

PROYECTO REFORMADO DE HANGAR DE 180x47 METROS EN PLANTA
PARA 12,50 METROS DE ALTURA

MEMORIA
CALCULOS JUSTIFICATIVOS

Madrid, Marzo de 1947
610.302

MEMORIA

Se refiere este proyecto a la modificación del hangar de 180 metros de luz, 47 de anchura y 9 metros de altura, que se reforma para permitir la entrada de aviones hasta 12 metros de altura.

Como ya está hecha en parte la estructura de los muros laterales y de fondo, ha sido necesario a copiar los elementos de forma que se pueda aprovechar al máximo la obra ejecutada hasta el momento. Dado el gran empuje de viento que resulta y la mayor altura de la resultante de estos empujes, no hubiera sido posible utilizar las cimentaciones y pórticos actuales, ni aún reforzándolos, para lanzar sobre ellos el empuje total, por lo cual, se ha preferido la solución de añadir a estos pórticos, exclusivamente los elementos necesarios para prolongar el muro, pero, dejando que las partes altas se apoyen sobre la cubierta, y dando a ésta una gran rigidez horizontal mediante una viga paralela al muro

posterior colgada horizontalmente de las cerchas de cubierta. La viga resulta por consiguiente de una longitud de 180 metros y de un canto de 11,32 metros, aprovechando la zona horizontal de cerchas. Para disminuir las flexiones, se apoyan estas vigas en dos pórticos a una separación de 110 metros, y quedapor consiguiente esta luz central y dos zonas voladas de 35 metros cada una, con lo cual los momentos flectores resultan bien compensados.

No se ha dispuesto mayor número de apoyos, no solamente por no tener que demoler mayor cantidad de cimentación, sino, más principalmente, para que el sistema resulte isostático, y, por consiguiente, los pequeños asentos que pudiera haber en las cimentaciones y en la nueva estructura respecto a la antigua no puedan provocar tensiones perjudiciales sobre la viga horizontal de rigidez que se añade.

A continuación se detallan las dimensiones y cálculos justificativos de los distintos elementos que forman el conjunto.

CORREAS

Iguales a las del proyecto anterior.

CERCHAS

Como la única variación respecto al proyecto anterior, es la debida a la del empuje horizontal de viento en el extremo volado de la cercha, motivada por la mayor altura de puertas, solamente es preciso hallar los incrementos de esfuerzo originados por este efecto y, por consiguiente, los esfuerzos de las 1ª y 2ª hipótesis permanecen invariables.

Para hangar cerrado y actuando el viento por la parte anterior, el incremento de empuje horizontal en el borde volado de la cercha, vale:

$$0,6 \times 110 \times 5,03 \times 5,25 - 1960 = 790 \text{ kg.}$$

y actuando el viento por la parte posterior es de -395 kg.

En el anejo nº 1, se ha trazado el Cremona correspondiente para fuerza unidad, con lo que los esfuerzos en las barras en cada una de las tres últi-

mas hipótesis son los siguientes:

Esfuerzos en las barras (En Ton.)			
Barra	3ª hipótesis	4ª hipótesis	5ª hipótesis
1-2	6,50+0 = 6,50	-0,65	7,47+ 0 = 7,47
1-3	1,16+0,79 = 1,95	6,81	-7,70-0,40 = -8,10
2-3	-4,57+0 = -4,57	-4,43	-4,36+0 = -4,36
2-4	6,12+0 = 6,12	-1,18	9,26+0 = 9,26
3-4	2,89+0 = 2,89	-0,26	2,83+0 = 2,83
3-5	-4,30+0,79 = -3,51	7,29	-12,92-0,40 = -13,32
4-5	-0,77+0 = -0,77	0,16	-0,65+0 = -0,65
4-6	10,00+ 0 = 10,00	-1,70	11,15+0 = 11,15
5-6	0,57+ 0 = 0,57	-0,14	0,52+0 = 0,52
5-7	-5,00+0,79 = -4,21	7,49	-13,60-0,40 = -14,00
6-7	0,97+0 = 0,97	-0,63	1,23+0 = 1,23
6-8	9,43+0 = 9,43	-1,92	10,51+0 = 10,51
7-8	0,25-0,22 = 0,03	-1,83	2,03+0,11 = 2,14
7-9	-4,67+0,90 = -3,77	8,15	-13,77-0,45 = -14,22
8-9	1,31+0,18 = 1,49	1,63	-0,35-0,09 = -0,44
8-10	-8,48-0,19 = -8,67	-3,77	11,41+0,10 = 11,51
9-10	-1,31-0,22 = -1,53	-1,67	0,35+0,11 = 0,46
9-11	3,50+1,10 = 4,60	9,75	-14,59-0,55 = -15,14
10-11	2,64+0,18 = 2,82	1,39	1,16-0,09 = 1,07
10-12	6,03-0,38 = 5,65	-5,50	10,81+0,19 = 11,00
11-12	-2,74-0,22 = -2,96	-1,46	-1,08+0,11 = -0,97
11-13	-0,90+1,29 = 0,39	11,09	-13,22-0,65 = -13,87
12-13	4,34+0,18 = 4,52	1,37	2,70-0,09 = 2,61
12-14	2,20-0,58 = 1,62	-7,03	8,62+0,29 = 8,91
13-14	-4,27-0,22 = -4,49	-1,34	-2,77+0,11 = -2,66

13-15	3,15+1,48 = 4,63	12,35	-10,75-0,74 = - 11,49
14-15	5,92+0,18 = 6,10	1,31	4,50-0,09 = 4,41
14-16	-3,03-0,77 = - 3,80	-8,37	4,86+0,38 = 5,24
15-16	-5,87+0,03 = - 5,84	-1,05	-4,45-0,02 = - 4,47
15-17	8,70+1,53 = 10,23	13,38	-6,37-0,77 = - 7,14
16-17	6,63-0,03 = 6,60	0,95	5,38+0,02 = 5,40
16-18	-8,59-0,74 = - 9,33	-9,33	0,41+0,37 = 0,78
17-18	9,76+0,76 = 10,52	10,16	-0,17-0,38 = - 0,55
17-19	3,71+ 0 = 3,71	3,71	-0,79 + 0 = - 0,79
17-20	9,53+1,62 = 11,15	11,15	-2,77-0,81 = - 3,58
18-19	-11,13-0,94 = -12,07	-12,07	0,90+0,47 = 1,37
19-20	-2,16 + 0 = - 2,16	-2,16	0,42+ 0 = 0,42
19-21	-7,02-0,93 = - 7,95	-7,95	0,78+ 0,47 = 1,25
20-21	3,46+0,30 = 3,76	3,76	-0,82-0,15 = - 0,97
20-22	5,48+1,35 = 6,83	6,83	-1,95-0,68 = - 2,63
21-22	-1,59-0,27 = - 1,86	-1,86	0,34+0,14 = 0,48
21-23	-3,08-0,55 = - 3,63	-3,63	0,43+0,27 = 0,70
22-23	2,03+0,38 = 2,41	2,41	-0,62-0,19 = - 0,81
22-24	3,18+0,95 = 4,13	4,13	-1,39-0,48 = - 1,87
23-24	-1,32-0,44 = - 1,76	-1,76	0,53+0,22 = 0,75
23-25	-0,61+0 = - 0,61	-0,61	-0,04+0 = - 0,04
24-25	2,66+0 = 2,66	2,66	-0,70+0 = - 0,70

- Tracción

+ Compresión

Como puede verse por simple comparación con el cuadro resumen de esfuerzos máximos del proyecto an-

terior las únicas barras que han sufrido aumentos son las que se comprueban a continuación.

Barra 17-18:

Perfil \square P 10

Tensión de trabajo a compresión:

$$\sigma = \frac{840}{9,55} \times 11,15 = 990 \text{ kg/cm}^2.$$

Barra 18-19:

Perfil: \square P 8

$$\sigma = \frac{12,070}{2x11} + \frac{9,400}{2x26,5} = 730 \text{ kg/cm}^2$$

Barras 20-22 y 22-24:

Perfil \square P 8

$$\sigma = \frac{620}{5,48} \times 6,83 = 770 \text{ kg/cm}^2$$

En consecuencia, todos los perfiles de la cercha son válidos.

JACURA

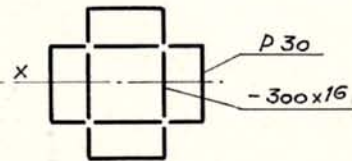
Igual a la del proyecto anterior.

PILAR METALICO CENTRAL

Aún cuando los esfuerzos permanecen iguales a

los del proyecto anterior, es necesario reforzar la sección a causa del aumento de longitud del pilar que hace que por efecto de pandeo, el pilar proyectado sea insuficiente.

Perfil



$$\text{Sección: } \Omega = (48 - 60,7) \times 4 = 434,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momento de inercia: } I_x = (1,6 \times \frac{30^3}{12} + 48 \times 14,2^2 + 60,7 \times 21,66^2 + 7,310) \times 2 = 99.220 \text{ cm}^4$$

$$\text{Radio de giro: } i_x = \sqrt{\frac{99.220}{434,8}} = 15,2 \text{ cm.}$$

$$\text{altura total: } L = 1.200 \text{ cm. Esbeltez: } e = \frac{1.200}{15,2} = 79$$

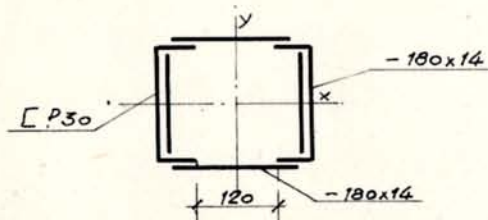
$$\text{Coeficiente de pandeo: } K = 1,56$$

Tensión a compresión incluido el efecto de pandeo

$$\sigma = \frac{331.600}{434,8} \times 1,56 = 1.200 \text{ kg/cm}^2.$$

PILAR METÁLICO LATERAL

Perfil:



$$\Omega = (18 \times 1,4 \times 2 + 60,7) \times 2 = 222,2 \text{ cm}^2.$$

$$I_x = (7,310 + 25,2 \times 15,7^2 + 1,4 \times \frac{18^3}{12}) \times 2 = 28.380 \text{ cm}^4$$

$$I_y = (350 + 60,7 \times 12,86^2 + 1,4 \times \frac{18^3}{12} + 25,2 \times 15^2) \times 2 = 30.860 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{28.380}{222,2}} = 11,3$$

$$e = \frac{1.200}{11,3} = 106$$

$$k = 2,66$$

$$\sigma = \frac{99.500}{222,2} \times 2,66 = 1.200 \text{ kg/cm}^2$$

VIGA DE CONTRAVIENTO EN PLANO HORIZONTAL DE
CERCHAS

Esta viga se dispone para transmitir los empujes horizontales producidos por el viento sobre la cubierta y pórticos del adosado posterior, a los dos contrafuertes principales dispuestos en el adosado posterior.

Los empujes transmitidos por cada una de las cerchas son:

Viento actuante por la cara anterior del hangar.

