

HANGAR DE 49x59x8,60 METROS

MEMORIA

Madrid, Junio de 1946
584.311

HANGAR DE 49x59x8,60 METROS

CALCULOS JUSTIFICATIVOS DE LA CUBIERTA CIRCULAR.

Las hipótesis que nos han servido para base del cálculo, se han indicado en la primera parte de la Memoria.

Las cargas permanentes que actúan sobre la cubierta, son las siguientes:

Uralita: 20,00 kg/m²

Correas: 5,00 "

Estructura: 19 "

Total: 44,00 kg/m².

Los datos geométricos necesarios para los cálculos, se indican en el Cuadro nº 1.

Efectuaremos todos los cálculos considerando, tanto cargas como reacciones, sobre una faja de cubierta de 71 metros de anchura, que es la distancia entre pórticos laterales de apoyo.

El arco triarticulado es una estructura estática-mente determinada; para obtener las leyes de momentos y compresiones, necesitamos previamente conocer las re-acciones de apoyos; éstas se obtienen con la ecuación de la estática, más otra que exprese la nulidad de mo-mento en la articulación central.

Comenzaremos por obtener las correspondientes a cargas permanentes.

Las obtenemos primeramente para fuerzas $P = 1$ ac-tuando sobre cada uno de los puntos 1 a 10; después es fácil obtener las definitivas multiplicando las obteni-das por el valor real de P .

$$\left. \begin{aligned} V &= \frac{1}{2} \sum P \\ V \cdot \frac{l}{2} - Hf - \sum P_x &= 0 \end{aligned} \right\} \text{para cargas simétricas}$$

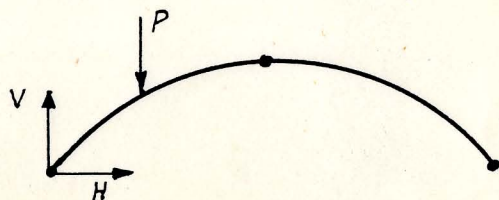
$$V = l_0$$

$$\sum x = 100,46$$

$$\sum P = 20$$

$$\sum x = 110,21 - \frac{1}{2} \cdot 19,5 = 100,46$$

$$H = \frac{V \frac{l}{2} - \sum P_x}{f} = \frac{10 \times 19,50 - 100,46}{6} = 15,75$$



Reacciones debidas a cargas permanentes:

$$P = 44 \times 7 \times 2,071 = 638 \text{ kg.}$$

$$V = 10 \times 638 = 6.380 \text{ kg.}$$

$$H = 15,75 \times 10.050 \text{ kg.}$$

Reacciones debidas a nieve, (sin viento) en los dos faldones:

$$p = 65 \text{ kg/m}^2.$$

$$P = 65 \times 7 \times 2,071 = 942 \text{ kg.}$$

$$V = 10 \times 942 = 9.420 \text{ kg.}$$

$$H = 15,75 \times 942 = 14.840 \text{ kg.}$$

Para obtener las reacciones debidas a nieve con un sólo faldón, procedemos como antes obteniéndolas primeramente para cargas $P = 1$

$$V + V' - \sum P = 0$$

$$H = H'$$

$$V = \frac{l}{2} - H \cdot f - \sum P_x = 0$$

$$V' = \frac{l}{2} - H' \cdot f = 0$$

$$V = \frac{15,15}{2} = 7,57$$

$$V' = \frac{4,85}{2} = 2,43$$

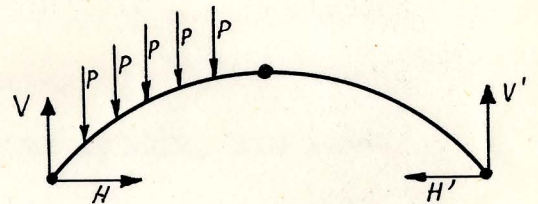
$$H = H' = \frac{2,43 \times 19,5}{6} = 7,898$$

$$V + V' = 10$$

$$19,50 (V - V') - 100,46 = 0$$

$$H = H'$$

$$H' = \frac{V' \cdot l}{2f}$$



Reacciones debidas a nieve en sun sólo faldón, a
plicables en el caso de considerar simultáneamente es
ta carga y la de viento en el faldón opuesto.

$$p = 40,00 \text{ kg/m}^2.$$

$$P = 40 \times 7 \times 2,071 = 580 \text{ kg.}$$

$$V = 580 \times 7,57 = 4.390 \text{ kg.}$$

$$V' = 580 \times 2,43 = 1.410 \text{ kg.}$$

$$H = H' = 7,898 = 4.570 \text{ kg.}$$

Calculemos ahora las reacciones debidas a efecto de viento; utilizamos, como hemos dicho anteriormente, las Normas alemanas con

$$p = 110 \text{ kg/m}^2.$$

Y coeficientes: $c = 1,20$ para el caso de presión.

