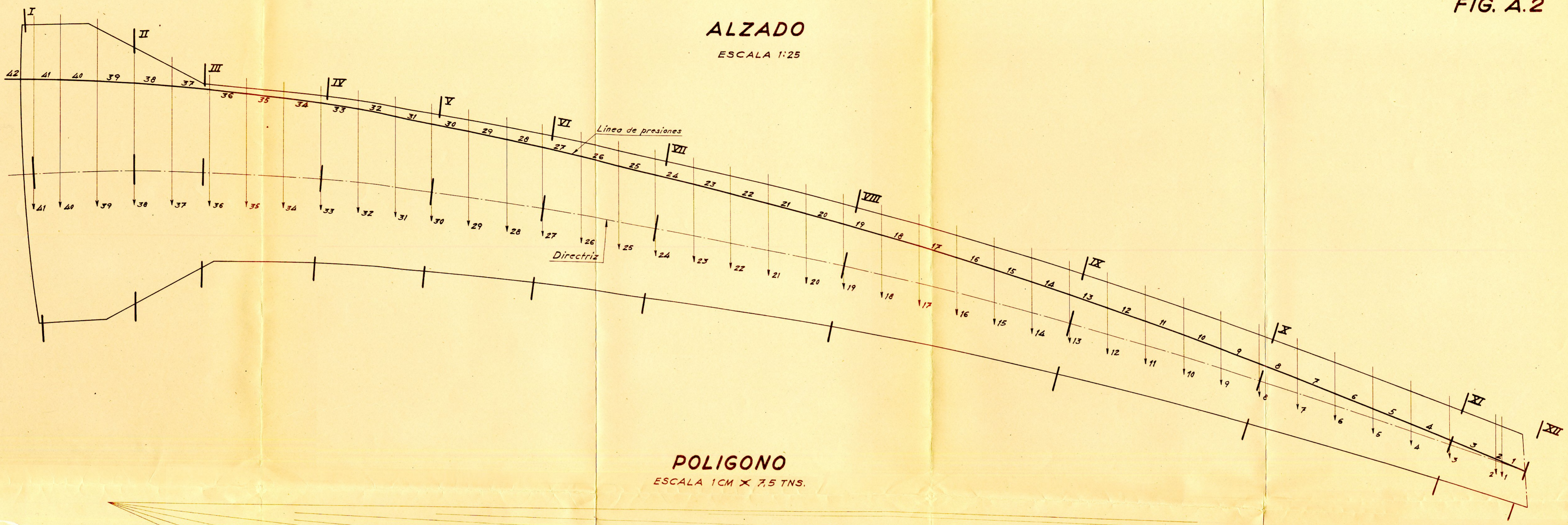
$$\text{Giro: } \frac{\pi R (\alpha_3 - \alpha_1)}{200} = 1,30636 \text{ rad (hacia arriba)}$$

$$R \text{ sen } (\alpha_3 - \alpha_1) = 1,305$$

$$R [1 - \text{cos}(\alpha_3 - \alpha_1)] = 0,040$$

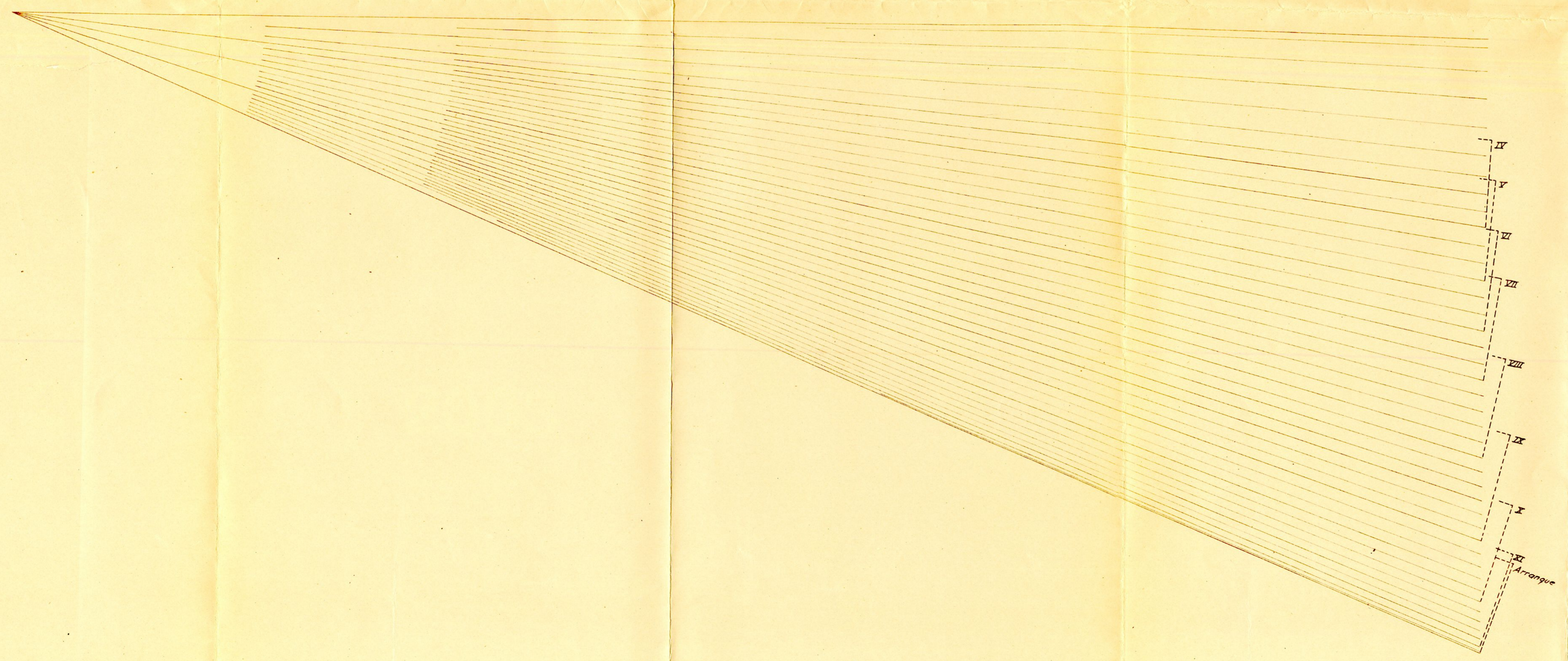
### ALZADO

ESCALA 1:25



### POLIGONO

ESCALA 1CM X 7.5 TNS.



Se ve, pues, que la excentricidad de la rótula en clave es de 1,30 m. Con esta excentricidad se traza la línea de presiones (Fig. A2) de la que se deducen los esfuerzos que ha de soportar el arco. Aproximadamente se puede admitir que las excentricidades de la línea de presiones son positivas y negativas puesto que para los  $\delta = \pm 0,30$  los giros son sensiblemente iguales.

Por otra parte, el empuje lateral de viento origina unos momentos flectores que solamente adquieren importancia en la proximidad de los arranques, como se ve en el cálculo desarrollado en el cuadro A2.

#### COMPROBACION DE SECCIONES

##### Sección de arranque

Esfuerzo axil como arco:  $N = - 478.500$  kg.

Esfuerzo axil para viento lateral:

$$N_1 = \pm \frac{55.420}{4,11} = \pm 13.500 \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante:  $Q = 29.000$  kg.

Distancia del esfuerzo axil al borde comprimido:

$$S = 45,5 \text{ cm.}$$

Canto total:  $d = 91$  cm.

Canto util:  $c = 87$  "

Ancho:  $b = 190$  cm.

Armadura de tracción:  $t = 20$  cm<sup>2</sup>.

Armadura de compresión:  $u = 20$  cm<sup>2</sup>.

Armadura de reparto:  $v = 12$  cm<sup>2</sup>.

# CUADRO A2

Empuje horizontal unitario =  $120 \text{ Kg/cm}^2$

Dovela	Empuje lateral (F)	x	$E_f F$	$F x$	$E_f F x$	$x E_f F$	M
41	$4,00 \times 0,25 \times 120 = 120$	19,86	0	3.383	0	0	0
40	$4,00 \times 0,50 \times \text{"} = 240$	19,50	120	4.680	2.383	2.340	43
39	" = 240	19,00	360	4.560	7.063	6.840	223
38	$3,47 \times 0,50 \times 120 = 208$	18,50	600	3.848	11.623	11.100	523
37	$2,93 \times \text{"} = 176$	18,00	808	3.168	15.471	14.544	927
36	$2,40 \times \text{"} = 144$	17,50	984	2.520	18.639	17.220	1.419
35	$2,36 \times \text{"} = 142$	17,00	1.128	2.414	21.159	19.176	1.983
34	$2,22 \times \text{"} = 139$	16,50	1.270	2.294	23.573	20.955	2.618
33	$2,28 \times \text{"} = 137$	16,00	1.409	2.192	25.867	22.544	3.323
32	$2,24 \times \text{"} = 134$	15,50	1.546	2.077	28.059	23.963	4.096
31	$2,20 \times \text{"} = 132$	15,00	1.680	1.980	30.136	25.200	4.936
30	$2,16 \times \text{"} = 130$	14,50	1.812	1.885	32.116	26.274	5.842
29	$2,12 \times \text{"} = 127$	14,00	1.942	1.778	34.001	27.188	6.813
28	$2,08 \times \text{"} = 125$	13,50	2.069	1.688	35.779	27.931	7.848
27	$2,04 \times \text{"} = 122$	13,00	2.194	1.586	37.467	28.522	8.945
26	$2,00 \times \text{"} = 120$	12,50	2.316	1.500	39.053	28.950	10.103
25	$1,96 \times \text{"} = 118$	12,00	2.436	1.416	40.553	29.232	11.321
24	$1,92 \times \text{"} = 115$	11,50	2.554	1.322	41.969	29.371	12.598
23	$1,88 \times \text{"} = 113$	11,00	2.669	1.243	43.291	29.359	13.932
22	$1,84 \times \text{"} = 110$	10,50	2.782	1.155	44.534	29.211	15.323
21	$1,80 \times \text{"} = 108$	10,00	2.892	1.080	45.689	28.920	16.769
20	$1,76 \times \text{"} = 106$	9,50	3.000	1.007	46.769	28.500	18.269
19	$1,72 \times \text{"} = 103$	9,00	3.106	927	47.776	27.954	19.822
18	$1,68 \times \text{"} = 101$	8,50	3.209	859	48.703	27.276	21.427
17	$1,64 \times \text{"} = 98$	8,00	3.310	784	49.562	26.480	23.082
16	$1,60 \times \text{"} = 96$	7,50	3.408	720	50.346	25.560	24.786
15	$1,56 \times \text{"} = 94$	7,00	3.504	658	51.066	24.528	26.538
14	$1,52 \times \text{"} = 91$	6,50	3.598	592	51.724	23.387	28.337
13	$1,48 \times \text{"} = 89$	6,00	3.689	534	52.316	22.134	30.182
12	$1,44 \times \text{"} = 86$	5,50	3.778	473	52.850	20.779	32.071
11	$1,40 \times \text{"} = 84$	5,00	3.864	420	53.323	19.320	34.003
10	$1,36 \times \text{"} = 82$	4,50	3.948	369	53.743	17.766	35.977
9	$1,32 \times \text{"} = 79$	4,00	4.030	316	54.112	16.120	37.992
8	$1,28 \times \text{"} = 77$	3,50	4.109	270	54.428	14.382	40.046
7	$1,24 \times \text{"} = 74$	3,00	4.186	222	54.698	12.558	42.140
6	$1,20 \times \text{"} = 72$	2,50	4.260	180	54.920	10.650	44.270
5	$1,16 \times \text{"} = 70$	2,00	4.332	140	55.100	8.664	46.436
4	$1,12 \times \text{"} = 67$	1,50	4.402	100	55.240	6.603	48.637
3	$1,08 \times \text{"} = 65$	1,00	4.469	65	55.340	4.469	50.871
2	$0,70 \times \text{"} = 42$	0,38	4.534	16	55.405	1.723	53.682
0	" = 0	0	4.576		55.421	0	55.421

$$M = E_f F x - x E_f F$$

Dos cercos de  $\varnothing$  8 mm a 10 cm. de separación.