Con puertas abiertas: = - 5.700 kg.

" " cerradas: (5.700 + 790) = - 6.490

Viento actuante por la cara posterior:

Con puertas cerradas 2.710 + 390 = 3.100 kg.

Los correspondientes a cada uno de los pórticos

valen:

Viento actuante por la cara anterior:

Con puertas abiertas:

$$-110 \times 1,2 \times 5,03 \times (3,5 \times 10,21 + 1,35 \times 8,39 + 1,05 \times 5,89) \times \frac{1}{12,64} = -$$
$$= - 2.900 \text{ kg.}$$

Con puertas cerradas

$$-2.900 \times \frac{0,4}{1,2} = - 980 \text{ kg.}$$

Viento actuante por la cara posterior

Con puertas cerradas

$$2.900 \times \frac{0,6}{1,2} = 1.960 \text{ kg.}$$

En resumen; por viento anterior se tiene un máximo de

$$-(5.700 + 2.900) = - 8.600 \text{ kg/por cercha.}$$

y por viento posterior de:

$$3.100 + 1.960 = 5.060 \text{ kg.}$$

En el anejo n° 2 se traza el diagrama de Cremona para fuerza unidad en cada nudo y de él se obtienen los esfuerzos indicados en el cuadro que se inserta a continuación. En este mismo cuadro se incluye una casilla indicando el perfil (forjado por dos en cajón) necesario para soportar los esfuerzos obtenidos y cuya comprobación se hace en los tres cuadros siguientes a éste.

CUADROS DE ESFUERZOS

Cabezas

Diagonales

Barras	Esfuerzos en tons				Barras	Esfuerzos en tons			
	Para P = 1	Viento anterior	Viento posterior	Perfil		Para P = 1	Viento anterior	Viento posterior	Perfil
2-4	-0,23	-1,98	-1,16	P8	2-39	0,35	3,02	-1,77	P8
4-6	-0,90	-7,75	-4,55	P10	4-40	1,00	8,60	-5,06	P12
6-8	-2,00	-17,20	-10,12	P14	6-41	1,65	14,20	-8,32	P14
8-10	-3,08	-26,50	-15,60	P16	8-42	2,35	20,25	-11,90	P16
10-12	-3,58	-48,00	-28,20	P20	10-43	3,00	25,80	-15,18	P18
12-14	-8,05	-69,20	-40,60	P22	12-44	3,70	31,80	-18,70	P18
14-16	-10,95	-94,20	-55,20	P25/10	14-45	4,38	37,70	-22,20	P18
16-18	-10,95	-94,20	-55,20	P25/10	18-45	7,05	60,60	-35,60	P22
18-20	-6,25	-53,80	-31,50	P20	20-46	6,42	55,20	-32,40	P20
20-22	-2,00	-17,20	-10,12	P14	22-47	5,72	49,20	-29,00	P20
22-24	1,80	15,50	-9,10	P12	24-48	5,05	43,50	-25,50	P20
24-26	5,17	44,50	-26,10	P16	26-49	4,40	37,80	-22,20	P18
26-28	8,10	69,60	-41,00	P18	28-50	3,70	31,80	-18,70	P18
28-30	10,55	90,70	-55,10	P22	30-51	3,05	26,20	-15,40	P16
30-32	12,55	108,00	-63,20	P25/10	32-52	2,38	20,50	-12,00	P16
32-34	14,15	122,00	-71,50	P25/10	34-53	1,70	14,60	-8,60	P14
34-36	15,25	131,00	-77,00	P30	36-54	1,00	8,60	5,06	P12
36-38	15,95	137,00	-80,50	P30	38-55	0,35	3,02	-1,77	P8
1-3	0,23	1,98	-1,16	P8	1-39	-0,35	-3,02	1,77	P10
3-5	0,90	7,75	-4,55	P10	3-40	-1,00	-8,60	5,06	P14
5-7	2,00	17,20	-10,12	P12	5-41	-1,65	-14,20	8,32	P16
7-9	3,08	26,50	-15,60	P14	7-42	-2,35	-20,25	11,90	P18
9-11	5,58	48,00	-28,20	P16	9-43	-3,00	-25,80	15,18	P20
11-13	8,05	69,20	-40,60	P18	11-44	-3,70	-31,80	18,70	P20
13-15	10,95	94,20	-55,20	P25/8	13-45	-4,38	-37,80	22,20	P22
15-17	10,95	94,20	-55,20	P25/8	17-45	-7,05	-60,60	35,60	P25/8
17-19	6,25	53,80	-31,50	P16	19-46	-6,42	-55,20	32,40	P25/8
19-21	2,00	17,20	-10,12	P12	21-47	-5,72	-49,20	29,00	P22
21-23	-1,80	-15,50	9,10	P14	23-48	-5,05	-43,50	25,50	P22
23-25	-5,17	-44,50	26,10	P16	25-49	-4,40	-37,80	22,20	P22
25-27	-8,10	-69,60	41,00	P22	27-50	-3,70	-31,80	18,70	P20
27-29	-10,55	-90,70	55,10	P25/10	29-51	-3,05	-26,20	15,40	P20
29-31	-12,55	-108,00	63,20	P25/10	31-52	-2,38	-20,50	12,00	P18
31-33	-14,15	-122,00	71,50	P30	33-53	-1,70	-14,60	8,60	P16
33-35	-15,25	-131,00	77,00	P30 ⁽¹⁾	35-54	-1,00	-8,60	5,06	P14
35-37	-15,95	-137,00	80,50	P30 ⁽²⁾	37-55	-0,35	-3,02	1,77	P10

Montantes

Barras	Esfuerzo en tons.			Perfil
	Para P = 1	Viento anterior	Viento posterior	
4-39	-0,25	-2,15	1,26	P8
6-40	-0,75	-6,45	3,78	P10
6-41	-1,25	-10,75	6,32	P12
10-42	-1,75	-15,05	8,85	P14
12-43	-2,25	-19,35	11,40	P14
14-44	-2,75	-23,65	13,90	P14
16-45	-13,00	-155,00	91,00	P30 (2)
18-46	-5,26	- 45,30	26,50	P20
20-47	-4,78	- 41,10	24,20	P18
22-48	-4,25	- 36,60	21,50	P18
24-49	-3,76	- 32,40	19,00	P18
26-50	-3,30	-28,40	16,70	P16
28-51	-2,75	-23,70	13,90	P16
30-52	-2,30	-19,30	11,60	P14
32-53	-1,75	-15,05	8,85	P14
34-54	-1,25	-10,75	6,32	P12
36-55	-0,75	- 6,45	3,78	P10
38-37	-0,50	- 4,30	2,53	P10
3-39	0,25	2,15	-1,26	P8
5-40	0,75	6,45	-3,78	P10
7-41	1,25	10,75	-6,32	P10
9-42	1,75	15,05	-8,85	P12
11-40	2,25	19,35	-11,40	P12
13-44	2,75	23,65	-13,90	P14

15-45	-1,00	-8,50	5,06	F12
17-46	4,24	36,50	-21,40	F16
19-47	3,72	32,00	-16,30	F14
21-48	3,25	28,00	-16,40	F14
23-49	2,74	23,60	-13,80	F14
25-50	2,26	18,90	-11,10	F12
27-51	1,75	15,05	- 8,85	F12
29-52	1,20	10,30	- 6,05	F10
31-53	0,75	6,45	- 3,78	F10
33-54	0,25	2,15	- 1,26	P8
35-55	0,25	2,15	- 1,26	P8

+ Tracción

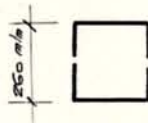
- Compresión

Los cuadros siguientes son los de comprobación de secciones.

Diagonales ($l = 7,5 \text{ m.}$)

Perfil []	i_x	λ	K	Ω	N	T
P 8	3,10	242	13,84	22,00	-1.905	26,400
P 10	3,91	192	8,72	27,0	-3.720	32,400
P 12	4,62	162	6,20	34,0	-6.560	40,800
P 14	5,45	138	4,50	40,8	-10,900	49,000
P 16	6,21	121	3,46	48,0	-16,600	57,600
P 18	6,95	108	2,76	56,0	-24,400	67,200
P 20	7,70	97,4	2,21	64,4	-34,900	77,200
P 22	8,48	86,5	1,82	74,8	-49,400	89,700
P25/8	9,40	80,0	1,59	85,0	-64,000	102,000
P25/10	9,80	76,5	1,51	107,4	-85,500	129,000
P30	10,95	68,5	1,37	121,4	-106,000	145,800

Todos estos perfiles son dobles, es decir, que forman cajón con la separación indicada en el croquis siguiente



En este cuadro la notación es la siguiente:

i_x = Radio de giro mínimo en cm.

λ = Esbeltez

K = Coeficiente de pandeo

Ω = Sección en cm²

N = Compresión admisible en kg.

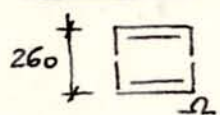
T = Tracción admisible en kg.

Cabezas ($l = 5,03$)

Perfil []	i_x	λ	K	ω	N	T
P 8	3,10	162,0	6,20	22,0	-4.270	26.400
P 10	3,91	129,0	3,93	27,0	-8.250	32.400
P 12	4,62	109,0	2,61	34,0	-14.500	40.800
P 14	5,45	92,0	1,95	40,8	-25.100	49.000
P 16	6,21	81,0	1,61	48,0	-35.700	57.500
P 18	6,95	75	1,44	56,0	-46.600	67.200
P 20	7,70	66	1,34	64,4	-57.500	77.200
P 22	8,48	60	1,26	74,8	-71.300	89.700
P 25/8	9,40	54	1,20	85,0	-85.000	102.000
P 25/10	9,60	51	1,18	107,4	-109.300	129.000
P 30	10,95	46	1,14	121,4	-128.000	145.600
P 30 (1)					-145.000	170.000

Todos estos perfiles son dobles, es decir, que forman cajón con la separación indicada para las diagonales, excepto el P 30 que se comprueba a continuación.