$c = 0,40$ para el caso succión, considerándose en este último caso las cargas siempre normales a la superficie.

En el Cuadro nº 2 se calculan los valores de P_v y P_h tanto para el caso de empuje como para el caso de succión en el cuadro nº 3 se calculan las reacciones en el caso de empuje de viento en un faldón, sin succión en el otro, utilizables para combinar las cargas de nieve.

En el Cuadro nº 4, se calculan las reacciones para empuje de viento en un faldón y succión en el otro puesto aplicables al caso de considerar únicamente la carga de viento.

Queda únicamente por considerar el empuje interior de viento a puerta abierta.

Este caso lo podemos reducir al de cargas verticales invirtiendo el signo y tomando:

$$P = 1,2 \times 110 \times 7 \times 2,071 = 1.910 \text{ kg.}$$

y de aquí obtenemos los siguientes valores:

$$V = - 1.910 \times 10 = - 19.100 \text{ kg.}$$

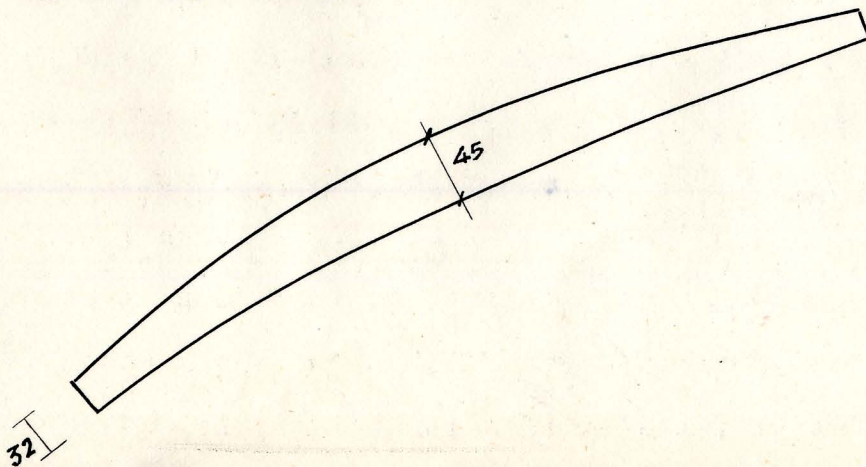
$$H = - 1.910 \times 15,75 = - 26.990 \text{ kg.}$$

Con estos datos, establecemos en el Cuadro nº 5 las reacciones originadas por los distintos casos de cargas aisladas, y en el Cuadro nº 6 las reacciones totales para las diversas hipótesis de cargas combinadas.

Ya podemos, pues, establecer las cargas de compresiones y momentos flectores correspondientes a las distintas hipótesis efectuadas. Para los casos a), b) y c) están obtenidas dichas leyes en los Cuadros nº 7, 8 y 9 respectivamente.

No se han obtenido las correspondientes al caso d) porque, evidentemente, los esfuerzos provocados sobre la estructura, son más favorables que en el caso a). En cambio, nos servirán las reacciones obtenidas en esta hipótesis para la comprobación de los pórticos laterales.

El perfil adoptado para los arcos de cubierta es el siguiente:



En el Cuadro nº 10 se indican las características geométricas y mecánicas de dicho perfil.