Comprobada a flexión o compresión compuesta, resultan las tensiones siguientes:

A compresión en el hormigón:  $H = - 29,2 \text{ kg/cm}^2$ .

A tracción en el acero:  $A = 0$

Sección XI

$$N = - 477.000 \quad N_1 = \pm 13.500 \quad Q = 30.000 \quad s = 43$$

$$d = 98 \quad c = 94 \quad b = 190 \quad t = u = 20 \quad v = 12$$

2 cercos  $\varnothing$  8 a 10 cm.

$$H = - 37 \quad A = 0$$

Sección X

$$N = - 472.000 \quad N_1 = \pm 13.500 \quad Q = 31.000 \quad s = 37$$

$$d = 118 \quad c = 112 \quad b = 190 \quad t = u = 10 \quad v = 12$$

2 cercos  $\varnothing$  8 a 10 cm.  $H = - 46 \quad A = 0$

Sección IX

$$N = - 465.000 \quad N_1 = \pm \frac{30.200}{3,17} = \pm 9.500 \quad Q = 33.500$$

$$s = 32$$

$$d = 140 \quad c = 134 \quad b = 190 \quad t = u = 10 \quad v = 12$$

2 cercos  $\varnothing$  8 a 10 cm.  $H = - 51 \quad A = 270$

Sección VIII

$$N = - 458.000 \quad N_1 = \pm \frac{19.820}{2,69} = \pm 7.300$$

$$Q = 31.000 \quad s = 26$$

$$d = 164 \quad c = 158 \quad b = 190 \quad t = u = 10 \quad v = 12$$

2 cercos  $\varnothing$  8 a 13 cm.  $H = - 58,5 \quad A = 750$

Sección VII

$N = - 451.500$        $Q = 31.500$        $s = 22$   
 $d = 188$        $c = 182$        $b = 190$        $t = u = 10$        $v = 12$   
2 cercos  $\varnothing 8$  a 15 cm.       $H = - 60,5$        $A = 1.180$

Sección VI

$N = - 448.200$        $Q = 31.300$        $s = 18$   
 $d = 200$        $c = 194$        $b = 190$        $t = u = 14$        $v = 12$   
2 cercos  $\varnothing 8$  a 16 cm.       $H = - 62$        $A = 1.400$

Sección V

$N = - 445.500$        $Q = 30.500$        $s = 14$   
 $d = 212$        $c = 206$        $b = 190$        $t = u = 20$        $v = 12$   
2 cercos  $\varnothing 8$  a 17 cm.       $H = - 60,6$        $A = 1.450$

Sección IV

$N = - 443.000$        $Q = 27.500$        $s = 10$   
 $d = 226$        $c = 220$        $b = 190$        $t = u = 26$        $v = 12$   
2 cercos  $\varnothing 8$  a 20 cm.       $H = - 58,5$        $A = 1.450$

Sección III

$N = - 440.700$        $Q = 30.000$        $s = 7$   
 $d = 240$        $c = 234$        $b = 190$        $t = u = 30$        $v = 12$   
1 cerco  $\varnothing 8$  a 10 cm. o 2 cercos  $\varnothing 8$  a 20 cm.  
 $H = - 56,5$        $A = 1.460$

Sección II

$N = - 440.900$        $Q = 20.000$        $s = 48$   
 $d = 346$        $c = 340$        $b = 224$        $t = u = 25$        $v = 17$   
1 cerco  $\varnothing 8$  a 20 cm.       $H = - 24,9$        $A = 425.$

Sección I

$$N = - 440.000 \quad Q = 26.000 \quad s = 74$$

$$d = 404 \quad c = 400 \quad b = 140 \quad t = u = 15 \quad v = 17$$

$$1 \text{ cerco } \varnothing 8 \text{ a } 20 \text{ cm.} \quad H = - 26,6 \quad A = 280$$

ROTULA DE CLAVE

Para dos cilindros de igual radio, la tensión admisible viene dada por:

$$\sigma_{\max} = 0,59 \sqrt{\frac{PE}{Lr}} = 2.070 \text{ kg/cm}^2.$$

(en la que P = 440.940 kg; E = 2.100.000 kg/cm<sup>2</sup>; L = 35 cm. y R = 2155 cm).

En el hormigón, la zona en que se reparte la carga es del ancho de la rótula metálica (70 cm) y dos veces el canto de la misma (2x35 = 70 cm) como mínimo; la tensión de trabajo a compresión resulta así:

$$H = - \frac{440.940}{70 \times 70} = - 90 \text{ kg/cm}^2.$$

y por ser superior a la admisible se dispone la rejilla indicada en los planos.

ROTULA DE ARRANQUE

En cilindro sobre placa, se tiene:

$$\sigma_{\max} = 0,418 \sqrt{\frac{P B}{L r}} = 0,418 \sqrt{\frac{506 \times 10^3 \times 2,2 \times 10^6}{170 \times 34}} = 5.800 \text{ kg/cm}^2$$

que por tratarse de acero moldeado es perfectamente aceptable.

En el hormigón se necesita una placa de asiento de 170x20 cm. y así:

$$H = - \frac{506.000}{170 \times 20} = - 150 \text{ kg/cm}^2.$$

TIRANTE ENTRE ROTULAS DE ARRANQUE

Esfuerzo axial máximo en cada uno de los apoyos del arranque:

$$N = - \left( \frac{478.500}{2} + 13.500 \right) = - 252.750 \text{ kg.}$$

$$\text{Inclinación lateral: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{1.59}{20} = 0,0795$$

Traacción en el tirante:

$$252.750 \times 0,0795 = 20.100 \text{ kg.}$$

Armadura: 14,2 cm<sup>2</sup>.

$$A = \frac{20.100}{14,2} = 1.420 \text{ kg/cm}^2$$



ESTRIBO DEL ARCO

Las cargas actuantes son las siguientes:

<u>Peso propio del estribo</u>		
$P_0 = - 6,45x \frac{1,6}{2} x 0,95x 2.400$		$= - 11.760 \text{ kg}$
$\text{Dov. 1} = - 1,52x \frac{0,54}{2} x 7,96x 2.400$		$= - 7.840 \text{ ''}$
$\text{'' 2} = - 1,25x \frac{0,88}{2} x 7,48x \text{ ''}$		$= - 9.870 \text{ ''}$
$\text{'' 3} = - 1,10x \frac{0,88}{2} x 6,66x \text{ ''}$		$= - 7.740 \text{ ''}$
$\text{'' 4} = - 1,10x \frac{0,88}{2} x 6,19x \text{ ''}$		$= - 7.190 \text{ ''}$
$\text{'' 5} = - 1,17x \frac{0,88}{2} x 5,86x \text{ ''}$		$= - 7.240 \text{ ''}$
$\text{'' 6} = - 1,28x \frac{0,90}{2} x 5,66x \text{ ''}$		$= - 7.820 \text{ ''}$
$\text{'' 7} = - 1,44x \frac{0,92}{2} x 5,56x \text{ ''}$		$= - 8.840 \text{ ''}$
$\text{'' 8} = - 1,51x \frac{0,96}{2} x 5,50x \text{ ''}$		$= - 9.570 \text{ ''}$
$\text{'' 9} = - 1,68x \frac{0,87}{2} x \text{ '' } x \text{ ''}$		$= - 9.650 \text{ ''}$
$\text{'' 10} = - 1,46x \frac{0,98}{2} x \text{ '' } x \text{ ''}$		$= - 9.440 \text{ ''}$
$R = - \Sigma P.$		$= 96.960 \text{ ''}$

CARGAS DEBIDAS AL ARCO

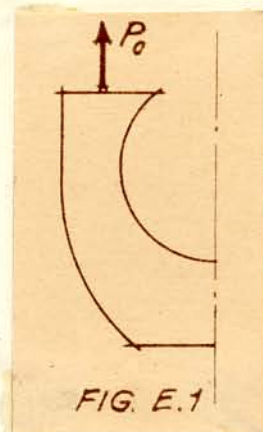
La reacción horizontal del arco no influye en los esfuerzos verticales del estribo.

Para estar del lado de la seguridad, se consideran dos hipótesis de carga vertical del arco; una con peso específico 2,2 de

$$P_0 = - \frac{187.740}{2} = - 93.870 \text{ kg. y}$$

otra, con peso específico 2,4

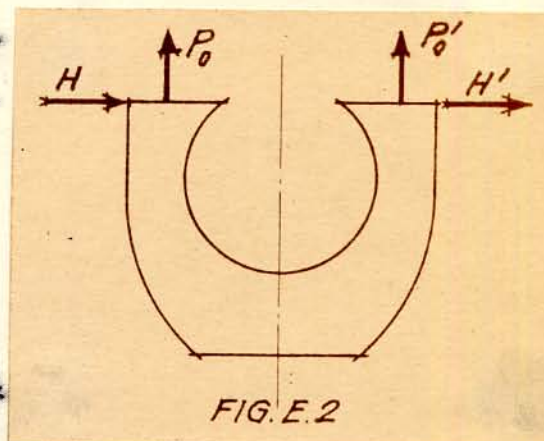
$$\text{de } P_0 = - 93.870 \times \frac{2,4}{2,2} = - 102.400 \text{ kg. (Fig. E1).}$$



En la hipótesis de viento existen las siguientes cargas (fig. E2).

$$H = H' = \pm 4.580 \text{ kg.}$$

$$P_0 = - P'_0 = \pm 13.500 \text{ kg.}$$



CARGAS TRANSMITIDAS POR LA CUBA CON ACUELUCTO LLENO Y PRESION HIDROSTATICA EN EL ESTRIBO.

Las cargas transmitidas por la cuba se tomarán iguales a las estudiadas para el marco de rigidez de

la pila normal multiplicadas por la relación entre semitramos adyacentes; la longitud del tramo central es de 17,29 metros y la del normal 20,00; con lo que el coeficiente de aplicación a las cargas es de  $\frac{17,29+20,00}{40,00} = 0,932$ , sin incluir el peso propio del marco, pues, aquí no existe.