Perfil 30 (1)


 $2 \square P 30+2-100 \times 10$
 $\omega = 121,4 + 10 \times 2 = 141,4 \text{ cm}^2$

$$I_x = (350 + 60,7 \times 10,95^2 + 10 \times 11,2^2) \times 2 = 17.500 \text{ cm}^4$$

$$I_y = (7.310 + \frac{10^3}{12}) \times 2 = 14.785 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 10,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = 50 \quad k = 1,17$$

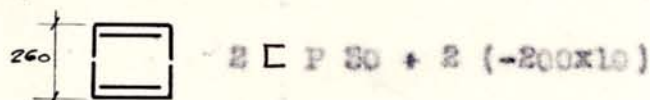
$$N_{adm} = 141,4 \times \frac{1.200}{1,17} = 145.000 \text{ kg.}$$

Montantes (l = 5,66)

Perfil □	i_x	λ	K	Ω	N	T
P 8	3,10	182	7,83	22,0	-3,300	26,400
P 10	3,91	145	4,97	27,0	-6,500	32,400
P 12	4,62	122	3,52	34,0	-11,600	40,800
P 14	5,45	104	2,56	40,8	-19,150	49,000
P 16	6,21	91	1,92	48,0	-30,000	57,500
P 18	6,95	81	1,61	56,0	-41,600	67,200
P 20	7,70	74	1,46	64,4	-52,800	77,200
P 22	8,48	67	1,35	74,8	-66,500	89,700
P 25/8	9,40	60	1,26	85,0	-80,000	102,000
P 25/10	9,80	58	1,24	107,4	-104,000	129,000
P 30	10,95	52	1,18	121,4	-123,500	145,000
P 30 (2)					-157,000	193,500

De iguales características que los anteriores

P 30 (2)



$$\Omega = 121,4 + 20 \times 2 = 161,4 \text{ cm}^2$$

$$I_y = (7,310 + \frac{20^3}{12}) \times 2 = 15,960 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 9,95 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 57$$

$$k = 1,23$$

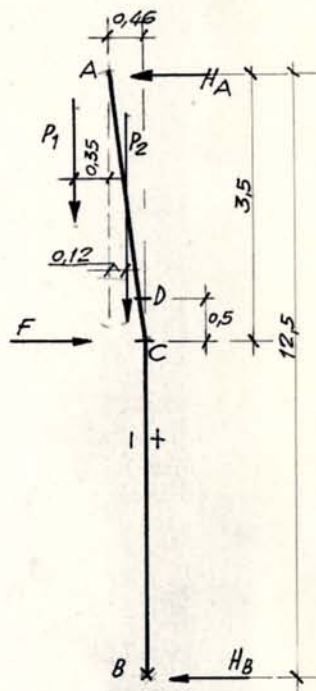
$$N_{adm} = 161,4 \times \frac{1,200}{1,23} = 157,000 \text{ kg.}$$

ADOSADO LATERAL. REFUERZO DEL PORTICO YA EJECUTADO

El pórtico ya construido no puede ser reforzado, pues su cimentación es insuficiente para resistir los esfuerzos a que se vería sometido; en consecuencia, se adosa un elemento vertical por la cara interior articulado en sus dos cabezas que transmitirá sus reacciones horizontales a la cubierta metálica y al cimiento.

Las fuerzas actuantes indicadas en el esquema, tienen los valores siguientes:

- Empuje horizontal entre a y C
- Viento exterior: 450 kg/m.l.
- Viento interior: -560 "
- Carga vertical por vidriera
- $P_1 = 30 \times 3,5 \times 5,1 = 540 \text{ kg.}$



Peso propio desde A hasta C.

$$P_2 = 0,3 \times 2.400 \times (0,25 \times 3,5 + \frac{0,81}{2} \times 3 + 0,66 \times 0,5) = 1.740 \text{ kg}$$

Peso propio desde C a B.

$$0,3 \times 0,4 \times 2.400 \times 9,0 = 2.590 \text{ kg.}$$

Reacciones debidas a peso muerto.-

$$H_A = - (540 \times 0,81 + 1.740 \times 0,34) \times \frac{1}{12,5} = - 82 \text{ kg.}$$

$$H_B = - H_A$$

Reacciones por viento exterior.-

$$H_A = 450 \times 3,5 \times \frac{10,75}{12,5} = 1.360 \text{ kg.}$$

$$H_B = \quad \quad \quad \times \frac{1,75}{12,5} = 220 \text{ kg.}$$

Reacciones por viento interior.-

$$H_A = - 560 \times 3,5 \times \frac{10,75}{12,5} = - 1.680 \text{ kg.}$$

$$H_B = - \quad \quad \quad \times \frac{1,75}{12,5} = - 200 \text{ "}$$

REFUERZOS.-

Sección C (Inferior).

$$M = (82 - 200) \times 9,0 = - 1.730 \text{ mkg.}$$

$$N = 2.200 \text{ kg.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 40 \text{ "}$$

$$e = 37 \text{ "}$$

$$t = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$u = 5,7 \text{ "}$$

$$H = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 1.160 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = (82+220) \times 9,0 = 2.720 \text{ mkg.}$$

$$N = 2.200 \text{ kg.}$$

$$u = 3,2$$

$$t = 5,7$$

$$H = 41 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 1.200 \text{ kg/cm}^2$$

Sección D:

$$M = (-82+1.350) \times 3,0 - 450 \times \frac{3,0^2}{2} = 1.775 \text{ mkg.}$$

$$N = 2.000 \text{ kg.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 100 \text{ "}$$

$$e = 95 \text{ "}$$

$$t = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$u = 1,8 \text{ "}$$

$$H = 13 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 1.180 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = - (82+1.600) \times 3,0 + 500 \times \frac{3,0^2}{2} = - 2.770 \text{ mkg.}$$

$$N = 2.000 \text{ kg.}$$

$$t = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$u = 0,8 \text{ "}$$

$$H = 16 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 1.160 \text{ kg/cm}^2$$

CIMIENTO.-

El cimiento, incluido su peso propio, estaba sometido por efecto del pórtico a los esfuerzos siguientes:

Viento exterior

$$N = 2.800 - 9.200 \times 0,15 = 1.420 \text{ mkg.}$$

$$N = 11.570 \text{ kg.}$$

Viento interior

$$N = - (430 + 7.320 \times 0,15) = -1.530 \text{ mkg.}$$

$$N = 9.690 \text{ kg.}$$

El peso muerto del elemento de refuerzo vale:

$$540 + 1.740 + 2.590 = 4.870 \text{ kg.}$$

y su excentricidad es de + 31 cm.

Las reacciones son:

Viento exterior: $N = 1.420 + 4.870 \times 0,31 = 2.930 \text{ mkg.}$

$$N = 11.570 + 4.870 = 16.440 \text{ kg.}$$

$$e = 17,8$$

$$\sigma = \frac{16.440}{120 \times 90} \left(1 \pm \frac{6 \times 17,8}{120} \right) = 2,88 \text{ kg/cm}^2$$

Viento interior: $N = - 1.530 + 4.870 \times 0,31 = - 20 \text{ mkg.}$

$$N = 9.690 + 4.870 = 14.560 \text{ kg.}$$

$$e = 0,14 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{14.560}{10000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,14}{120} \right) = 1,35 \text{ kg/cm}^2$$

VIGAS METALICAS PARA SOPORTAR EL VENTANAL.-

Empuje normal de viento: $-110 \times 1,0 \times 1,75 = -192 \text{ kg/m.l.}$


Viga superior:

Esta viga solamente ha de soportar el empuje de viento en horizontal y el peso propio en vertical.

Los momentos máximos corresponden al arranque interior de la luz extrema y valen:

$$M_a = 192 \times 0,1037 \times 5,1^2 = 530 \text{ mkg.}$$

$$M'_a = 20 \times 0,1037 \times 5,1^2 = 55 "$$

Perfil:  P 14

$$R = 86,4 \qquad R' = 14,8$$

$$\sigma = \left(\frac{530}{86,4} + \frac{55}{14,8} \right) \times 100 = 1.000 \text{ kg/cm}^2.$$

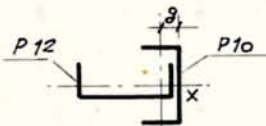
Viga inferior:

además de los efectos de la superior ha de resistir el peso del lucernario que es de $30 \times 3,5 = 105 \text{ kg/m.l.}$

El momento en horizontal es igual al de la viga superior, y el vertical vale:

$$M'_a = (20+10,5) \times 0,1037 \times 5,10^2 = 345 \text{ mkg.}$$

Perfil



$$R_x = \frac{206+43,2}{5} = 50$$

$$R'_y = \frac{585}{4,36} = 134 \qquad R''_y = \frac{585}{8,24} = 71$$

$$\sigma' = \frac{34500}{50} + \frac{53000}{134} = 1.090 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma = \frac{34500}{250} \times 1,6 + \frac{53.000}{71} = 970 \text{ kg/cm}^2.$$

ADOSADO POSTERIOR. PORTICO NORMAL DE NUEVA EJECUCION

Las fuerzas actuantes son las indicadas a continuación:

Viento actuante por el exterior

Empuje horizontal uniforme entre A y B = 450 kg/m.l.

$F_1 = 610 \text{ kg.}$

$F_2 = 470 \text{ "}$

$P = - 750 \text{ kg.}$

Viento actuante por el interior

Entre A y B = - 680 kg/m.l.

$F_1 = - 910 \text{ kg.}$

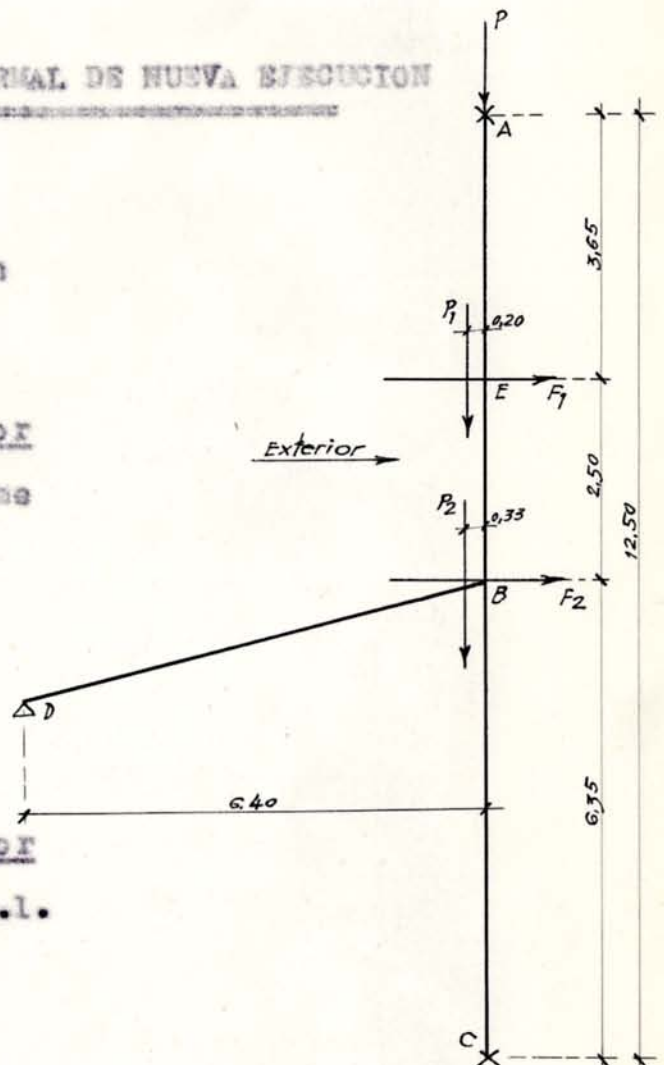
$F_2 = - 710 \text{ "}$

$P = - 11.100$

El empuje normal entre D y B es de -680 kg/m.l.
(Se supone actuando verticalmente).