El radio de giro mínimo es, en toda su longitud:

$$i = 2,67 \text{ cm.}$$

Siendo la distancia entre correas = 117 cm., la esbeltez es:

$$\lambda = \frac{117}{2,67} = 93$$

$$w = 2,00.$$

Con aproximación suficiente, y en sentido desfavorable, tomaremos como coeficiente de pandeo en la dirección XX el correspondiente a una pieza recta de igual longitud y radio de giro intermedio entre los que figuran en el Cuadro nº 10.

$$\lambda = \frac{2070,8}{13,8} = 150$$

$$w = 5,32.$$

Ahora bien, en una faja de cubierta de 7,00 metros de anchura, intervienen dos perfiles formando entre sí un ángulo

$$\alpha = \text{arc. tg.} \times \frac{3,50}{9,75} = 19^\circ 44' 48''$$

Las comprobaciones las hacemos pues, dividiendo los momentos flectores por 2 y multiplicando las compresiones por el coeficiente

$$c = \frac{1}{2} \times \frac{1}{\cos. 19^{\circ} 44' 48''} = 0,53124$$

$$a) \quad \sigma_0 = \frac{29070 \times 5,32 \times 0,53124}{77,8} = \underline{\underline{1056 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\sigma_2 = \frac{27550 \times 5,32 \times 0,53124}{83,78} + \frac{229.000}{2 \times 908} = \underline{\underline{1035 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$b) \quad \sigma_0 = \frac{19420 \times 5,32 \times 0,53124}{77,8} < \underline{\underline{1.000 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\sigma_2 = \frac{16310 \times 5,32 \times 0,53124}{83,78} + \frac{287.000}{2 \times 908} < \underline{\underline{1.000 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$c) \quad \sigma_0 = \underline{\underline{< 1.000 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\sigma_5 = \frac{7060 \times 5,32 \times 0,53124}{92,75} + \frac{1.857.000}{2 \times 1323} = \underline{\underline{918 \text{ kg/cm}^2}}$$

La estructura de cubierta está pues, en perfectas condiciones de resistencia.

CORREAS

En las correas han de diferenciarse cuatro tipos: El primero corresponde a viga continua de luces iguales de 7,00 metros en el faldón de la cubierta; el segundo al mismo tipo de viga continua en los adosados; el tercero y cuarto a vigas continuas de distinta luz (según se indica en sus cálculos) en el faldón de la cubierta.

La inclinación de las correas no es preciso tenerla en cuenta ya que se atarán con tirantillas, y además la curvatura de la bóveda es despreciable.

En el primer tipo, la carga por metro lineal en la hipótesis de sobrecarga de nieve, vale:

Nieve: 65x1,15	=	75,80
Uralita: 19x1,15	=	21,90
Peso propio:	=	<u>8,30</u>
		<u>106,00 kg/m.l.</u>

En la hipótesis de viento actuando por la cara anterior del hangar estando las puertas abiertas, la carga por metro lineal es de:

$$\text{Viento: } - 110 \times 1,2 \times 1,15 = - 151,80$$

$$\text{Uralita y peso propio: } = \underline{30,20}$$

$$\underline{\underline{- 121,60 \text{ kg/m.l.}}}$$

Como se ve, esta segunda hipótesis es la más desfavorable y por ello los momentos flectores son los siguientes:

Luz extrema:

$$\text{Momento en el centro: } M_c = -121,6 \times \frac{7,0^2}{13,8} = - 431 \text{ mkg.}$$

Momento en el arranque (interior)

$$M_a = 121,6 \times \frac{7,0^2}{9,4} = 635 \text{ mkg.}$$

Luz intermedia:

$$M_c = - 121,6 \times \frac{7,0^2}{24} = - 248 \text{ mkg.}$$

$$M_a = 121,6 \times \frac{7,0^2}{12} = 497 \text{ mkg.}$$

Se dispone un perfil IP10 solapado en los apoyos interiores de las luces extremas en una longitud de $\frac{1}{10}$ de la luz, y solapado en los restantes apoyos en la longitud de $\frac{1}{14}$ de la luz, ambas longitudes a cada lado del apoyo.

Las tensiones máximas de trabajo se producen en la luz extrema con un valor de:

$$\text{En el centro: } \frac{431 \times 100}{34,2} = 1.260 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{En el arranque: } \frac{635 \times 100}{2 \times 34,2} = 930 \text{ "}$$

En el segundo tipo, la carga en la hipótesis de nieve es igual a la del primer tipo, y en la de viento es menor que en dicha hipótesis. Los momentos son