# ESTRIBO DEL ARCO. - FUERZAS ACTUANTES

**CUADRO E1**

PESO DEL ESTRIBO

F	a	Y	Ya
0	-0,245	-11.760	2.881
1	-0,07	-7.840	549
2	-0,10	-9.870	1.777
3	-0,25	-7.740	1.935
4	-0,24	-7.190	1.726
5	-0,16	-7.240	1.158
6	0	-7.820	0
7	0,27	-8.840	-2.387
8	0,51	-9.570	-4.881
R	0,97	96.960	94.051
9	1,06	-9.650	-10.229
10	1,56	-9.440	-14.726

CUBA Y PRESION DE AGUA

F	a	b	$X_1 + X_2 = X$	$Y_1 + Y_2 = Y$	Xb	Ya
1	0,414	-0,263	$-3.030 - 5.500 \times 0,138 \times 0,26 = -3.230$	$-4.760 + 5.500 \times 0,138 \times 0,16 = -4.660$	849	-1.929
2	0,282	-0,518	$-4.460 - " \times 0,393 \times 0,31 = -5.130$	$-10.770 + " \times 0,393 \times 0,12 = -10.510$	2.657	-2.964
3	0,175	-0,895	$-2.600 - " \times 0,770 \times 0,40 = -4.300$	$-16.430 + " \times 0,770 \times 0,06 = -16.180$	3.849	-2.832
4	0,162	-1,306	$1.790 - " \times 1,181 \times 0,43 = -1.010$	$-19.610 + " \times 1,181 \times 0 = -19.610$	1.319	-3.177
5	0,260	-1,738	$6.660 - " \times 1,613 \times 0,41 = 3.020$	$-17.810 - " \times 1,613 \times 0,15 = -19.140$	-5.249	-4.976
6	0,464	-2,122	$9.820 - " \times 1,997 \times 0,36 = 5.860$	$-13.770 - " \times 1,997 \times 0,25 = -16.520$	-12.435	-7.665
7	0,761	-2,440	$10.020 - " \times 2,315 \times 0,27 = 6.570$	$-8.270 - " \times 2,315 \times 0,33 = -12.470$	-16.031	-9.490
8	1,130	-2,670	$8.520 - " \times 2,545 \times 0,19 = 5.860$	$-3.880 - " \times 2,545 \times 0,42 = -9.760$	-15.646	-11.029
R	0,970		= 0	$95.860 - (\Sigma = 20.440) = 116.300$	0	112.811
9	1,574	-2,802	$3.950 - 5.500 \times 2,677 \times 0,07 = 2.560$	$-540 - 5.500 \times 2,677 \times 0,47 = -7.450$	-7.173	-11.726

**CUADRO E3**

**CUADRO E2**

PESO DEL ARCO ( $\delta = 2,4$ )

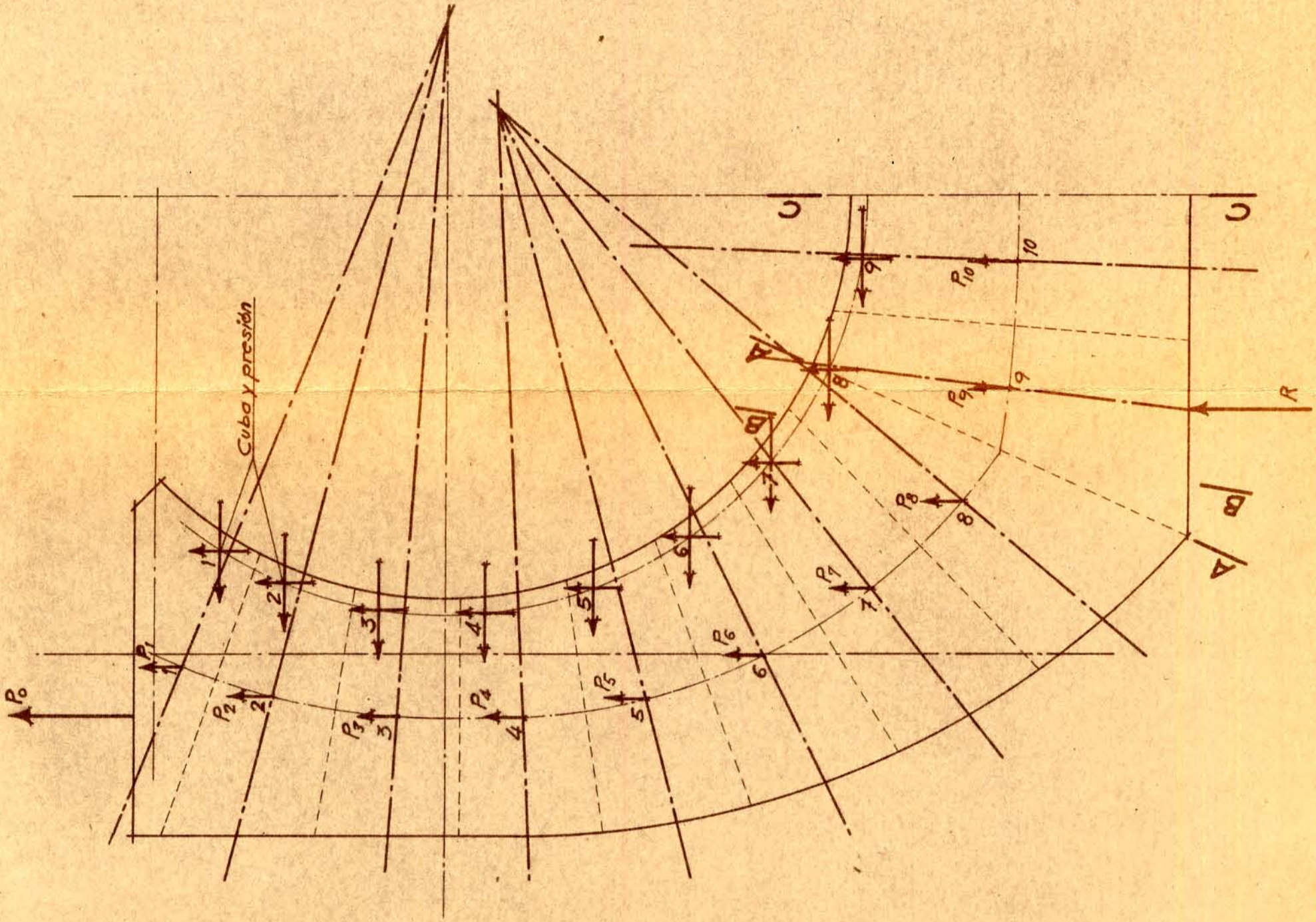
F	a	Y	Ya
0	-0,245	-102.400	25.088
R	0,97	102.400	99.328

CUBA EN VACIO CUADRO E4

( $X = 0,319 X_1$ ;  $Y = 0,319 Y_1$ )

F	a	b	X	Y	Xb	Ya
1	0,414	-0,263	-966	-1.525	254	-631
2	0,282	-0,518	-1.423	-3.436	737	-969
3	0,175	-0,895	-829	-5.241	742	-917
4	0,162	-1,306	571	-6.256	-746	-1.013
5	0,260	-1,738	2.125	-5.681	-3.693	-1.477
6	0,464	-2,122	3.133	-4.393	-6.648	-2.038
7	0,761	-2,440	3.196	-2.638	-7.798	-2.008
8	1,130	-2,670	2.718	-1.238	-7.257	-1.399
R	0,970		0	30.580	0	29.663
9	1,574	-2,802	1.145	-172	-3.280	-271

FIGURA E3



La presión hidrostática en el estribo, que es proporcional a la altura, y perpendicular al paramento interior, corresponde a un ancho de 5,50 metros.

#### DEDUCCION DEL ESFUERZO EN LOS TIRANTES

Por el orden de ejecución y puesta en servicio de la obra, indicadas aparte, se ve que el corrimiento horizontal de los bordes de la cuba se anula, previamente al hormigonado del estribo, en el valor que se establece más adelante, Por consiguiente, en el estribo, los tirantes han de disponerse solamente para anular el corrimiento eficaz debido a las fuerzas actuantes sobre él.

Se estudian por separado los corrimientos causados por el peso propio del estribo, por las cargas de la cuba con acueducto lleno y presión hidrostática en el estribo y por el peso propio del arco con peso específico 2,4. Los efectos del viento sobre el arco, no producen corrimiento eficaz entre los bordes del estribo y, en consecuencia, solamente entran en los esfuerzos finales.

Los cuadros E1, E2 y E3 representan las fuerzas actuantes en los tres casos citados (véase fig. E3).

El corrimiento ( $u$ ) del punto de aplicación del tirante está dado, según se ha visto en el marco de rigidez de la cuba, por

$$u = \frac{1}{E_h} \sum_{ed}^{ef} M y \phi$$

En el cuadro E5 se deducen los valores de  $\sum_{ed}^{ef} M y \phi$

ESTRIBO DEL ARCO. - DEDUCCION DEL CORRIMIENTO HORIZONTAL U

**CUADRO E5**

Doble	PESO DEL ESTRIBO								PESO DEL ARCO					CUBA Y PRESION												
	x m	y m	Ancho m	Canto m	I m <sup>4</sup>	Δz m	φ m <sup>-3</sup>	y <sup>2</sup> φ Kg/m	ΣfY kgs	ΣfYa mKgs	xΣfY mKgs	M mKgs	M y φ Kg/m	ΣfY	ΣfYa	xΣfY	M	M y φ	ΣfX	ΣfY	ΣfXb	ΣfYa	yΣfX	xΣfY	M	M y φ
1	-0,07	-0,11	7,96	1,04	0,7462	0,26	0,3484	0,00422	-11,760	2,881	823	2,058	-79	-102,400	25,088	7,168	17,920	-687	-3,230	-4,660	849	-1,929	355	326	-2,749	105
2	-0,18	-0,47	7,48	1,08	0,7852	0,50	0,6368	0,14067	-19,600	3,430	3,528	-98	29	"	"	18,432	6,656	-1,992	-8,360	-15,170	3,506	-4,893	3,929	2,731	-7,201	2,155
3	-0,25	-0,96	6,66	0,96	0,4910	"	1,0183	0,93847	-29,470	5,207	7,368	-2,161	2,113	"	"	25,600	-512	500	-12,660	-31,350	7,355	-7,725	12,154	7,838	-10,764	523
4	-0,24	-1,46	6,19	0,97	0,4708	"	1,0620	2,26376	-37,210	7,142	8,930	-1,788	2,772	"	"	24,576	512	-794	-13,670	-50,960	8,674	-10,902	19,958	12,230	-11,848	18,371
5	-0,16	-1,95	5,86	1,06	0,5816	"	0,8597	3,26901	-44,400	8,868	7,104	1,764	-2,957	"	"	16,384	8,704	-14,592	-10,650	-70,100	3,425	-15,878	20,768	11,216	-9,751	16,347
6	0	-2,41	5,66	1,19	0,7948	"	0,6291	3,65388	-51,640	10,026	0	10,026	-15,201	"	"	0	25,088	-38,037	-4,790	-86,620	-9,010	-23,543	11,544	0	-2,989	4,532
7	0,27	-2,84	5,56	1,35	1,1400	"	0,4386	3,53757	-59,460	10,026	-16,054	26,080	-32,486	"	"	-27,648	52,736	-65,689	1,780	-99,090	-25,041	-33,033	-5,055	-26,754	13,707	-17,074
8	0,51	-3,20	5,50	1,53	1,6416	"	0,3047	3,12013	-68,300	7,639	-34,833	42,472	-41,412	"	"	-52,224	77,312	-75,382	1,780	-99,090	-25,041	-33,033	-5,696	-50,356	36,668	-35,753
9	1,06	-3,38	"	1,50	1,5469	"	0,3232	3,69237	19,090	96,809	20,235	76,574	-83,651	0	124,416	0	124,416	-135,914	7,640	7,450	-40,687	68,749	-25,823	7,897	75,716	-82,713
10	1,56	-3,41	"	1,36	1,1529	0,52	0,4510	5,24427	9,440	86,580	14,726	71,854	-110,505	0	"	0	124,416	-191,341	10,200	0	-47,860	57,023	-34,782	0	70,101	-107,809
Σ = 25,86435									Σ = -281,377					Σ = -523,928					Σ = -201,316							

$$M = \Sigma fX(y-b) + \Sigma fY(a-x)$$

para los tres casos de carga citados, pues son los que dan mayor esfuerzo en el tirante. La suma de ellos, da un corrimiento en el borde de

$$u = \frac{10.066,21}{E_h (\text{kg/cm}^2)} \text{ (en cms)}$$

Con una fuerza horizontal aplicada mediante los tensores, el corrimiento es (cuadro E5)

$$u' = \frac{0,2586435}{E_h (\text{kg/cm}^2)} H \text{ (en cm)}$$

Para tensión de trabajo del acero del tirante de 1500 kg/cm<sup>2</sup> el alargamiento vale:

$$u'' = \frac{180.000}{E_a} \text{ (en cm)}$$

Siendo  $E_h = 2 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup>, y  $E_a = 2,1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>, y como

$$u = u' - u''$$

se tiene:

$$\frac{10.066,21}{2} = \frac{0,2586435}{2} H - \frac{180.000}{21}$$

de donde

$$H = \left( \frac{10.066,21}{2} + \frac{180.000}{21} \right) \times \frac{2}{0,2586435} = 105.200 \text{ kg.}$$