Sobrecarga de nieve:

Entre D y B:	{	Para 65 kg/m ² = 330 kg/m.l.
	{	" 40 " = 200 "
P =	{	" 65 " = 5.240 "
	{	" 40 " = 3.220 "



Pesos muertos:

$$P = 4.220 \text{ kg.}$$

$$P_1 = 1.480 \text{ "}$$

$$P_2 = 4.020 \text{ "}$$

$$\text{Peso propio desde A a B} = 0,3 \times 0,5 \times 2.400 \times 6,15 = 2.210 \text{ kg.}$$

$$\text{B a C} = 0,3 \times 0,6 \times 2.400 \times 6,35 = 2.750 \text{ "}$$

$$\text{D a B} = \quad \quad \quad = 260 \text{ Kg/m.l.}$$

$$\text{Peso muerto de uralita y correas entre D y B} = 130 \text{ kg/m.l.}$$

El cálculo de este pórtico se hace basándose en las consideraciones siguientes:

Para los efectos verticales sobre la pieza D B, se supone un pórtico apoyado verticalmente en D y horizontalmente en A y C y sin considerar desplazamiento en el nudo B; aún cuando esto último no sea exactamente riguroso es admisible dada su pequeña importancia. Asimismo se admite que la pieza DB es horizontal y que todas son de sección constante (se toma la del centro). En consecuencia, para los citados efectos verticales se puede calcular el pórtico por el método de Cross.

Para los empujes horizontales de viento se admite igualmente la horizontalidad de la pieza D B y la constancia de la sección en cada una de las piezas. El cálculo se hace también por el método de Cross para recorrido horizontal unitario (δ) del nudo B (El D lo admite por deslizamiento) estando el pórtico articulado fijamente en los nudos A y C.

ESFUERZOS PRODUCIDOS POR FUERZAS ACTUANTES EN LA PIEZA D.B.-

Los momentos rígidos de empotramiento son:

Viento actuante por el interior:

$$M_D = M_B = 680 \times \frac{6,4 \times 6,55}{12} = 2.390 \text{ mkg.}$$

Sobrecarga de nieve (85 kg/m²):

$$M_D = M_B = - 530 \times \frac{6,4 \times 6,55}{12} = - 1.160 \text{ mkg.}$$

Sobrecarga de nieve (40 kg/m²):

$$M_D = M_B = - 200 \times \frac{6,4 \times 6,55}{12} = - 700 \text{ mkg.}$$

Peso propio y uralita: $M_D = M_B = - 390 \times \frac{6,4 \times 6,55}{12} = - 1.370 \text{ mkg}$

Carga P₂: $M_D = - 4,020 \times \frac{0,33^2 \times 6,07}{6,4^2} = - 65 \text{ mkg.}$

$$M_B = - 4,020 \times \frac{0,33 \times 6,07^2}{6,4^2} = - 1.200 \text{ mkg.}$$

Las rigideces relativas son:

$$\text{Pieza AB: } \frac{3 \times 6^3}{6,15} = 105,3 ; 3,46$$

$$\text{BC: } \frac{3 \times 6^3}{6,35} = 102,0 ; 3,36$$

$$\text{DB: } \frac{2,5 \times 4,3^3}{6,55} = 30,4 ; 1,00$$

En el anejo n° 3 se ha calculado el pórtico para momentos unidad en el apoyo D (3.1) y en el apoyo B (3.2)

Refiriendo los signos a la notación del esquema, los esfuerzos reales son los siguientes:

Pes muerto:

$$M_x = 1.040 \times \frac{2,67}{2} = 1.380 \text{ mkg.}$$

$$M_{B,DB} = - 2.880 \text{ mkg.}$$

$$M_{B,AB} = - 1.450 \text{ "}$$

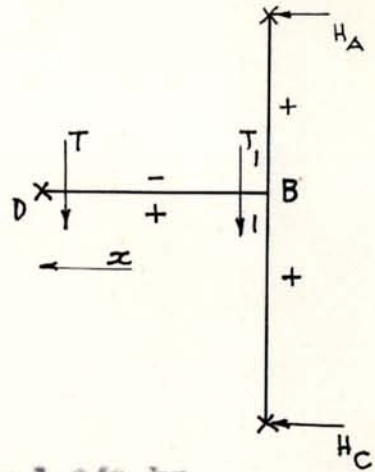
$$M_{B,BC} = 1.420 \text{ "}$$

$$T_D = 390 \times \frac{6,55}{2} + 4.020 \times \frac{0,35}{6,4} - \frac{2.880}{6,4} = 1.040 \text{ kg.}$$

$$T_B = \text{ " " } \frac{6,07}{6,40} + \text{ " } = 5.540 \text{ "}$$

$$H_A = - \frac{1.450}{6,15} = - 235 \text{ kg.}$$

$$H_C = \frac{1.420}{6,35} = 225 \text{ "}$$



Sobrecarga de nieve (65 kg/m2):

$$M_x = 840 \times \frac{2,55}{2} = 1.070 \text{ mkg.}$$

$$M_{B,DB} = - 1.520 \text{ mkg.}$$

$$M_{B,AB} = - 770 \text{ "}$$

$$M_{B,BC} = 750$$

$$T_D = 330 \times \frac{6,55}{2} - \frac{1.520}{6,4} = 840 \text{ kg.}$$

$$T_B = \text{ " } + \text{ " } = 1.520 \text{ "}$$

$$H_A = - \frac{770}{6,15} = - 125 \text{ kg.}$$

$$H_C = \frac{750}{6,35} = 120 \text{ kg.}$$

Sobrecarga de nieve (40 kg/m2)

Multiplicar los valores del caso anterior por $\frac{40}{65}$

Viento interior:

Multiplicar los valores obtenidos para la sobrecarga de nieve de 65 kg/m², por $-\frac{650}{330}$

ESFUEROS PRODUCIDOS POR LOS EMPUJES HORIZONTALES DE VIENTO, ACTUANTES EN LA PIEZA A B.-

Suponiendo un recorrido $\delta = 1$ cm.

en el punto B, los momentos rígidos de empotramiento ($\frac{6EI\delta}{l^2}$) son:

Pieza A B.

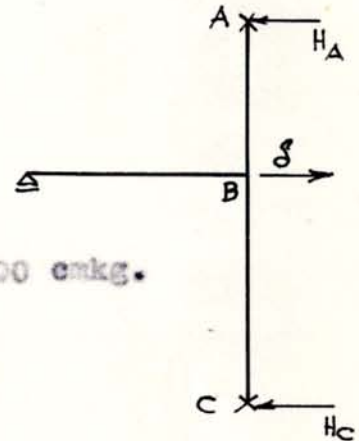
$$M_A = - \frac{6 \times 190.000 \times 1}{615^2} \times \frac{30 \times 65^3}{12} = - 1.530.000 \text{ cmkg.}$$

$$M_B = - M_A$$

Pieza BC:

$$M_B = \frac{6 \times 190.000 \times 1}{635^2} \times \frac{30 \times 65^3}{12} = 1.530.000 \text{ cmkg.}$$

$$M_C = - M_B$$



En el anejo n° 2 se hace el Cross correspondiente a estos momentos, deduciéndose de él las reacciones en los nudos A y C para el citado recorrido $\delta = 1$ cm.

$$H_A = \frac{7.929}{6,15} = 1.290 \text{ kg.}$$

$$H_C = \frac{7.865}{6,35} = 1.240 \text{ "}$$

Ya que estas reacciones son sensiblemente iguales (puesto que las luces de AB y BC son también sensiblemente iguales), se comprende fácilmente que la pieza

AC que puede calcularse como independiente de la DB es decir, igual que si fuera una viga simplemente apoyada en los puntos A y C; como los esfuerzos que estos efectos producen en la pieza DB son insignificantes (Véase anejo n° 4) se puede prescindir de ellos en la citada pieza.

Por consiguiente los esfuerzos reales en la pieza AC son:

Viento interior

$$H_A = - (910 \times 8,65 + 710 \times 6,35 + 680 \times 3,65 \times 10,68) \times \frac{1}{12,5} = - 3.125 \text{ mkg.}$$

$$H_C = - (910 \times 3,65 + 710 \times 6,15 + 680 \times 3,65 \times 1,82) \times " = - 975 "$$

$$M_B = - 975 \times 6,35 = - 6.190 \text{ mkg.}$$

$$M_E = - 3.125 \times 3,65 + 680 \times \frac{3,65^2}{2} = - 6.870 \text{ mkg.}$$

Viento exterior

$$H_A = (610 \times 8,65 + 470 \times 6,35 + 450 \times 3,65 \times 10,68) \times \frac{1}{12,5} = 2.070 \text{ kg}$$

$$H_C = (610 \times 3,65 + 470 \times 6,15 + " \times 1,82) \times " = 650 "$$

$$M_B = 650 \times 6,35 = 4.130 \text{ mkg.}$$

$$M_E = 2.070 \times 3,65 - 450 \times \frac{3,65^2}{2} = 4.530 \text{ mkg.}$$

COMPROBACION DE SECCIONES

Pieza DB

Sección x :

$$N = 1.380 + 1.070 = 2.450 \text{ mkg.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = 41 \text{ cm.}$$

$$e = 38 \text{ "}$$

$$t = 6 \text{ cm}^2.$$

$$u = 1,9 \text{ "}$$

$$H = 39,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 1.195 \text{ "}$$

$$M = 1.580 - 1.070 \times \frac{680}{330} = - 820 \text{ mkg.}$$

$$e = 39 \text{ cm.}$$

$$t = 1,9 \text{ cm}^2.$$

$$u = 5,0 \text{ "}$$

$$H = 17 \text{ kg/cm}^2.$$

$$a = 1.190 \text{ kg/cm}^2$$

Sección D:

$$T = 1.040 + 840 = 1.880 \text{ kg.}$$

1 cerco de \varnothing 8 m/m a 18 cm. de separación

Sección B:

$$M = - (2.800 + 1.520) = - 4.400 \text{ mkg.}$$

$$T = 5.540 + 1.320 - 4.020 = 2.840 \text{ kg.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

$$d = 50 \text{ "}$$

$$e = 47 \text{ "}$$

$$t = 8,7 \text{ cm}^2$$

$$u = 3,1 \text{ "}$$

$$H = 42,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 1.200 \text{ "}$$

1 est. / 8 a 16 cm.

$$M = - 2.880 + 1.520 \times \frac{680}{330} = 250 \text{ mkg.}$$

PIEZA A B.-

Sección B.

$$M = - (1.450 + 770 + 6.190 - 1.590) = - 6.820 \text{ mkg.}$$

$$N = 4.220 + 5.240 - 11.100 + 1.480 + 2.210 = 2.050 \text{ kg.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 62,5 \text{ cm.}$$

$$c = 59 \text{ "}$$

$$t = 10,9 \text{ cm}^2$$

$$u = 1,2 \text{ "}$$

$$H = 42,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = 1.120 \text{ "}$$

$$M = - (1.450 + 6.190 - 1.590) = - 6.050 \text{ mkg.}$$

$$N = 4.220 - 11.100 + 1.480 + 2.210 = - 3.190 \text{ kg.}$$

$$H = 34,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.190 \text{ "}$$

$$M = - 1.450 + 4.130 = 2.680 \text{ mkg.}$$

$$N = 4.220 - 750 + 1.480 + 2.210 = 7.160 \text{ kg.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 62,5 \text{ cm}$$

$$c = 59 \text{ "}$$

$$t = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$u = 10,9 \text{ "}$$

$$H = 25,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.220 \text{ "}$$

$$T = - (235+125) = - 360 \text{ kg.}$$

1 cerco \varnothing 8 a 20.

Sección 3:

$$N = - (1.450+770-1.590) \times \frac{3,65}{6,15} - 6.870 = - 6.500 \text{ mkg.}$$

$$N = 4.220+5.240-11.100+1.320+1.480 = 3.160 \text{ kg.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 62,5 \text{ cm.}$$

$$c = 59 \text{ "}$$

$$t = 12,9 \text{ cm}^2$$

$$u = 3,6 \text{ "}$$

$$H = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 920$$

$$N = - 6.870+140 \times 0,595 = - 6.790 \text{ mkg.}$$

$$N = 4.220-11.100+1.320 = - 5.560 \text{ kg.}$$

$$H = 32,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.165 \text{ "}$$

$$N = - 1.450 \times 0,595+4.550 = 3.690 \text{ mkg.}$$

$$N = 4.220-750+1.320 = 4.790 \text{ kg.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 60 \text{ "}$$

$$c = 57 \text{ "}$$

$$t = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$u = 12,9 \text{ "}$$

$$H = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.200$$

Sección A:

$$T = - (255+125+3.125)+680 \times 3,65 = - 1.025 \text{ kg}$$

PIEZA B C

Sección B

$$N = 1.420+460+4.130 = 6.010 \text{ mkg.}$$

$$N = 5.540+4.220+810+3.220-750+1.480+2.210 = 16.730 \text{ kg.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 60 \text{ "}$$

$$e = 57 \text{ "}$$

$$t = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$u = 10,5 \text{ "}$$

$$H = 44 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.030 \text{ "}$$

$$N = 1.420+4.130 = 5.550 \text{ mkg.}$$

$$N = 5.540+4.220-750+1.480+2.210 = 12.700 \text{ kg.}$$

$$H = 41 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.210 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 1.420-(6.190+1.550) = - 6.320 \text{ mkg.}$$

$$N = 5.540+4.220-11.100-3.720+1.480+2.210 = - 370 \text{ kg.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 60 \text{ "}$$

$$e = 57 \text{ "}$$

$$t = 10,5 \text{ cm}^2$$

$$u = 5,9 \text{ cm}^2$$

$$H = 37,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.190 \text{ "}$$

$$T = 225+120+650 = 995 \text{ kg.}$$

Sección C

$$H = 5.240+4.220+1.480+2.210+2.750+5.540+1.320 = 22.760 \text{ kg.}$$

$$T = 225-(260+975) = - 1.010 \text{ kg.}$$

CIMENTADO EN C.-

$$\text{Peso propio: } 1,0^2 \times 2.200 = 2.200 \text{ kg.}$$

$$\text{Carga del pórtico: } 22.760 \text{ kg.}$$

$$\sigma = \frac{22.760+2.200}{100 \times 100} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

VIGAS METÁLICAS PARA EL LUCERNARIO.-

Viga superior:

Esta viga soporta verticalmente su peso propio y horizontalmente el empuje de viento.

Los momentos máximos en el arranque interior de la luz extrema son:

$$\text{Horizontal: } - 110 \times 1,2 \times \frac{3,5}{2} \times 5,1^2 \times 0,1057 = - 630 \text{ mkg.}$$

$$\text{Vertical: } 16 \times 5,1^2 \times 0,1057 = 44 \text{ mkg}$$

$$\text{Perfil: } \square \text{ P 14}$$

$$\sigma = \left(\frac{630}{36,4} + \frac{44}{14,8} \right) \times 100 = 1.030 \text{ kg/cm}^2.$$

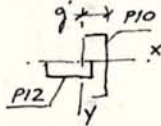
Viga inferior:

Además de las cargas de la viga superior ha de resistir el peso del lucernario.

Momento horizontal = - 630 mkg.

Momento vertical: $(22,105) \times 5,1^2 \times 0,1057 = 350 \text{ mkg.}$

Perfil:



$$\sigma' = \frac{630.000}{134} + \frac{35.000}{50} = 1.170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{63000}{71} + \frac{35000}{250} \times 1,6 = 1.115 \text{ kg/cm}^2$$

REFUERZO DEL PORTICO NORMAL YA EJECUTADO

XX

Los esfuerzos son los calculados en el de nueva ejecución.

PIEZA D E.-

Es válida.

PIEZA B C.-

Sección B:

$N = 6.010 \text{ mkg.}$

$N = 16.730 \text{ kg.}$

$b = 15 \text{ cm.}$

$d = 84 \text{ "}$

$c = 81 \text{ "}$

$t = 3 \text{ cm}^2$

$u = 7,1 \text{ "}$

$H = 42 \text{ kg/cm}^2$

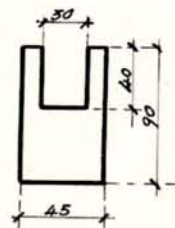
$a = 510 \text{ "}$

$N = 5.550 \text{ mkg.}$

$N = 12.700 \text{ kg.}$

$H = 39 \text{ kg/cm}^2$

$a = 700 \text{ "}$



$$M = - 6.320 \text{ mkg.}$$

$$N = - 370 \quad "$$

$$b = 45 \text{ cm.}$$

$$d = 84 \quad "$$

$$c = 81 \quad "$$

$$t = 7,1 \text{ cm}^2$$

$$u = 3,0$$

$$H = 20,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.200 \quad "$$

Sección intermedia entre B y C

$$M = \frac{6010}{2} = 3.005 \text{ mkg.}$$

$$N = 16.750 + \frac{2.750}{2} = 18.125 \text{ kg.}$$

$$b = 15 \text{ cm.}$$

$$d = 72 \quad "$$

$$c = 69 \quad "$$

$$t = 3 \text{ cm}^2$$

$$u = 4 \quad "$$

$$H = 33,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 31 \quad "$$

$$M = - \frac{6.320}{2} = - 3.160 \text{ mkg.}$$

$$N = - 370 + \frac{2.750}{2} = 1.005 \text{ kg.}$$

$$b = 45 \text{ cm.}$$

$$d = 72 \quad "$$

$$c = 69 \quad "$$

$$t = 4 \text{ cm}^2$$

$u = 3 \text{ cm}^2$
 $H = 16,5 \text{ kg/cm}^2$
 $\Delta = 1.080 \text{ "}$

PIEZA A B.-

Sección B

$N = - 6.020 \text{ mkg.}$
 $N = 2.050 \text{ kg.}$
 $b = 45 \text{ cm.}$
 $d = 84 \text{ "}$
 $e = 81 \text{ "}$
 $t = 8 \text{ cm}^2$
 $u = 3 \text{ "}$
 $H = 21,5 \text{ kg/cm}^2$
 $\Delta = 1.020 \text{ "}$

$N = - 6.050 \text{ mkg}$
 $N = - 3.190 \text{ kg}$
 $H = 17,8 \text{ kg/cm}^2$
 $\Delta = 1.190 \text{ "}$

$N = 2.680 \text{ mkg.}$
 $N = 7.160 \text{ kg.}$
 $b = 15 \text{ cm.}$
 $d = 84 \text{ "}$
 $e = 81 \text{ "}$
 $t = 3 \text{ cm}^2$

$u = 8 \text{ cm}^2.$

$H = 13 \text{ kg/cm}^2$

$A = 240 \text{ "}$

ADOSADO POSTERIOR. - PÓRTICO DE ANCLAJE

Las fuerzas actuantes máximas transmitidas por la cubierta metálica, llamando ' a las esfuerzos de la hipótesis (2ª) de viento anterior, son (véase vi- ga de contraviento)

$$P_A = 3.100 \times 18 + 1.960 \times 17 = 89.000 \text{ kg.}$$

$$P'_A = 2.610 \text{ kg}$$

$$F'_A = - (5.700 \times 18 + 2.900 \times 17) = -$$

$$= - 152.000 \text{ kg.}$$

$$P'_A = - 7.740 \text{ kg.}$$

Las propias del pórtico valen:

$$F_A = 790 \text{ kg.}$$

$$F'_A = - 1.160 \text{ kg.}$$

$$F_B = 1.400 \text{ kg.}$$

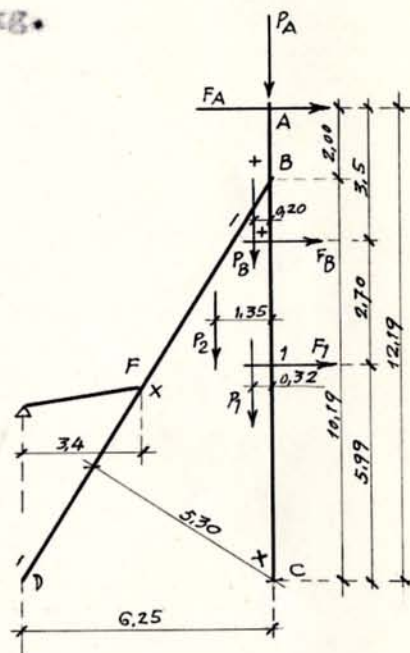
$$F'_B = - 2.070 \text{ "}$$

$$F_1 = 470 \text{ kg.}$$

$$F'_1 = - 710 \text{ kg.}$$

$$P_B = 1.400 \text{ kg.}$$

$$P_1 = 4.020 \text{ "}$$



(Aún cuando las P_B y P_1 están situadas excéntri- camente respecto al eje, dada su pequeña importancia se puede prescindir de dicha excentricidad para los momentos en la pieza B C)

Peso propio entre A y B:	$1,0x \frac{1,2+9,7}{2} x 2,0x 2.400 = 7000$	kg
" "	B y C:	$1,0x \frac{1,0+1,7}{2} x 10,04x 2.400 = 32.500$ kg
	B y D:	$1,0x 0,6x 2.400 = 1.440$ kg/m.l.
	E y F:	$0,25x 0,45x 2.400 = 270$ "
Uralita y correas E y F:		= 130 "
Hielo entre E y F		= 330 "
Viento entre E y F		= - 680 "

P_2 (Pesos muertos de cubierta, de uralita y triángulo de hormigón B F 1) = 6.800 kg.

PIEZA E F:

Con la sección indicada en los planos resiste holgadamente los esfuerzos que ha de soportar. Únicamente se calcula el esfuerzo cortante en el arranque derecho -para conocer la carga sobre el pórtico.

$$T = 400x3,4 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{8} \right) = 850 \text{ kg.}$$

PIEZA A B.-

Sección A:

Momento flector. $M = 0$

Esfuerzo axial; $N' = - 7.740$ kg.