En los cuadros E6, E7 y E8 se deducen los esfuerzos reales a que está sometida la pieza en los tres casos siguientes. El primero, actuando el peso propio del estribo y del arco, la carga de la cuba con acueducto lleno y la presión hidrostática en el estribo. El segundo, actuando el peso propio del estribo, el del arco con peso específico 2,2 y el de la cuba en vacío; para obtener los esfuerzos debidos a la cu-

# ESTRIBO DEL ARCO.- ESFUERZOS REALES.- 1º CASO

## CUADRO E6

Sección	x	y	$\alpha$	$\text{sen } \alpha$	$\text{cos } \alpha$	$M$					$\Sigma X$			$\Sigma Y$				$\text{cos } \alpha \Sigma X$	$\text{sen } \alpha \Sigma Y$	$N$	$\text{sen } \alpha \Sigma X$	$\text{cos } \alpha \Sigma Y$	$Q$
						Peso estribo	Peso arco	Cubay presión	Tirante	Total	Cubay presión	Tirante	Total	Peso estribo	Peso arco	Cubay presión	Total						
1	-0,07	-0,11	68°	0,92718	0,37461	2.058	17.920	-2.749	-11.572	5.657	-3.230	105.200	101.970	-11.760	-102.400	-4.660	-118.820	38.199	-110.168	-71.969	94.545	-44.511	-139.056
2	-0,18	-0,47	76°	0,97030	0,24192	-98	6.656	-7.201	-49.444	-50.087	-8.360	"	96.840	-19.600	"	-15.170	-137.170	23.428	-133.096	-109.668	93.964	-33.184	-127.148
3	-0,25	-0,96	86°	0,99756	0,06976	-2.161	-512	-10.764	-100.992	-114.429	-12.660	"	92.540	-29.470	"	-31.350	-163.220	6.456	-162.822	-156.366	92.314	-11.386	-103.700
4	-0,24	-1,46	93°	0,99863	-0,05234	-1.788	512	-11.848	-153.592	-166.716	-13.670	"	91.530	-37.210	"	-50.960	-190.570	-4.791	-190.309	-195.100	91.405	9.974	-81.431
5	-0,16	-1,95	104°30'	0,96815	-0,25038	1.764	8.704	-9.751	-205.140	-204.423	-10.650	"	94.550	-44.400	"	-70.100	-216.900	-23.673	-209.992	-233.665	91.539	54.307	-37.232
6	0	-2,41	116°20'	0,89623	-0,44359	10.026	25.088	-2.989	-253.532	-221.407	-4.790	"	100.410	-51.640	"	-86.620	-240.680	-44.541	-215.687	-260.228	89.990	106.754	16.764
7	0,27	-2,84	128°	0,78801	-0,61566	26.080	52.736	13.707	-298.768	-206.245	1.780	"	106.980	-59.460	"	-99.090	-260.950	-65.863	-205.631	-271.494	84.301	160.656	76.355
8	0,51	-3,20	140°	0,64279	-0,76604	42.472	77.312	36.668	-336.640	-180.188	1.780	"	106.980	-68.300	"	-99.090	-269.790	-81.951	-173.418	-255.369	68.766	206.670	137.904
A	0,80	-3,34	155°	0,42262	-0,90631	65.054	107.008	65.335	-357.368	-113.971	1.780	"	106.980	-77.870	"	-99.090	-279.360	-96.957	-118.063	-215.020	45.212	253.187	207.975
B	"	"	170°	0,17365	-0,98481	"	"	"	"	"	1.780	"	106.980	"	"	-99.090	"	-105.355	-48.511	-153.866	18.577	275.117	256.540
9	1,06	-3,38	173°	0,12187	-0,99255	76.574	124.476	75.716	-355.576	-78.870	7.640	"	112.840	19.090	0	7.450	26.540	-111.999	3.234	-108.765	13.751	-26.342	-40.093
10	1,56	-3,41	177°30'	0,04362	-0,99905	71.854	124.416	70.100	-358.732	-92.361	10.200	"	115.400	9.440	0	0	9.440	-115.290	412	-114.878	5.034	-9.931	-14.965
C	1,82	-3,42	180°	0	-1,00000	71.854	124.416	70.000	-359.784	-93.514	10.200	"	115.400	0	0	0	0	-115.400	0	-115.400	0	0	0

Tirante  $M = 105.200$  y

$N = \text{cos } \alpha \Sigma X + \text{sen } \alpha \Sigma Y$

$Q = -\text{sen } \alpha \Sigma X + \text{cos } \alpha \Sigma Y$



ESTRIBO DE ARCO.- ESFUERZOS REALES.- 2º CASO

**CUADRO E7**

Sección	M <sub>f</sub>						ΣX			ΣY			cos α ΣX	sen α ΣY	N	sen α ΣX	cos α ΣY	Q
	sen α	cos α	Estribo y tirante	Arco	Cuba en vacío	Total	Cuba en vacío	Tirante	Total	Estribo y arco	Cuba en vacío	Total						
1	0,92718	0,37461	-9.514	16.427	-886	6.027	-966	105.200	104.234	-105.630	-1.525	-107.155	39.047	-99.352	-60.305	96.644	-40.141	-136.785
2	0,97030	0,24192	-49.542	6.101	-2.361	-45.802	-2.389	"	102.811	-113.470	-4.961	-118.431	24.872	-114.914	-90.042	99.758	-28.651	-128.409
3	0,99756	0,06976	-103.153	-469	-3.712	-107.334	-3.218	"	101.982	-123.340	-10.202	-133.542	7.114	-133.216	-126.102	101.733	-9.316	-111.049
4	0,99863	-0,05234	-155.380	469	-4.602	-159.513	-2.647	"	102.553	-131.080	-16.458	-147.538	-5.368	-147.336	-152.704	102.413	7.722	-94.691
5	0,96815	-4,25038	-208.376	7.979	-4.825	-200.222	-522	"	104.678	-138.270	-22.139	-160.409	-26.209	-155.300	-181.509	101.344	40.163	-61.181
6	0,89623	-0,44359	-243.506	22.997	-3.984	-224.493	-2.611	"	107.811	-145.510	-26.532	-172.042	-47.824	-154.189	-202.013	96.623	76.316	-20.307
7	0,78801	-0,61566	-272.688	48.342	-517	-224.863	5.807	"	111.007	-153.330	-29.170	-182.500	-68.343	-143.812	-212.155	87.475	112.358	24.883
8	0,64279	-0,76604	-294.168	70.870	4.394	-218.904	"	"	"	-162.170	"	-191.340	-85.036	-122.991	-208.027	71.354	146.574	75.220
A	0,43262	-0,90631	-286.314	98.091	12.040	-176.183	"	"	"	-171.740	"	-200.910	-100.607	-84.909	-185.516	46.914	182.087	135.173
B	0,17365	-0,98481	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	-109.320	-34.888	-144.208	19.276	197.858	178.582
9	0,12187	-0,99255	-279.002	114.048	14.623	-150.331	8.525	"	113.725	19.090	172	19.262	-112.878	2.347	-110.531	13.860	-19.118	-32.978
10	0,04362	-0,99905	-286.878	"	13.654	-169.176	9.670	"	114.870	9.440	0	9.440	-114.761	412	-114.349	5.011	-9.431	-14.442
C	0	-1,00000	-287.930	"	13.558	-160.324	"	"	114.870	0	0	0	-114.870	0	-114.870	0	0	0

ESTRIBO DEL ARCO.-ESFUERZOS REALES.-3<sup>er</sup> CASO

**CUADRO E8**

Sección	X	y	sen α	cos α	M <sub>f</sub>	E <sub>f</sub> X	E <sub>f</sub> Y	cos α E <sub>f</sub> X	sen α E <sub>f</sub> Y	N	sen α E <sub>f</sub> X	cos α E <sub>f</sub> Y	Q
1	-0,07	-0,11	0,92718	0,37461	3.650 - 945 + 504 = 3.209	-4.580	-13.500	-1.716	-12.517	-14.233	-4.246	-5.057	-811
2	-0,18	-0,47	0,97030	0,24192	" - 2.430 + 2.153 = 3.373	"	"	-1.108	-13.099	-14.207	-4.444	-3.266	1.178
3	-0,25	-0,96	0,99756	0,06976	" - 3.375 + 4.397 = 4.672	"	"	-320	-13.467	-13.787	-4.569	-942	3.627
4	-0,24	-1,46	0,99863	-0,05234	" - 3.240 + 6.687 = 7.097	"	"	240	-13.482	-13.242	-4.574	707	5.281
5	-0,16	-1,95	0,96815	-0,25038	" - 2.160 + 8.931 = 10.421	"	"	1.147	-13.070	-11.923	-4.434	3.380	7.814
6	0	-2,41	0,89623	-0,44359	" + 0 + 11.038 = 14.688	"	"	2.032	-12.099	-10.067	-4.105	5.988	10.093
7	0,27	-2,84	0,78801	-0,61566	" + 3.645 + 13.007 = 20.302	"	"	2.820	-10.638	-7.818	-3.609	8.311	11.920
8	0,51	-3,20	0,64279	-0,76604	" + 6.885 + 14.656 = 25.191	"	"	3.508	-8.678	-5.170	-2.944	10.342	13.286
A	0,80	-3,34	0,42262	-0,90631	" + 10.800 + 15.297 = 29.747	"	"	4.151	-5.705	-1.554	-1.936	12.235	14.171
B	"	"	0,17365	-0,98481	" + " + " = 29.747	"	"	4.510	-2.344	2.166	-795	13.295	14.090
9	1,06	-3,38	0,12187	-0,99255	343 + 15.480 = 15.823	"	0	4.546	0	4.546	-558	0	-558
10	1,56	-3,41	0,04362	-0,99905	" + 15.618 = 15.961	"	0	4.576	0	4.576	-200	0	-200
C	1,82	-3,42	0	-1,00000	" + 15.664 = 16.007	"	0	4.580	0	4.580	0	0	0

$$M_f = E_f X (y - b) + E_f Y (a - x)$$

$$M_f|_7^8 = 3.650 + 13.500x - 4.580y$$

$$M_f|_9^C = 343 - 4.580y$$

$$N = \cos \alpha E_f X + \sin \alpha E_f Y$$

$$Q = -\sin \alpha E_f X + \cos \alpha E_f Y$$

ba en vacío, se admite que son proporcionales a los de cuba llena, en la relación del peso muerto de la cuba al peso total, incluida el agua, o sea:

$$k = \frac{3,28}{10,28} = 0,319.$$

El tercer caso corresponde a la acción del viento, teniendo presente que como se ha estudiado en un sentido pueden tomarse los resultados con signo contrario, según convenga a la hipótesis que se considere. Para la obtención de todos estos valores se han estudiado los auxiliares insertos en los cuadros E4, E9, E10, E11, y E12.