$b = 100$ cm.

$d = 120$ "

$c = 116$

$t = 10$ cm²

$u = 10$ "

$$H = 0 \text{ cm}^2$$

$$A = 390 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos cortantes:

$$T = 89.000 + 790 = 89.790 \text{ kg.}$$

Se dispone para resistir este esfuerzo una barra de 35 m/m inclinada a 45° y a 50 cm. de separación y 3 estribos y un cerco de 12 m/m a 22 cm. de separación.

$$T' = - (152.000 + 1.160) = - 153.160 \text{ kg.}$$

Tensión de trabajo a esfuerzo cortante.

$$\tau' = \frac{153.160}{110 \times 100} = 13,9 \text{ kg/cm}^2$$

Además de los estribos y cerco anteriores se disponen dos barras de 35 m/m inclinadas a 45° y a 40 cm. de separación.

Sección B:

$$N = 89.790 \times 2,0 = 179.580 \text{ mkg.}$$

$$N = 2.610 + 7.000 = 9.610 \text{ "}$$

$$T = 89.790 \text{ kg.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 170 \text{ "}$$

$$e = 165 \text{ "}$$

$$t = 96 \text{ cm}^2$$

$$u = 174 \text{ "}$$

$$H = 26,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.200 \text{ "}$$

$$\tau = 6,0 \text{ "}$$

$$R' = - 153.160 \times 2,0 = - 306.320 \text{ mkg.}$$

$$H' = - 7.740 + 7.000 = - 740 \text{ kg.}$$

$$T' = - 153.160 \text{ kg.}$$

$$t = 174 \text{ cm}^2$$

$$u = 95 \text{ "}$$

$$H = 48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta = 1.200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau' = 10,8 \text{ "}$$

Además de las dos barras levantadas de 35 m/m se arma a esfuerzo cortante con 3 est. \varnothing 12 y 1 cor \varnothing 12 a 40 cm. de separación.

PORTICO TRIANGULAR B C D.-

Los esfuerzos en las barras, en cada una de las hipótesis, son los que se indican a continuación

Por pesos muertos:

Esfuerzo de compresión en el punto C de la viga BC.

$$N = 1.440 \times 5,90 + 7.000 + 32.500 + (850 \times 3,4 + 6.800 \times 4,9 + 1.480 \times 6,05 + 4.020 \times 5,93) \times \frac{1}{6,25} = 59.100 \text{ kg.}$$

En el D.

$$N = 1.440 \times 5,90 + (850 \times 2,85 + 6.800 \times 1,35 + 1.480 \times 0,2 + 4.020 \times 0,32) \times \frac{1}{6,25} = 10.650 \text{ kg.}$$

En la pieza BD, como todas las fuerzas son verticales, se puede prescindir de la pequeña compresión existente; el momento flector en el arranque inferior

es de

$$-(850 \times \frac{3,4 \times 2,85^2}{6,25^2} + 1.440 \times 11,8 \times \frac{6,25}{12} + 6.800 \times \frac{4,9 \times 1,35^2}{6,25^2}) =$$
$$= - 10.960 \text{ mkg.}$$

En el centro:

$$850 \times 1,7 + 1.440 \times 11,8 \times \frac{6,25}{8} + 6.800 \times \frac{1,35}{2} - 10.960 = 6.220 \text{ mkg}$$

En el arranque superior:

$$+(850 \times \frac{3,4^2 \times 2,85}{6,25^2} + 1.440 \times 11,8 \times \frac{6,25}{12} + 6.800 \times \frac{4,9^2 \times 1,35}{6,25^2}) =$$
$$= - 15.160 \text{ mkg.}$$

Por viento posterior. (1ª Hip.)

Se procede en primer lugar a determinar los momentos flectores y esfuerzos cortantes en los extremos de la pieza B C. (Se supone esta pieza de sección constante).

Los momentos rígidos por efecto de F_B y F_1 son:

Arranque B:

$$1.400 \times \frac{1,5 \times 8,69^2}{10,19^2} + 470 \times \frac{4,2 \times 5,99^2}{10,19^2} = 2.210 \text{ mkg.}$$

Arranque C:

$$1.400 \times \frac{1,5^2 \times 8,69}{10,19^2} + 470 \times \frac{4,2^2 \times 5,99}{10,19^2} = 740 \text{ mkg.}$$

Y por efecto de F_A , en B se tendrá: 179,580 mkg.

Los momentos reales son por consiguiente:

$$M_B = 179.580 \text{ mkg.}$$

$$M_C = - (\frac{179.580 - 2.210}{2} - 740) = - 87.950 \text{ mkg.}$$

Y los esfuerzos cortantes

$$T_B = (1.400 \times 3,69 + 470 \times 5,99) + 179,580 + 87,950 \times \frac{1}{10,19} = 27.720 \text{ kg.}$$

$$T_C = - (1.400 \times 1,50 + 470 \times 4,2 - 179,580 - 87,950) \times \frac{1}{10,19} = - 25.650 \text{ kg.}$$

Con esto, la reacción total horizontal en B vale:

$$-(89.790 + 27.720) = 117.510 \text{ kg.}$$

Los empujes axiales en las piezas son:

$$\text{Pieza BC: } N = 117.510 \times 10,19 \times \frac{1}{6,25} + 2.610 = 194.200 \text{ kg}$$

$$\text{BD: } N = - 117.510 \times 10,19 \times \frac{1}{5,5} = - 225.930 \text{ kg.}$$

$$\text{CD: } N = 25.650 \text{ kg.}$$

$$\text{En el cimiento en DN: } = - 194.200 + 2610 = - 191.590 \text{ kg}$$

Empuje horizontal en la cabeza del cimiento

$$E = 117.510 - 25.650 = 91.660 \text{ kg.}$$

Por viento anterior (2ª Hip)

Momentos rígidos por efecto de F_B y F_1 .

Arranque B.

$$-(2.070 \times 1,5 \times 3,69^2 + 710 \times 4,20 \times 5,99^2) \times \frac{1}{10,19^2} = - 3.300 \text{ mkg.}$$

Arranque C.

$$-(2.070 \times 1,5^2 \times 3,69 + 710 \times 4,2^2 \times 5,99) \times \frac{1}{10,19^2} = - 1.110 \text{ mkg}$$

$$\text{Por efecto de } F_A, \text{ en B} = - 306.320 \text{ mkg.}$$

Momentos reales:

$$M_B = - 306.320 \text{ mkg.}$$

$$M_C = \frac{306.320 - 3.300}{2} - 1.110 = 150.400 \text{ mkg.}$$

Esfuerzos cortantes.

$$T_B = - (2.070 \times 8,69 + 710 \times 5,99 + 306,320 + 150.400) \times \frac{1}{10,19} =$$

$$= - 47.000 \text{ kg.}$$

$$T_C = (2.070 \times 1,50 + 710 \times 4,20 - 306,320 - 150.400) \times \frac{1}{10,19} =$$

$$= 44.220 \text{ kg.}$$

Reacción total en B

$$153.160 + 47.000 = 200.160 \text{ kg.}$$

Esfuerzos axiales

$$\text{Pieza BC: } N = - (200.160 \times 10,19 \times \frac{1}{8,25} + 7.740) = - 334.080 \text{ kg}$$

$$\text{BD: } N = 200.160 \times 10,19 \times \frac{1}{5,3} = 384,840 \text{ kg.}$$

$$\text{CD: } N = - 44.220 \text{ kg.}$$

En el cimiento en D: $N = 334.080 - 7.740 = 326.340 \text{ kg.}$

Empuje horizontal en la cabeza del cimiento.

$$E = - (200.160 - 44.220) = - 155940 \text{ kg.}$$

PIEZA BC:

Sección B

$$N = 179.500 \text{ mkg.}$$

$$N = 59.100 - 32.500 + 194.200 = 220.800 \text{ kg.}$$

$$T = 27.720 \text{ kg.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 200 \text{ "}$$

$$c = 195 \text{ "}$$

$$t = 10 \text{ cm}^2$$

$$u = 270 \text{ cm}^2$$

$$H = 27,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 450 \text{ "}$$

$$M = - 506.320 \text{ mkg.}$$

$$N = 59.100 - 32.500 - 334.000 = - 307.400 \text{ kg.}$$

$$T = - 47.000 \text{ kg.}$$

$$t = 270 \text{ cm}^2$$

$$u = 10 \text{ "}$$

$$H = 12 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.200$$

Sección media entre B y C:

$$M = 45.820 \text{ mkg.}$$

$$N = 59.100 - 11.500 + 194.200 = 241.800 \text{ kg.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 150 \text{ "}$$

$$c = 145 \text{ "}$$

$$t = 72 \text{ cm}^2$$

$$u = 168 \text{ "}$$

$$H = 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 100 \text{ "}$$

$$M = - 77.960 \text{ mkg.}$$

$$N = 59.100 - 11.500 - 334.000 = - 286.400 \text{ kg.}$$

$$t = 168 \text{ cm}^2$$

$$u = 72 \text{ "}$$

$$H = 0$$

$$A = 1.200 \text{ kg/cm}^2$$

Sección C

$$N = - 87.950 \text{ mkg.}$$

$$N = 59.100 + 194.200 = 253.300 \text{ kg.}$$

$$T = - 25.850$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 100 \text{ "}$$

$$e = 95 \text{ "}$$

$$t = 10 \text{ cm}^2$$

$$u = 268 \text{ "}$$

$$H = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 250 \text{ "}$$

$$N = 150.400 \text{ mkg.}$$

$$N = 59.100 - 334.060 = - 274.960 \text{ kg.}$$

$$T = 44.220 \text{ kg.}$$

$$t = 268 \text{ cm}^2$$

$$u = 10 \text{ "}$$

$$H = 34 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.200 \text{ "}$$

$$\tau = \frac{44.220}{100 \times 83} = 5,3 \text{ kg/cm}^2$$

PIEZA BD:

Sección B

$$N = - 15.160 \text{ mkg.}$$

$$N = - 225.930 \text{ kg.}$$

$$T = 8.500 + 460 + 5.340 + \frac{4.200}{6,25} = 14.970 \text{ kg.}$$

b = 100 cm.
d = 60 "
c = 55 "
t = 119 cm²
u = 77 "
H = 0
A = 1.200 kg/cm²

M = - 15.100 mkg.
N = 304.040 kg.
t = 119 cm²
u = 77 "
H = 50 kg/cm²
A = 410 "

Reacción central:

M = 6.220 mkg.
N = - 225.930 kg.
b = 100 cm.
d = 60 "
c = 55 "
t = 104 cm²
u = 84 "
H = 0 kg/cm²
a = 1.200 "

M = 6.220 mkg.
N = 304.040 kg.

$$\begin{aligned}t &= 104 \text{ cm}^2 \\u &= 84 \text{ " } \\H &= 39 \text{ kg/cm}^2 \\A &= 420 \text{ " }\end{aligned}$$

Sección D:

$$\begin{aligned}H &= - 10.960 \text{ mkg.} \\N &= - 225.930 \text{ kg.} \\T &= 8.500 + 850 + 6.800 - 6.470 = 9.680 \text{ kg.} \\b &= 100 \text{ cm.} \\d &= 60 \text{ " } \\e &= 55 \text{ cm} \\t &= 112 \text{ cm}^2 \\u &= 78 \text{ " } \\H &= 0 \\A &= 1.200 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H &= - 10.960 \text{ mkg.} \\H &= 384.640 \text{ kg.} \\t &= 112 \text{ cm}^2 \\u &= 78 \text{ " } \\H &= 53 \text{ kg/cm}^2 \\A &= 440 \text{ " }\end{aligned}$$

SIMIENID.-

Como se ha visto, en la cabeza superior del elemento entre los puntos C y D, existe un esfuerzo axial de valor:

1ª Hip. $N = 25.850 \text{ kg.}$

2ª " $N = - 44.220 "$

La hipótesis de compresión no es preciso consi-
derarla dada la gran sección del macizo de cimenta-
ción.

Para la tracción es preciso disponer una arma-
dura de

$$\frac{44.220}{1.200} = 37 \text{ cm}^2$$

Las fuerzas actuantes exteriores son:

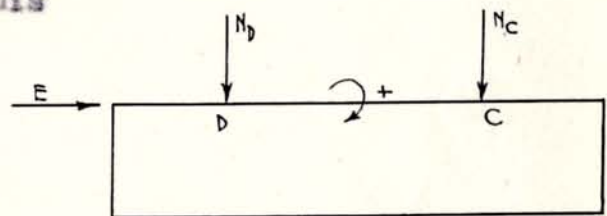
las indicadas en el croquis
y de valor:

1ª Hip.

$$N_C = 59.100 + 194.200 = \\ = 253.300 \text{ kg.}$$

$$N_D = 10.650 + 191.590 + \\ + 11.210^* = - 169.730 \text{ kg.}$$

$$E = 91.660 \text{ kg.}$$



2ª Hip.

$$N_C = 59.100 + 334.680 = - 274.980 \text{ kg.}$$

$$N_D = 10.650 + 328.240 + 11.200^* = 348.100 \text{ kg.}$$

$$E = - 155.940 \text{ kg.}$$

(* Esta carga es la debida al muro).

El peso propio del cemento es de:

$$(0,25 \times 3,0 + 3,55 \times 1,45 + 2,0 \times 3,3) \times 13,5 \times 2.200 = 386.000 \text{ kg}$$

Y el de las tierras que inciden sobre él valen:

$$\frac{(5,0 + 6,66)}{2} \times 4,75 - 11,75 \times 13,5 \times 1.800 = 389.000 \text{ kg.}$$

COMPROBACION DEL TERRENO.-

1ª Hip:

Momento volcador respecto a la base del cimiento:

$$m = (253.300 + 169.730) \times \frac{6,25}{2} + 91.660 \times 5,0 = 1.778.000 \text{ mkg}$$

Carga vertical total

$$P = 253.300 + 169.730 + 386.000 + 389.000 = 860.470 \text{ kg.}$$

Excentricidad

$$e = \frac{1.778}{860,4} \times 100 = 207 \text{ cm.}$$

Tensión de trabajo a compresión vertical sobre el terreno, prescindiendo de la zona de tracción

$$\sigma = \frac{2 \times 860.470}{3 \times 500 \left(\frac{1350}{2} - 207 \right)} = 2,44 \text{ kg/cm}^2$$

2ª Hip.

$$m = - (274.980 + 348.100) \times \frac{6,25}{2} - 155.940 \times 5,0 = - 2.724.000 \text{ mkg.}$$

$$P = - 274.980 + 348.100 + 386.000 + 389.000 = 848.120 \text{ kg.}$$

$$e = - \frac{2.724}{848,12} \times 100 = - 322 \text{ cm.}$$

$$\sigma = \frac{848.120 \times 2}{3 \times 500 \left(\frac{1350}{2} - 322 \right)} = 3,2 \text{ kg/cm}^2.$$

El empuje máximo horizontal, es como se ha visto de -155.940 kg. y produce una torsión media sobre el terreno de:

$$\frac{155.940}{130.000} = 1,2 \text{ kg/cm}^2.$$

COMPROBACION DE LA ZAPATA.-

El momento máximo en el vuelo de la zapata en la 1ª hipótesis es de

$$24.400 \times \frac{2,5^2}{2} = 76.000 \text{ mkg/m.l.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 170 \text{ "}$$

$$c = 166 \text{ "}$$

$$t = 41 \text{ cm}^2$$

$$H = 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.200 \text{ "}$$

Y en la 2ª

$$32.000 \times \frac{2,5^2}{2} = 100.000 \text{ mkg/m.l.}$$

$$t = 55 \text{ cm}^2.$$

$$H = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 1.200 \text{ kg/cm}^2$$

COMPROBACION DEL HACIZO DEL CIMIENTO.-

Como se ha visto, el momento máximo volcador, que corresponde a la 2ª hipótesis, vale: -2.724.000 mkg, y como el peso propio y el de las tierras originan uno estabilizante de

$$(386.000 + 389.000) \times \frac{6,75}{2} = 2.600.000 \text{ mkg.}$$

el momento en el centro que ha de soportar el cimiento será aproximadamente

$$-2.724.000 + 2.600.000 = -124.000 \text{ mkg.}$$

$$\begin{aligned}b &= 200 \text{ cm} \\d &= 500 \text{ " } \\e &= 495 \text{ " } \\t &= 22 \text{ cm}^2 \\H &= 7,0 \text{ kg/cm}^2 \\A &= 1.180 \text{ " }\end{aligned}$$

En la sección D el momento vale:

$$(20.000 \times \frac{3,62^2}{2} + 12.000 \times \frac{3,62^2}{3}) \times 5 - \frac{775.000}{13,5} \times \frac{3,62^2}{2} = 542.000 \text{ mkg}$$

$$\begin{aligned}t &= 96 \text{ cm}^2 \\H &= 15 \text{ kg/cm}^2 \\A &= 1.200 \text{ " }\end{aligned}$$

En la C el momento es:

$$(10.200 \times \frac{3,61^2}{2} + 14.200 \times \frac{3,61^2}{3}) \times 5 - \frac{775.000}{13,5} \times \frac{3,62^2}{2} = 263.000 \text{ mkg.}$$

$$\begin{aligned}t &= 47 \text{ cm}^2. \\u &= 11 \text{ kg/cm}^2 \\A &= 1.190 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

El esfuerzo cortante máximo corresponde a la sección D, vale:

$$(20.000 \times 3,62 + 12.000 \times \frac{3,62}{2}) \times 5 - \frac{775.000}{13,5} \times 3,62 = 263.000 \text{ kg}$$

y produce una tensión cortante de

$$\frac{263.000}{300 \times 469} = 2,3 \text{ kg/cm}^2$$

que es perfectamente admisible por el hormigón.

PORTICO DE ANCLAJE DE LA CUBIERTA PARA EMPUJE DE VIENTO LATERAL

Empuje debido al viento actuante sobre cubierta (véase cálculo de este elemento en nº 010.301):

$$15.200 + 8.700 = 23.900 \text{ kg.}$$

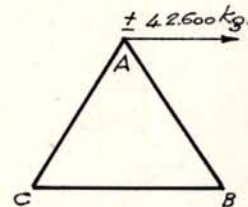
Empuje transmitido por los pórticos de los adosados laterales:

$$0,8 \times 110 \times 3,5 \times \frac{10,75}{12,5} \times 47,0 \times \frac{3}{2} = 18.700 \text{ kg.}$$

Empuje horizontal total en la cabeza del pórtico:

$$23.900 + 18.700 = 42.600 \text{ kg.}$$

La obtención de los esfuerzos en los elementos se ha hecho en el anejo nº 5.



Barras AB y AC:

$$N = 53.000 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso propio: } 0,30 \times 0,45 \times 2.400 = 325 \text{ kg/m.l.}$$

Momento flector en el centro de vano:

$$325 \times 7,80 \times \frac{5,03}{16} = 800 \text{ mkg.}$$

Idem idem en el arranque:

$$-325 \times 7,8 \times \frac{5,03}{8} = -1.600 \text{ mkg.}$$

Se adopta una sección de 30 cm. de ancho y 45 cm. de canto total con una armadura de 15,5 cm² por la cara inferior y 12,0 cm² por la superior en el centro del vano y con 10,1 cm² por la cara inferior y 17,4 cm² por la cara superior en el arranque común a los dos vanos. En los arranques extremos irán 13,8 cm² por cada cara.

La tensión máxima a compresión en el hormigón corresponde a centro de vano; prescindiendo de la armadura y considerando el pandeo, dicha tensión vale:

$$H = \frac{33.000}{30 \times 45} \left[1 + \left(0,07 \times \frac{7,8}{0,3} - 0,9 \right)^2 \right] = 45 \text{ kg/cm}^2$$

BARRA BC.-

$$N = \pm 21.500 \text{ kg.}$$

Sección de 30x30 cm.

armadura: 18 cm²

$$H = \frac{21.500}{30 \times 30} \left[1 + \left(0,07 \times \frac{5,93}{0,30} - 0,9 \right)^2 \right] = 26 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \frac{21.500}{18} = 1.200 \text{ kg/cm}^2$$

CIMENTO.-

$$N = \pm 25.000 \text{ kg.}$$

Las cargas que transmite el pórtico normal de adosado posterior son las debidas exclusivamente a pesos muertos del pórtico, puesto que el peso muerto de la cubierta metálica queda, aproximadamente, anulado por la succión que se origina sobre ella. El valor de la

carga del pórtico es (véase cálculo del de nueva ejecución).

$$1.480 + 5.540 + 2.210 + 2.750 = 11.980 \text{ kg.}$$

El peso del tornapunta es:

$$325 \times \frac{7,8}{2} - \frac{1.600}{5,03} = 900 \text{ kg.}$$

Y la del tirante:

$$0,30^2 \times 2.400 \times 4,10 = 880 \text{ kg.}$$

En consecuencia, la carga total sobre la cabeza del cimiento en la hipótesis de compresión es de

$$25.000 + 11.980 + 900 + 880 = 38.760 \text{ kg.}$$

Y en la de tracción

$$-25.000 + 11.980 + 900 + 880 = -11.240 \text{ kg.}$$

Peso propio del cimiento:

$$(0,6^2 \times 1,5 + 2,14 \times \frac{0,5}{6} + 0,25 \times 1,7^2) \times 2.200 = 4.440 \text{ kgs.}$$

Peso de las tierras que inciden sobre el cimiento, tomando un ángulo de 10° .

$$\left[(1,7^2 + 4 \times 2,05^2 + 2,6^2) \times \frac{2,0}{6} - 1,3 \right] \times 1.800 = 12.960 \text{ kgs.}$$