#### ESFUERZOS MÁXIMOS Y COMPROBACIÓN DE SECCIONES

Los esfuerzos máximos se deducen de la combinación del primero o del segundo caso con el tercero en el sentido más despreciable.

##### Sección 2:

$$\begin{aligned} 1^{\text{a}} \text{ hipó.} \quad M_1 &= - (50.087 + 3.373) = - 53.460 \\ N_1 &= - 109.668 + 14.207 = - 95.461 \\ Q_1 &= - (127.148 + 1.178) = - 128.326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2^{\text{a}} \text{ Hip.} \quad M_2 &= - (45.082 + 3.373) = - 48.455 \\ N_2 &= - (90.042 + 14.207) = - 75.835 \\ Q_2 &= - (128.409 + 1.178) = - 129.587 \end{aligned}$$

Ancho para todas las secciones = 550 cm.

Canto total:  $d = 107$  cm.

Canto útil:  $c = 102$  cm.

Armadura de tracción:  $t = 9,0$  cm<sup>2</sup>.

# ESTRIBO DEL ARCO.- VALORES AUXILIARES PARA LA DEDUCCION DE LOS ESFUERZOS

PESO DEL ESTRIBO CUADRO E9

Sec.	x	y	$\Sigma Y$	$\Sigma Y a$	$x \Sigma Y$	M
A	0,80	-3,34	-77,870	2,758	-62,296	65,054
B	"	"	"	"	"	"
C	1,82	-3,42	0	71,854	0	71,854

PESO DEL ARCO CUADRO E10

Sec.	x	y	$\Sigma Y$	$\Sigma Y a$	$x \Sigma Y$	M
A	0,8	-3,34	-102,400	25,088	-81,920	107,008
B	"	"	"	"	"	"
C	1,82	-3,42	0	124,416	0	124,416

CUBA Y PRESION DE AGUA CUADRO E11

Sec.	x	y	$\Sigma X$	$\Sigma Y$	$\Sigma X b$	$\Sigma Y a$	$y \Sigma X$	$x \Sigma Y$	M
A	0,80	-3,34	1,780	-99,090	-25,041	-33,033	-5,945	-79,272	65,335
B	"	"	"	"	"	"	"	"	"
C	1,82	-3,42	10,200	0	-47,860	57,023	-34,884	0	70,000

CUBA EN VACIO CUADRO E12

Sec.	x	y	$\Sigma X$	$\Sigma Y$	$\Sigma X b$	$\Sigma Y a$	$y \Sigma X$	$x \Sigma Y$	M
1	-0,07	-0,11	-966	-1,525	254	-631	106	107	-886
2	-0,18	-0,47	-2,389	-4,961	991	-1,600	1,123	893	-2,361
3	-0,25	-0,96	-3,218	-10,202	1,733	-2,517	3,089	2,551	-3,712
4	-0,24	-1,46	-2,647	-16,458	987	-3,530	3,865	3,950	-4,602
5	-0,16	-1,95	-522	-22,139	-2,706	-5,007	1,018	3,542	-4,825
6	0	-2,41	2,611	-26,532	-9,354	-7,045	-6,293	0	-3,984
7	0,27	-2,84	5,807	-29,170	-17,152	-9,053	-16,492	-7,876	-517
8	0,51	-3,20	5,807	-29,170	-17,152	-9,053	-18,582	-14,877	4,394
A	0,80	-3,34	5,807	-29,170	-17,152	-9,053	-19,395	-23,336	12,040
B	"	"	5,807	-29,170	-17,152	-9,053	"	"	12,040
9	1,06	-3,38	8,525	172	-24,409	19,211	-28,815	182	14,623
10	1,56	-3,41	9,670	0	-27,689	18,940	-32,975	0	13,654
C	1,82	-3,42	9,670	0	-27,689	18,940	-33,071	0	13,558

Armadura para esfuerzo cortante:  $v = 1 \text{ cm}^2$  a  $1,1 \text{ cm}$ .

Tensión de trabajo a compresión en el hormigón:  $H = - 18,9$

Tensión de trabajo a tracción en la armadura:  $A = 1.420$

Sección 3:

$$M_1 = - 114.429 + 4.672 = - 109.757$$

$$M_2 = - (107.334 + 4.672) = - 112.006$$

$$N_1 = - (156.366 + 13.787) = - 170.153$$

$$N_2 = - 126.102 + 13.787 = - 112.315$$

$$Q_1 = - (103.700 + 3.627) = - 107.327$$

$$Q_2 = - (111.049 + 3.627) = - 114.676$$

$$d = 96 \quad c = 91 \quad t = 52$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 1,1 \text{ cm} \quad H = - 32 \quad A = 1.520$$

Sección 4:

$$M_1 = - 166.716 + 7.097 = - 159.619$$

$$M_2 = - (159.513 + 7.097) = - 166.610$$

$$N_1 = - (195.100 + 13.242) = - 208.342$$

$$N_2 = - 152.704 + 13.242 = - 139.462$$

$$Q_1 = - (81.431 + 5.281) = - 86.712$$

$$Q_2 = - (94.691 + 5.281) = - 99.972$$

$$d = 97 \quad c = 92 \quad t = 90$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 1,25 \text{ cm.} \quad H = - 38,5 \quad A = 1.500$$

Sección 5:

$$M_1 = - 204.423 + 10.421 = - 194.002$$

$$M_2 = - (200.222 + 10.421) = - 210.643$$

$$N_1 = - (233.665 + 11.923) = - 245.588$$

$$N_2 = - 181.509 + 11.923 = - 169.586$$

$$Q_1 = - (37.232 + 7.814) = - 45.046$$

$$Q_2 = - (61.181 + 7.814) = - 68.995$$

$$d = 106 \quad c = 101 \quad t = 100$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 2 \text{ cm.}$$

$$H = - 40$$

$$A = 1.490$$

Sección 6:

$$M_1 = - 221.407 + 14.688 = - 206.719$$

$$M_2 = - (224.493 + 14.688) = - 239.181$$

$$N_1 = - (260.228 + 10.067) = - 270.295$$

$$N_2 = - 202.013 + 10.067 = - 191.946$$

$$Q_1 = 16.764 + 10.093 = 26.857$$

$$Q_2 = - (20.307 + 10.093) = - 30.796$$

$$d = 118 \quad c = 113 \quad t = 94$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 5 \text{ cm.}$$

$$H = - 38,5$$

$$A = 1.500$$

Sección 7

$$M_1 = - (206.245 + 20.302) = - 226.547$$

$$M_2 = - (224.863 + 20.302) = - 245.165$$

$$N_1 = - 271.494 + 7.818 = - 263.676$$

$$N_2 = - 212.155 + 7.818 = - 204.337$$

$$Q_1 = 76.355 + 11.920 = 88.275$$

$$Q_2 = 24.883 + 11.920 = 36.803$$

$$d = 134 \quad c = 129 \quad t = 74$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 2 \text{ cm.}$$

$$H = - 34,6$$

$$A = 1.500$$

Sección 8

$$M_1 = - (180.188 + 25.191) = - 205.379$$

$$M_2 = - (218.904 + 25.191) = - 244.095$$

$$N_1 = - 255.369 + 5.170 = - 250.199$$

$$N_2 = - 208.027 + 5.170 = - 202.857$$

$$Q_1 = 137.904 + 13.286 = 151.190$$

$$Q_2 = 75.220 + 13.286 = 88.506$$

$$d = 152 \quad c = 147 \quad t = 56$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 1,34 \text{ cm.} \quad H = - 30 \quad A = 1.480$$

Sección A

$$M_1 = - (113.971 + 29.747) = - 143.718$$

$$M_2 = - (176.183 + 29.747) = - 205.930$$

$$N_1 = - 215.020 + 1.554 = - 213.466$$

$$N_2 = - 185.516 + 1.554 = 183.962$$

$$Q_1 = 207.975 + 14.171 = 222.146$$

$$Q_2 = 135.173 + 14.171 = 149.344$$

$$d = 164 \quad c = 159 \quad t = 34$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 1 \text{ cm.} \quad H = - 25,8 \quad A = 1.490$$

Sección B

$$M_1 = - (113.971 + 29.747) = - 143.718$$

$$M_2 = - (176.183 + 29.747) = - 205.930$$

$$N_1 = - (153.866 + 2.166) = - 156.032$$

$$N_2 = - (144.208 + 2.166) = - 146.374$$

$$Q_1 = 256.540 + 14.090 = 270.630$$

$$Q_2 = 178.582 + 14.090 = 192.642$$

$$d = 162 \quad c = 157 \quad t = 48$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 0,8 \text{ cm.} \quad H = - 24,9 \quad A = 1.470$$

Sección 9

$$M_1 = - (78.870 + 15.823) = - 94.693$$

$$M_2 = - (150.331 + 15.823) = - 166.154$$

$$N_1 = - (108.765 + 4.546) = - 113.311$$

$$N_2 = - (110.531 + 4.546) = - 115.077$$

$$Q_1 = - (40.093 + 558) = - 40.651$$

$$Q_2 = - (32.978 + 558) = - 33.536$$

$$d = 150 \quad c = 145 \quad t = 44$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 5 \text{ cm.} \quad H = - 23,8 \quad A = 1.500$$

Sección 10

$$M_1 = - (92.361 + 15.961) = - 108.322$$

$$M_2 = - (159.176 + 15.961) = - 175.137$$

$$N_1 = - (114.878 + 4.576) = - 119.454$$

$$N_2 = - (114.349 + 4.576) = - 118.925$$

$$Q_1 = - (14.965 + 200) = - 15.165$$

$$Q_2 = - (14.442 + 200) = - 14.642$$

$$d = 136 \quad c = 131 \quad t = 58$$

$$v = 1 \text{ cm}^2 \text{ a } 12 \text{ cm.} \quad H = - 26,9 \quad A = 1.500$$



Sección 0

$$M_1 = - (93.514 + 16.007) = - 109.521$$

$$M_2 = - (160.324 + 16.007) = - 176.331$$

$$N_1 = - (115.400 + 4.580) = - 119.980$$

$$N_2 = - (114.870 + 4.580) = - 119.450$$

$$Q_1 = 0$$

$$Q_2 = 0$$

$$d = 135$$

$$c = 130$$

$$t = 58$$

$$v = 0$$

$$H = - 27,6$$

$$A = 1.510$$

Tirante:

El esfuerzo total en el tirante es, como se ha visto, de 105.200 kg. Se disponen 10x30 mm cuya tensión de trabajo a tracción resulta de:

$$\frac{105.200}{10 \times 7,068} = 1.490 \text{ kg/cm}^2.$$

CORRIMIENTO EFICAZ DE LOS BORDES DE LA CUBA, EN SU UNIÓN CON EL ESTRIBO.

En el "Cálculo laminar de la cuba" se ha dicho que el corrimiento eficaz de los bordes de la cuba ha de ser:

$$u = \frac{126.670}{E}$$

y como el del estribo vale, según se ha visto,

$$u = \frac{10.066}{E}$$

la cuba, en su unión con el estribo, ha de sufrir un corrimiento previo de

$$u = \frac{126.670 - 10.066}{E} = \frac{116.604}{200.000} = 0,58 \text{ centímetros.}$$

JUNTA DE DILATACION

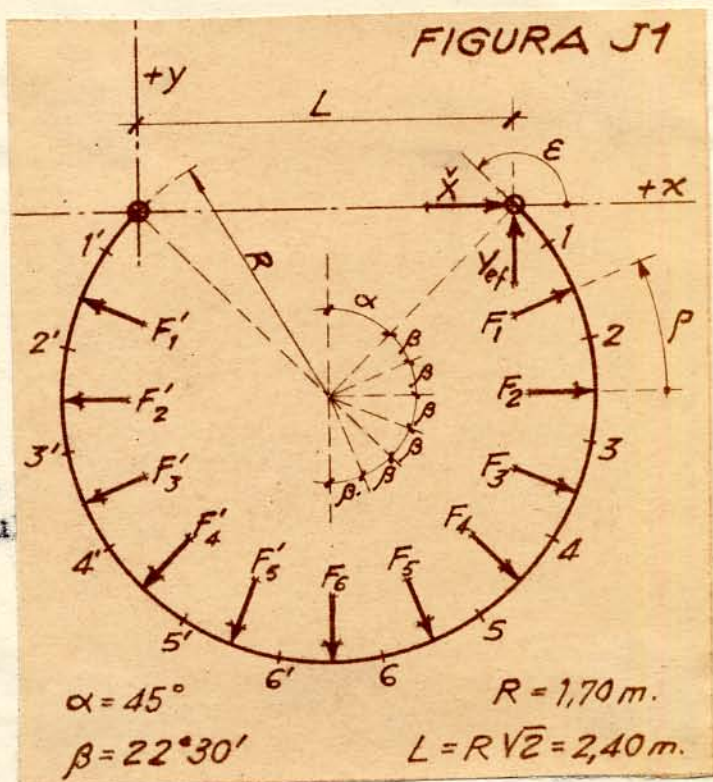
PIEZA INTERIOR.

MARCOS INTERMEDIOS

Se trata de un marco de las características indicadas en la figura J1 biarticulado y con la condición de que el corrimiento horizontal de las articulaciones sea nulo.

El cálculo se desarrolla para un metro de longitud de marco, siendo de 80 kg/m<sup>2</sup> el peso propio de éste y actuando la presión hidrostática.

Las fuerzas actuantes son las indicadas en el siguiente cuadro J 1



FUERZAS ACTUANTES

CUADRO J1

Nº	a m	b m	F kgs.	sen $\rho$	cos $\rho$	X kgs.	Y kgs.	Xb mkg.	Ya mkg.
1	2,77	-0,55	367	0,3827	0,9239	340	80	-187	222
2	2,90	-1,20	800	0	1,0000	800	-60	-960	-174
3	2,77	-1,85	1.234	-0,3827	0,9239	1.140	-530	-2.109	-1.468
4	2,40	-2,40	1.600	-0,7071	0,7071	1.130	-1.190	-2.712	-2.856
5	1,85	-2,77	1.848	-0,9239	0,3827	710	-1.770	-1.967	-3.275
6	1,20	-2,90	1.934	-1,0000	0	0	-1.990	0	-2.388

En el que:  $F = -2\pi R \frac{22^{\circ}30'}{360} \times 1000 b = -667b$

$X = F \cos \rho$

$Y = F \sin \rho - 2\pi R \frac{22^{\circ}30'}{360} \times 80 = F \sin \rho - 58$

$Y_{ef} = -(Y_1 + Y_2 + Y_3 + \frac{1}{4} Y_4 + Y_5 + \frac{1}{2} Y_6) = 4.465$

En el cuadro J2, se deducen la reacción hiperestática horizontal  $\bar{X}$  y los esfuerzos resultantes en cada sección.

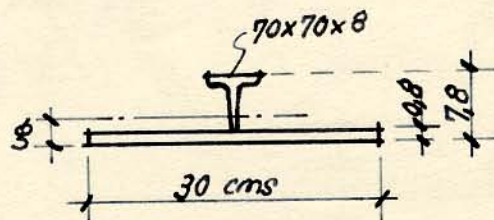
Los esfuerzos máximos corresponden a la sección 2 y valen: Esfuerzo axial de tracción:  $N = 4.604 \frac{\text{kgs}}{\text{m.l.}}$   
Momento flector:  $M = -1.263 \text{ mkg/m.l.}$

Para 40 cm. de distancia entre rigidizadores, se tiene:

$M = -1.263 \times 0,4 = -505 \text{ mkg. } N = 4.604 \times 0,4 = 1.840 \text{ kg.}$

La sección resistente para cada zona de rigidizador es la indicada en el croquis, y para ella

$\sigma = \frac{24 \times 0,4 + 10,6 \times 5,86}{24 + 10,6} = 2,07$



JUNTA DE DILATACIÓN. - MARCO INTERMEDIO DE LA PIEZA INTERIOR  
DEDUCCIÓN DE ESFUERZOS

CUADRO J2

Dovela	x m.	y m.	sen E	cos E	$\sum Y$ Kgs	$\sum X$ Kgs	$\sum Ya$ mKgs	$x\sum Y$ mKgs	$\sum Xb$ mKgs	$y\sum X$ mKgs	M mKgs	My	$y^2$	$\check{X}y$	$M_f$ mKgs	A	B	N Kgs	C	D	Q Kgs			
1	2,615	-0,258	0,8315	-0,5556	4,465	0	10,716	11,676	0	0	-960	248	0,0666	390	-570	606	3,713	4,319	-906	-2,481	-1,575			
2	2,869	-0,870	0,9808	-0,1951	4,545	340	10,938	13,040	-187	-296	-2,211	1,924	0,7569	948	-1,263	146	4,458	4,604	-736	-887	-151			
3	2,869	-1,534	0,9808	0,1951	4,485	1,140	10,764	12,867	-1,147	-1,749	-2,705	4,149	2,3532	1,672	-1,033	10	4,399	4,409	49	875	826			
4	2,615	-2,146	0,8315	0,5556	3,955	2,280	9,296	10,342	-3,256	-4,893	-2,683	5,758	4,6053	2,339	-344	861	3,289	4,150	989	2,197	1,208			
5	2,146	-2,615	0,5556	0,8315	2,765	3,410	6,440	5,934	-5,968	-8,917	-2,443	6,388	6,8382	2,850	407	1,929	1,536	3,465	1,289	2,299	1,010			
6	1,534	-2,869	0,1951	0,9808	995	4,120	3,165	1,526	-7,935	-11,820	-2,246	6,444	8,2311	3,127	881	2,972	194	3,166	591	976	385			
												$\Sigma$	24,911	22,8513										

$$\sum Y = Y_{ef} + \sum Y$$

$$\sum Ya = Y_{ef} L + \sum Ya = 10,716 + \sum Ya$$

$$M = \sum Ya - x \sum Y - \sum Xb + y \sum X$$

$$\check{X} = -\frac{\sum My}{\sum y^2} = -1,090$$

$$M_f = M + \check{X}y$$

$$N = \cos E (\check{X} + \sum X) + \sin E \sum Y = A + B$$

$$Q = -\sin E (\check{X} + \sum X) + \cos E \sum Y = -C + D$$

$$I = \frac{30}{3} \times 2,07^3 - \frac{22,2}{3} \times 1,27^3 + 44,5 \times 10,6 \times 3,79^2 = 265,6$$

Tensión máxima a compresión:

$$A_o = - \frac{50.500}{265,6} \times 2,07 + \frac{1.840}{34,6} = - 341 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión máxima a tracción:

$$A_t = \frac{50.500}{265,6} \times 5,73 + \frac{1.840}{34,6} = 1.140 \text{ kg/cm}^2$$

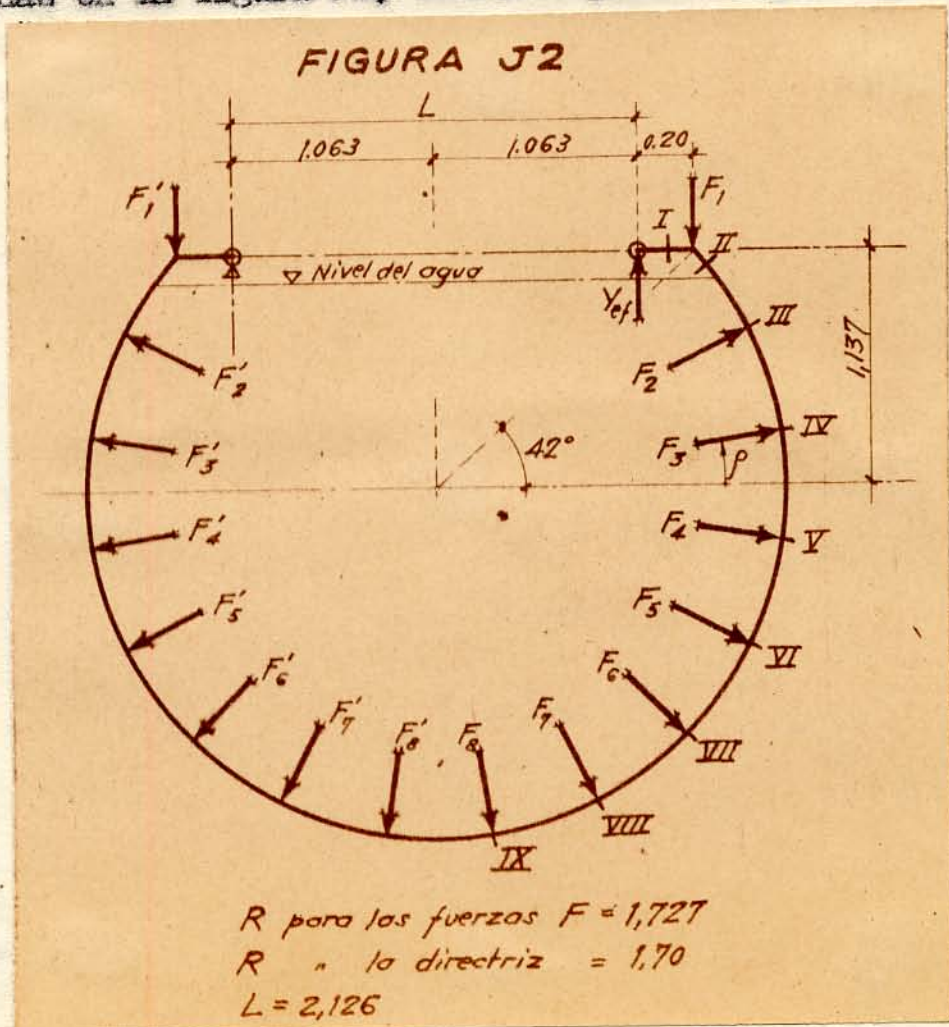
En cuanto a la flexión de la chapa entre rigidizado-  
res vale:

$$M = 0,275 \times \frac{40^2}{10} = 44 \text{ cmkg.}$$

que para el espesor de 8 mm resulta holgadamente re-  
sistida.