Zapata de 1,7x1,7 m. en planta

$$f = \frac{38.760 + 4.440 + 12.960}{170 \times 170} = 1,96 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de seguridad al levantamiento

$$s = \frac{4.440 + 12.960}{11.240} = 1,54$$

armadura en el cuello de la zapata

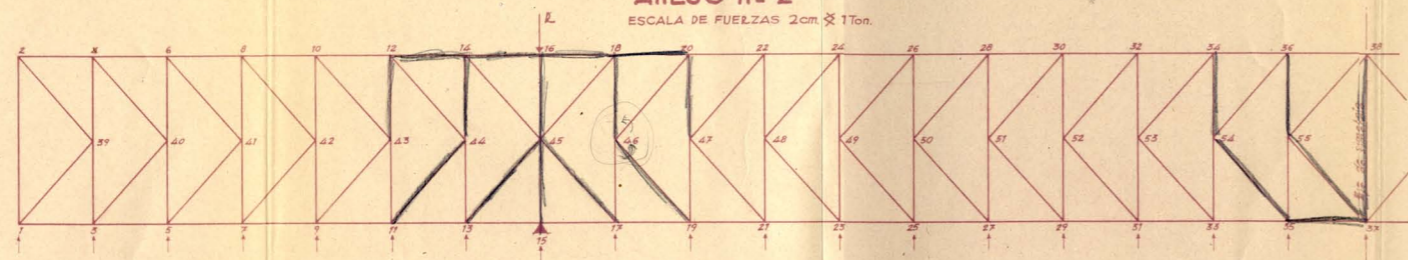
$$t+u = \frac{11.240}{1.200} = 9,4 \text{ cm}^2$$

Momento en el vuelo de la zapata

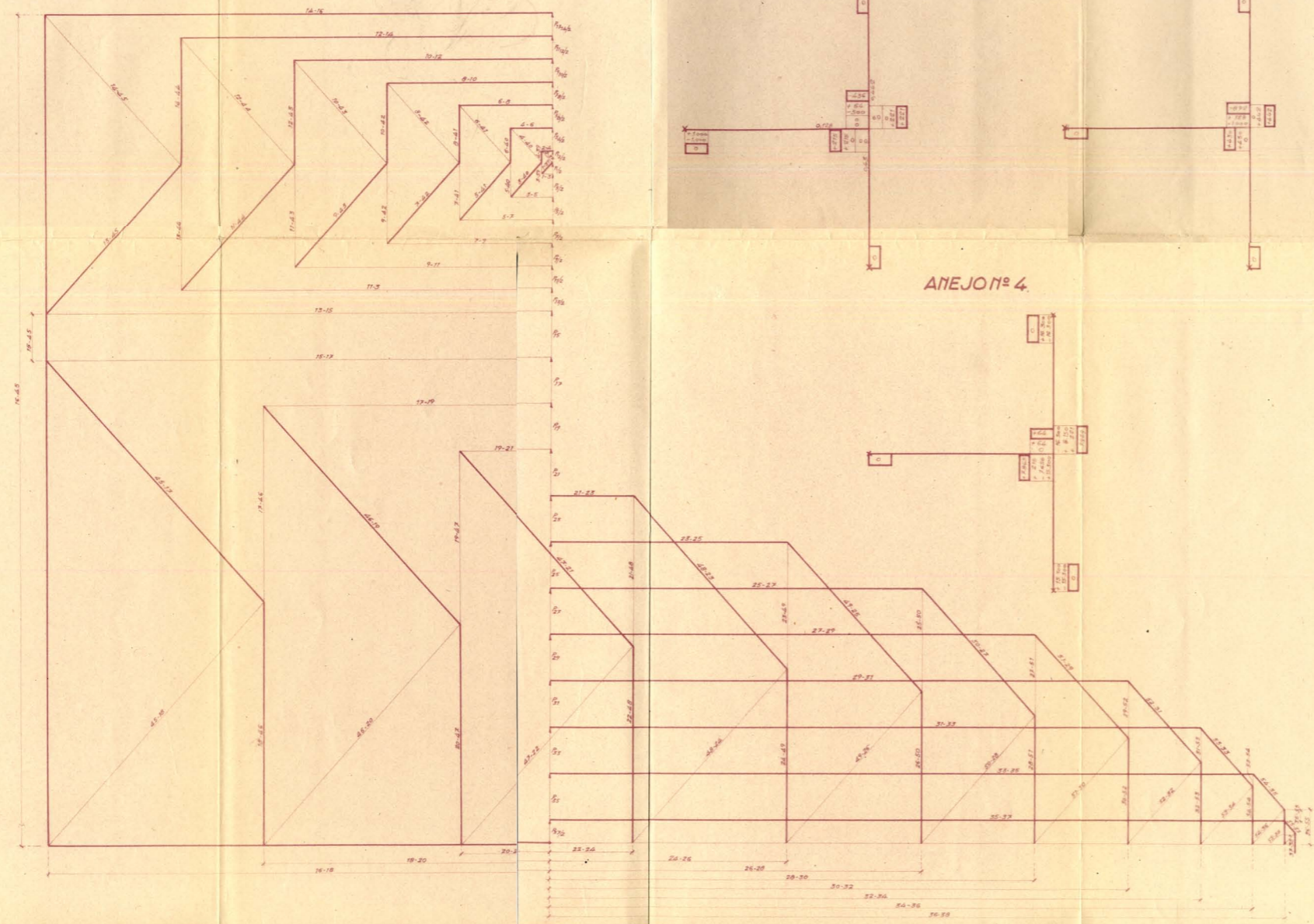
$$M = 19.600 \times \frac{0,35^2}{2} = 7.100 \text{ mkg/m.l.}$$

$$t = 10 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$$

ANEJO Nº 2
ESCALA DE FUERZAS 2cm X 1Ton.



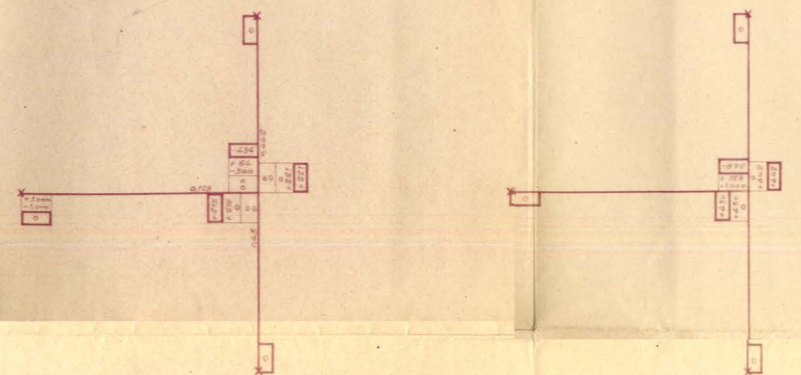
— TRACCIONES
— COMPLESIONES



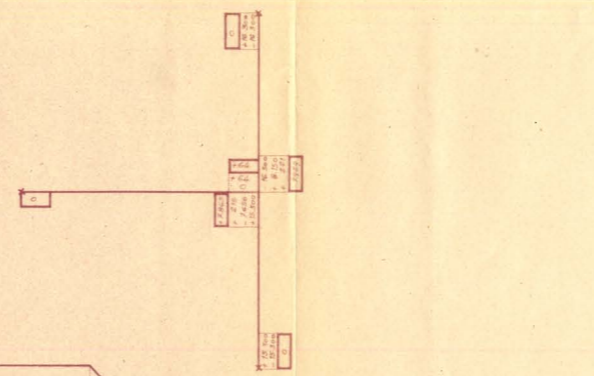
ANEJO Nº 3

3.1

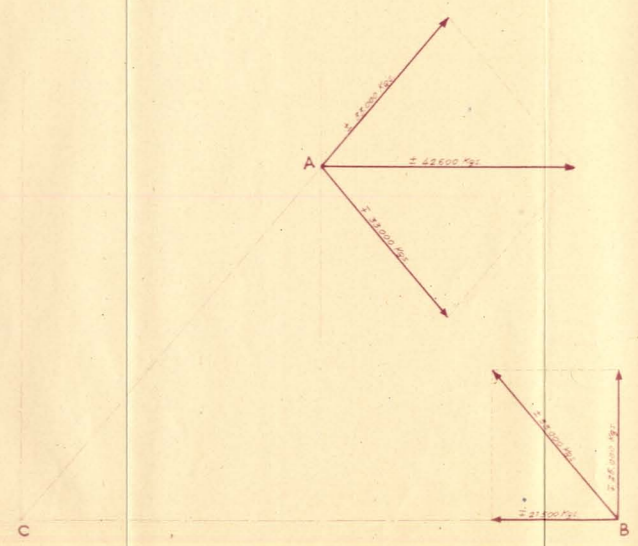
3.2



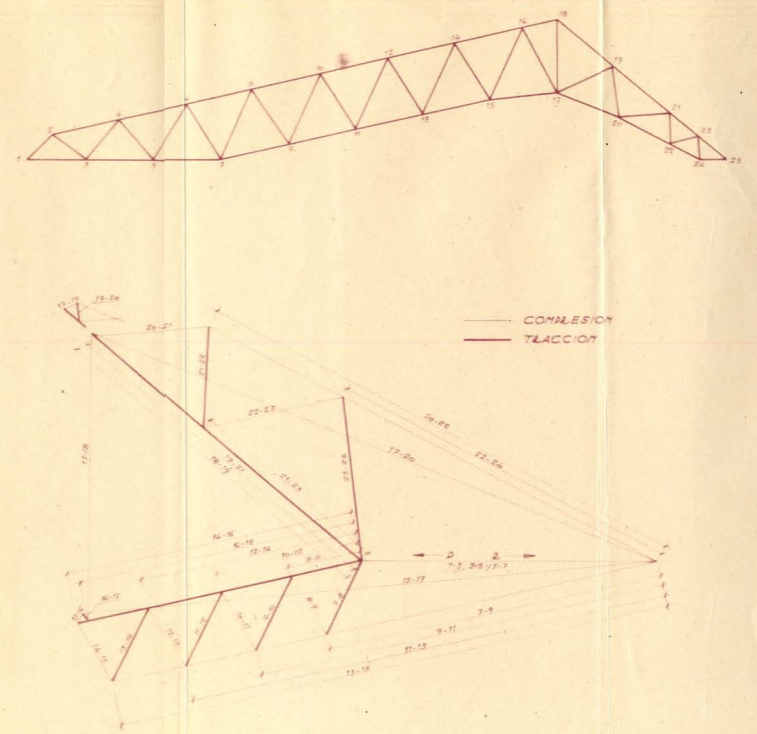
ANEJO Nº 4



ANEJO Nº 5



ANEJO Nº 1
ESCALA DE FUERZAS 1cm X 0,1 Ton.



— COMPLESION
— TRACCION

EDUARDO TORROJA 22 1934 O.P.D. 1934 OFICINA TECNICA N.º 470 1934
TRAZ. 1934
DIB. 1934
COMP. 1934
ANIL. 1934
PRBC