MARCOS EXTREMOS

Las características de este marco son las indi-  
cadas en la figura J2, teniendo presente que el peso



de los dos marcos intermedios es, en total, de 560 kg y que el del agua correspondiente a esos dos marcos vale 6.220 kg. En total se tiene pues un peso de 6780 kg que repartido entre los cuatro apoyos da 1.695 kg. El peso propio del marco extremo se toma de 120 kg. por m<sup>2</sup>. El cálculo se desarrolla para el ancho del marco, o sea para 0,33 m. con lo que las fuerzas actantes son las indicadas en el cuadro J3. La reac-

JUNTA DE DILATACIÓN.- MARCO EXTREMO CUADRO J3  
DE LA PIEZA INTERIOR.  
FUERZAS ACTANTES.

N	a m.	b m	F Kgs	ρ	sen ρ	cos ρ	X Kgs.	Y Kgs.	Xb mKgs	Ya mKgs.
1	2,326	0	1.695	-90°	-1,0000	0	0	-1.695	0	-3.943
2	2,602	-0,353	63	27°	0,4540	0,8910	56	9	-20	23
3	2,769	-0,867	155	9°	0,1564	0,9877	153	4	-133	11
4	2,769	-1,407	252	-9°	-0,1564	0,9877	249	-59	-350	-163
5	2,602	-1,921	344	-27°	-0,4540	0,8910	307	-176	-590	-458
6	2,284	-2,358	422	-45°	-0,7071	0,7071	298	-318	-703	-726
7	1,847	-2,676	479	-63°	-0,8910	0,4540	217	-447	-581	-826
8	1,333	-2,843	509	-81°	-0,9877	0,1564	80	-523	-227	-697

En el que:  $F_1^{\text{f}} = -2\pi R \times \frac{18}{360} \times 1000 b \times 0,33 = -179b$

$X = F \cos \rho$

$Y = F \sin \rho - 2\pi R \times \frac{18}{360} \times 120 \times 0,33 = F \sin \rho - 20$

$Y_{\text{of}} = -\Sigma Y = 3.205$

ción horizontal hiperestática  $\bar{X}$  y los esfuerzos se deducen en el cuadro J4, y en él se ha hecho  $\phi = \frac{l}{0,534}$ , siendo  $l$  la longitud de cada dovela.

En la sección (1) de enlace de la zona recta con la curva, los esfuerzos resultan:

$$M_y = - 3.205 \times 0,2 = - 641 \text{ mkg.}$$

$$N \approx 592 \text{ kg.}$$

$$Q = - 3.205 \text{ kg.}$$

Estos esfuerzos se resisten con una IP12, con la que se tiene:

$$A = \frac{64100}{54,7} + \frac{592}{14,2} = 1.210 \text{ kg/cm}^2.$$

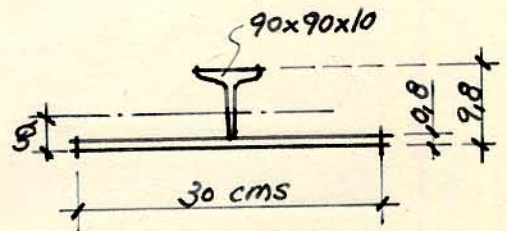
En la zona curva, la sección más desfavorable es la III y los esfuerzos son:

$$M_y = - 806 \text{ mkg.} \quad N = 1.596 \text{ kg.} \quad Q = - 1.168 \text{ kg.}$$

La sección resistente

$$S = \frac{0,8 \times 30 \times 0,4 + 17,1 \times 7,32}{0,8 \times 30 + 17,1} = 3,28$$

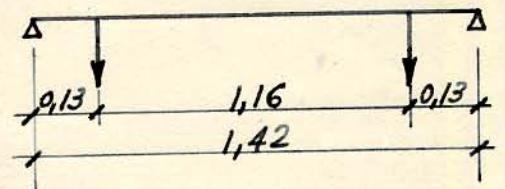
$$I = \frac{30}{3} \times 3,28^3 - \frac{29}{3} \times 2,48^3 + 119 + 17,1 \times 4,04^2 = 604.$$



$$A_t = \frac{80600}{604} \times 6,52 + \frac{1.596}{41,1} = 910$$

### VIGA PARA COLGAR EL MARCO INTERIOR

Se trata de una viga isostática de 1,42 metros de luz, sobre la que inciden dos cargas puntuales de 3.200 kg. cada una y situadas a 0,13 metros de los arranques.



$$M = 3.200 \times 0,13 = 416 \text{ mkg.}$$

Se disponen dos CP8 cuya tensión de trabajo resulta de:

$$A = \frac{41600}{2 \times 26,5} = 790 \text{ kg/cm}^2.$$

JUNTA DE DILATACIÓN. - MARCO EXTREMO DE LA PIEZA INTERIOR

CUADRO J4

DEDUCCIÓN DE ESFUERZOS

Dovela	X m.	Y m.	E	sen E	cos E	$\Sigma_f \dot{Y}$ Kgs	$\Sigma_f X$ Kgs	$\Sigma_f \dot{Y}a$ mKgs	$\Sigma_f Xb$ mKgs	$x \Sigma_f \dot{Y}$ mKgs	$y \Sigma_f X$ mKgs	M mKgs	$\phi$	$y^2 \phi$	$My\phi$	$\ddot{X}y$	Mj mKgs	A	B	N Kgs	C	D	Q Kgs.	
I	2,226	0	180°	0	-1,0000	3,205	0	6,814	0	7,134	0	-320	0,375	0	0	0	-320	592	0	592	0	-3,205	-3,205	
II	2,384	-0,067	129°	0,7771	-0,6293	1,510	0	2,871	0	3,600	0	-729	0,333	0,0015	16	40	-689	373	1,173	1,546	460	-950	-1,410	
III	2,578	-0,365	117°	0,8910	-0,4540	1,519	56	2,894	-20	3,916	-20	-1,022	1	0,1332	373	216	-806	243	1,353	1,596	478	-690	-1,168	
IV	2,742	-0,871	99°	0,9877	-0,1564	1,523	209	2,905	-153	4,179	-182	-1,303	1	0,7586	1,135	516	-787	60	1,504	1,564	378	-238	-616	
V	2,742	-1,403	81°	0,9877	0,1564	1,464	458	2,742	-503	4,014	-643	-1,412	1	1,9684	1,981	837	-581	-21	1,446	1,425	132	229	87	
VI	2,578	-1,909	63°	0,8910	0,4540	1,288	765	2,284	-1,093	3,320	-1,460	-1,403	1	3,6443	2,677	1,130	-273	79	1,148	1,227	154	585	431	
VII	2,265	-2,339	45°	0,7071	0,7071	970	1,063	1,558	-1,796	2,197	-2,486	-1,329	1	5,4709	3,108	1,385	56	333	686	1,019	333	686	353	
VIII	1,835	-2,652	27°	0,4540	0,8910	523	1,280	732	-2,377	960	-3,395	-1,246	1	7,0331	3,304	1,570	324	613	237	850	312	466	154	
IX	1,329	-2,816	9°	0,1564	0,9877	0	1,360	35	-2,604	0	-3,830	-1,191	1	7,9299	3,356	1,667	476	759	0	759	120	0	-120	
													$\Sigma$	26,9399	15,950									

$$\Sigma_f \dot{Y} = Y_{ef} + \Sigma_f Y$$

$$\Sigma_f \dot{Y}a = Y_{ef}L + \Sigma_f Ya = 6,814 + \Sigma_f Ya$$

$$M = \Sigma_f \dot{Y}a - \Sigma_f Xb - x \Sigma_f Y + y \Sigma_f X$$

$$\ddot{X} = -\frac{\Sigma My\phi}{\Sigma y^2\phi} = -592$$

$$Mj = M + \ddot{X}y$$

$$N = \cos E (\ddot{X} + \Sigma_f X) + \sin E \Sigma_f \dot{Y} = A + B$$

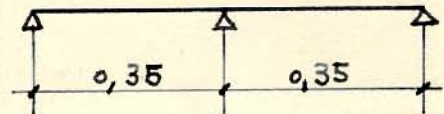
$$Q = -\sin E (\ddot{X} + \Sigma_f X) + \cos E \Sigma_f \dot{Y} = -C + D$$



PIEZA EXTERIOR

VIGA CARRIL

Es una viga de dos vanos de 0,35 metros de luz cada uno sobre la que rueda una carga puntual de 3.200 kg.



El momento máximo en el arranque vale:

$$M_a = - 3.200 \times \frac{0,35}{6\sqrt{3}} = - 108 \text{ mkg.}$$

El momento máximo en el punto de aplicación de la fuerza resulta:

$$M_p = \left[ \frac{0,151 \times 0,199}{0,35} - \frac{0,151^2 (0,35^2 - 0,151^2)}{4 \times 0,35^3} \right] \times 3.200 = 232 \text{ mkg.}$$

Con media doble te de perfil 20, la tensión de trabajo resulta:

$$A = \frac{23200}{19,4} = 1.200 \text{ kg/cm}^2.$$

pero por necesidades de encaje se dispone de  $\frac{1}{2}$  IP26.

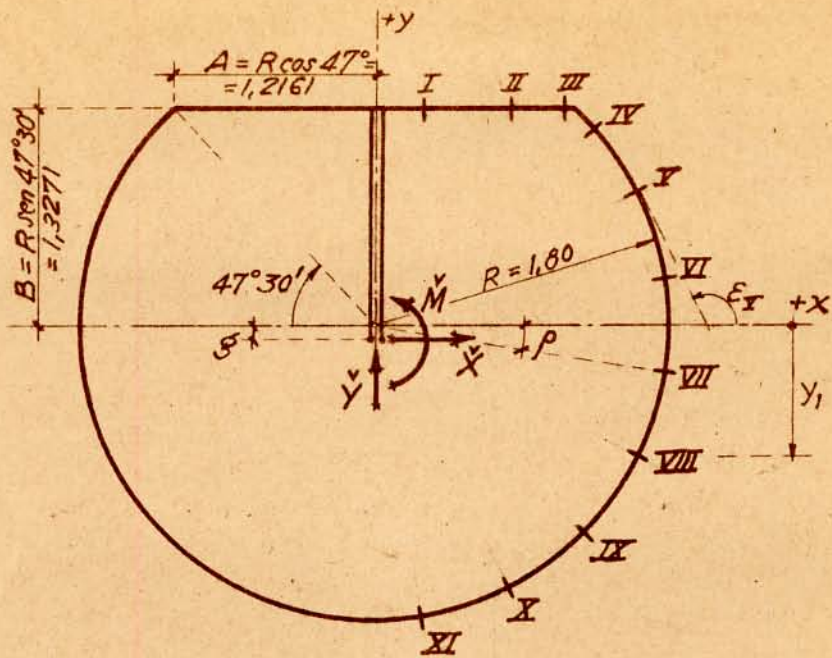
MARCOS

Se calcula el marco extremo y se disponen los tres iguales.

Se trata de un marco cerrado de sustentación isostática, de las características indicadas en la figura J3, en la cual se han deducido el centro elástico y las coordenadas de las dovelas, admitiendo que la sección es constante en toda la pieza.

En la figura J4 se indican las fuerzas actuantes; tomando 0,18 metros como ancho de la pieza, y sabiendo

FIGURA J3



Dor.	l	$\phi$	$y_1$	$\phi y_1$	$y_g$	$x_g$
I	0,5655	1	1,3271	1,3271	1,433	0,283
II	0,5655	1	"	1,3271	"	0,848
III	0,0851	0,1505	"	0,1997	"	1,174
IV	0,3613	0,6389	1,1986	0,7658	1,304	1,343
V	0,5655	1	0,8172	0,8172	0,923	1,604
VI	"	1	0,2816	0,2816	0,387	1,778
VII	"	1	-0,2816	-0,2816	-0,176	1,778
VIII	"	1	-0,8172	-0,8172	-0,712	1,604
IX	"	1	-1,2728	-1,2728	-1,167	1,273
X	"	1	-1,5038	-1,5038	-1,498	0,817
XI	"	1	-1,7778	-1,7778	-1,672	0,282
$\Sigma$	9,7894			-1,0347		

En el que:

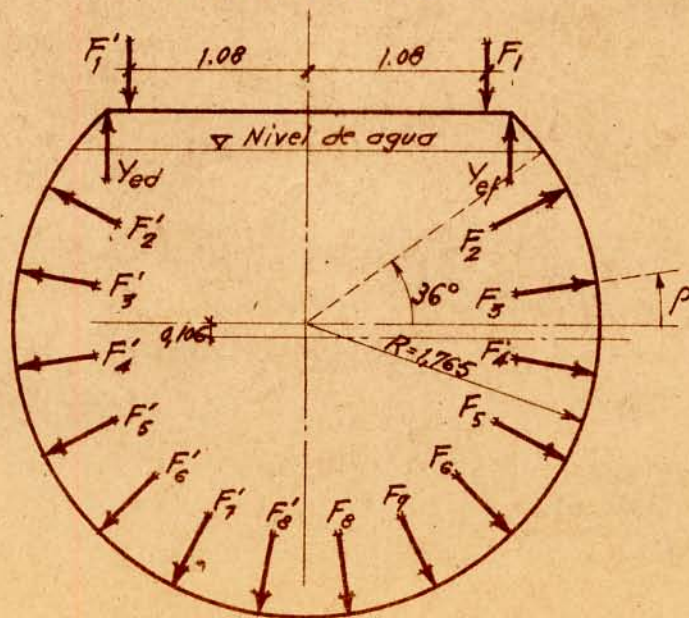
l = longitud de la dovela

$$\phi = \frac{l}{0,5655}$$

Centro elástico

$$g = \frac{\Sigma y_1 \phi}{\Sigma \phi} = -0,1057$$

FIGURA J4



que  $F_1 = 3.200$  kg. es el peso de la pieza interior

JUNTA DE DILATACIÓN.- MARCO DE  
LA PIEZA EXTERIOR.  
FUERZAS ACTUANTES.

**CUADRO J5**

F	$a_g$	$b_g$	F	$\rho$	$\text{sen } \rho$	$\text{cos } \rho$	X	Y	Xb	Yb
1	1,080	1,433	3.200	270°	-1,0000	0	0	-3.200	0	-3.456
$Y_{ef}$	1,216	1,433	4.032	90°	1,0000	0	0	4.032	0	4.903
2	1,573	0,907	24	27°	0,4540	0,9877	21	0	19	0
3	1,743	0,382	76	9°	0,1564	0,9877	75	0	29	0
4	1,743	-0,170	131	351°	-0,1564	0,9877	129	-32	-22	-56
5	1,573	-0,696	184	333°	-0,4540	0,9877	164	-96	-114	-151
6	1,248	-1,142	228	315°	-0,7071	0,7071	161	-173	-184	-216
7	0,801	-1,467	260	297°	-0,8910	0,4540	118	-244	-173	-195
8	0,276	-1,638	278	279°	-0,9877	0,1564	43	-287	-70	-99
8'	-0,276	-1,638	278	261°	-0,9877	-0,1564	-43	-287	70	79
7'	-0,801	-1,467	260	243°	-0,8910	-0,4540	-118	-244	173	195
6'	-1,248	-1,142	228	225°	-0,7071	-0,7071	-161	-173	184	216
5'	-1,573	-0,696	184	207°	-0,4540	-0,8910	-164	-96	114	151
4'	-1,743	-0,170	131	189°	-0,1564	-0,9877	-129	-32	22	56
3'	-1,743	0,382	76	171°	0,1564	-0,9877	-75	0	-29	0
2'	-1,573	0,907	24	153°	0,4540	-0,8910	-21	0	-19	0
$Y_{ed}$	-1,216	1,433	4.032	90°	1,0000	0	0	4.032	0	-4.903
1'	-1,080	1,433	3.200	270°	-1,0000	0	0	-3.200	0	3.456

En el que:  $F \frac{b}{2} = 2\pi R \frac{18}{360} \times 1.000 R (\text{sen } 36^\circ - \text{sen } p) \times 0,18 = 176,2 (\text{sen } 36^\circ - \text{sen } p)$

$X = F \text{cos } p$

$Y \frac{b}{2} = F \text{sen } p - 2\pi R \frac{18}{360} \times 120 \times 0,18 = F \text{sen } p - 12$

que incide sobre este marco, los valores de las fuerzas actuantes son, pues, los del cuadro J5.

JUNTA DE DILATACIÓN. - MARCO DE LA PIEZA EXTERIOR CUADRO J6  
DEDUCCIÓN DE REACCIONES HIPERESTÁTICAS

Dev.	x	y	φ	Σ <sub>i</sub> X	Σ <sub>i</sub> Y	Σ <sub>i</sub> Xb	Σ <sub>i</sub> Yα	xΣ <sub>i</sub> Y	yΣ <sub>i</sub> X	M	M <sub>y</sub> φ	M <sub>x</sub> φ	Mφ	y <sup>2</sup> φ
I	0,283	1,433	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,05349
II	0,848	1,433	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,05349
III	1,174	1,433	0,1505	0	-3,200	0	-3,456	-3,757	0	301	64,916	53,18	45,300	0,30905
IV	1,343	1,304	0,6389	0	832	0	1,447	1,117	0	330	274,931	—	219,837	1,08640
V	1,604	0,923	1	0	832	0	1,447	1,335	0	112	103,376	—	112,000	0,85193
VI	1,778	0,387	1	21	832	19	1,447	1,479	8	-43	-16,641	—	-43,000	0,14977
VII	1,778	-0,176	1	96	832	48	1,447	1,479	-17	-97	17,072	—	-97,000	0,03098
VIII	1,604	-0,712	1	225	800	26	1,391	1,283	-160	-78	53,536	—	-78,000	0,50694
IX	1,273	-1,167	1	389	704	-88	1,240	896	-454	-22	25,694	—	-22,000	1,36189
X	0,817	-1,498	1	550	531	-272	1,024	434	-824	38	-56,924	—	38,000	2,24400
XI	0,282	-1,672	1	668	287	-445	829	81	-1,117	76	-127,072	—	76,000	2,79558
	$\frac{1}{2} \Sigma$			9,7894				$\frac{1}{2} \Sigma$		617	340,868	—	242,137	13,44352

$$M = \Sigma_i Y \alpha - \Sigma_i X b - x \Sigma_i Y + y \Sigma_i X$$

$$\ddot{X} = - \frac{\Sigma M y \phi}{\Sigma y^2 \phi} = -25$$

$$\ddot{Y} = \frac{\Sigma M x \phi}{\Sigma x^2 \phi} = 0$$

$$\ddot{M} = - \frac{\Sigma M \phi}{\Sigma \phi} = -25$$

Las reacciones hiperestáticas, por tratarse de pieza simétrica referida al centro elástico, vienen dadas por:

$$\ddot{X} = - \frac{\Sigma M y \phi}{\Sigma y^2 \phi} \quad \ddot{Y} = \frac{\Sigma M x \phi}{\Sigma x^2 \phi} \quad \ddot{M} = - \frac{\Sigma M \phi}{\Sigma \phi}$$

Su deducción se hace en el cuadro J6.

Los esfuerzos en las secciones se deducen en el cuadro J7. En él se ve que la sección que está en peores condiciones es la del encuentro de la zona recta con la curva: en ella se tiene:

$$M = 375 \text{ mkg.} \quad N = 580 \text{ kg.}$$

La zona curva cuyas características son las siguientes:

En la zona recta, con un perfil CP8 la tensión de trabajo vale:

$$A = \frac{37500}{26,5} + \frac{25}{11} = 1.420 \text{ kg/cm}^2.$$

#### ENLACE DE LA JUNTA CON EL CANAL

Este enlace se hace mediante los espárragos indicados en los planos. Se supone que la sección es de hormigón armado a los efectos de flexión.

El momento máximo se da cuando la junta está abierta al máximo, y aproximadamente vale:

$$M = - (3.200+200) \times 2 \times 0,64 - (7.000+1.400+600) \times \frac{0,64^2}{2} = - \\ = - 6.200 \text{ nkg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$Q = (3.200+200) \times 2 + (7.000+2.400+600) \times 0,64 = 12.620 \text{ kg.}$$

Los veintisiete espárragos de media pulgada, dispuestos para el enlace, tienen un área de:

$$1,26 \times 27 = 34,3 \text{ cm}^2.$$

A cortadura, la tensión de trabajo resulta de:

$$\frac{12.620}{34,3} = 370 \text{ kg/cm}^2$$

A flexión, suponiendo que la sección es rectangular de 30 cm. de ancho y 300 cm de canto, y que solamente resisten los dos espárragos superiores, la tensión de trabajo en éstos es de 910 kg/cm<sup>2</sup>.

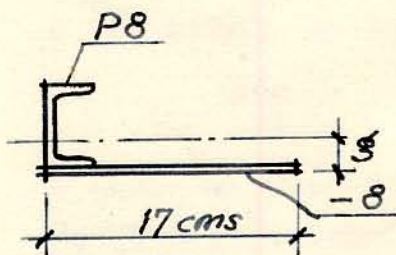
JUNTA DE DILATACIÓN  
MARCO DE LA PIEZA EXTERIOR  
DEDUCCIÓN DE ESFUERZOS

CUADRO J7

Sec- ción	x	y	$\Sigma_f X$	$\Sigma_f Y$	M	$M_f$	$\epsilon$	sen $\epsilon$	cos $\epsilon$	N
I		1,433	-25	0	0	-60	180°	0	-1,0000	25
II		1,433	-25	0	0	-60	"	0	-1,0000	25
III		1,433	-25	-3.200	301	241	"	0	-1,0000	25
Y <sub>ef</sub>		1,433	-25	832	435	375	137°30'	0,6756	-0,7373	580
IV		1,304	-25	832	330	272	131°45'	0,7461	-0,6659	638
V		0,923	-25	832	112	64	117°	0,8910	-0,4540	752
VI		0,387	-4	832	-43	-78	99°	0,9877	-0,1564	822
VII		-0,176	71	832	-97	-117	81°	0,9877	0,1564	832
VIII		-0,712	220	800	-78	-86	63°	0,8910	0,4540	813
IX		-1,167	364	704	-22	-18	45°	0,7071	0,7071	755
X		-1,489	525	531	38	50	27°	0,4540	0,8910	709
XI		-1,672	643	287	76	93	9°	0,1564	0,9877	680

$$M_f = M + \dot{N} + \dot{X}y$$

$$N = \cos \epsilon \Sigma_f X + \text{sen } \epsilon \Sigma_f Y$$



$$e = 17 \times 0,8 + 11 = 24,6 \text{ cm}$$

$$g = \frac{13,6 \times 0,4 + 11 \times 4,8}{24,6} = 2,37$$

$$I = 17 \times \frac{2,37^3 - 1,57^3}{3} + 106 + 11 \times 2,43^2 = 223,7$$

resulta con la tensión de trabajo a tracción, de va-  
lor:

$$\Lambda = \frac{37500}{223,7} \times 6,43 + \frac{580}{24,6} = 1.105 \text{ kg/cm}^2.$$