Luz extrema:

$$M_c = 106 \times \frac{7,0^2}{13,8} = 376 \text{ mkg.}$$

$$M_a = - 106 \times \frac{7,0^2}{9,4} = - 553 \text{ mkg.}$$

Luz intermedia:

$$M_c = 106 \times \frac{7,0^2}{24} = 217 \text{ mkg.}$$

$$M_a = - 106 \times \frac{7,0^2}{12} = - 433 \text{ mkg.}$$

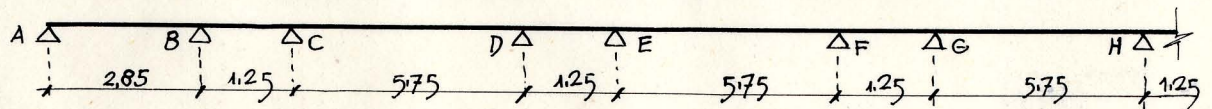
Se dispone igualmente una IP10 solapada solamente en el apoyo interior de la luz extrema, en una longitud de $\frac{1}{14}$ de la luz a cada lado de dicho apoyo.

Tensiones máximas:

En el centro de la luz extrema: $\frac{376 \times 100}{34,2} = 1100 \text{ kg/cm}^2$

En el arranque de la luz extrema: $\frac{553 \times 100}{34,2 \times 2} = 800 \text{ "}$

En el tercer tipo el esquema de luces es el siguiente:



El cálculo se hace por el método de Cross (Anexo nº 11.1) para la hipótesis de viento por la parte anterior del hangar, con compuertas abiertas.

Los momentos rígidos de empotramiento son:

$$\text{Luz de 2,85 m.: } M_a = 121,6 \times \frac{2,85^2}{12} = 85 \text{ mkg.}$$

$$\text{Luz de 1,25 m.: } M_a = - 121,6 \times \frac{1,25^2}{12} = 16 \text{ mkg.}$$

$$\text{Luz de 5,75 m.: } M_a = 121,6 \times \frac{5,75^2}{12} = 335 \text{ mkg.}$$

Rigideces relativas:

$$\text{Luz de 2,85 m.} = \frac{5,75}{2,85} = 2,0$$

$$\text{Luz de 1,25 m.} = \frac{5,75}{1,25} = 4,6$$

$$\text{Luz de 5,75 m.} = \frac{5,75}{5,75} = 1,0$$

Los momentos reales máximos son:

$$\text{En C:} = 299 \text{ mkg.}$$

$$\text{En D, E, F etc:} = 279 \text{ mkg.}$$

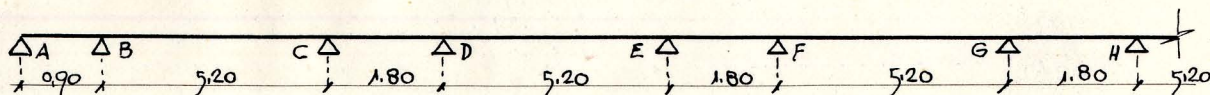
$$\begin{aligned} \text{En centro de EF, GH, etc: } & -121,6 \times \frac{5,75^2}{8} + 279 = - \\ & = - 225 \text{ mkg} \end{aligned}$$

Se dispone un perfil I10 en toda su longitud.

La tensión máxima de trabajo es de:

$$\frac{299 \times 100}{34,2} = 880 \text{ kg/cm}^2$$

El cuarto tipo, tiene las luces siguientes:



Se calcula por el método de Cross (Anejo nº 11.2) en el que se han tomado los momentos rígidos para carga uniforme de -1.000 kg/m.l. , por lo que los resultados obtenidos han de multiplicarse por 0.1239 .

Momentos reales máximos:

En arranque B: $2.225 \times 0,12 \times 0,1239 = 275 \text{ mkg.}$

En arranque DE, etc: $1.769 \times 0,1239 = 219 \text{ mkg.}$

En centro DE: $-123,9 \times \frac{5,2^2}{8} + 1.758 \times 0,1239 = -202 \text{ mkg.}$

Se dispone un perfil IS solapado en el apoyo B en una longitud de $0,50$ metros a cada lado de dicho apoyo.

Tensiones de trabajo:

En B: $\frac{275 \times 100}{19,5 \times 2} = 710 \text{ kg/cm}^2$.

En D: $\frac{219 \times 100}{19,5} = 1.130 \text{ "}$

CORREAS EN PARAMENTO VERTICAL DE FACHADA ANTERIOR.

Se disponen de perfil IS arriostradas verticalmente en cuatro puntos de cada vano mediante tirantillas ancladas en el arco.

El momento máximo se produce en la hipótesis de viento frontal, siendo su valor en el centro de la luz extrema, de:

$$110 \times 0,8 \times 1,15 \times \frac{5,625^2}{13,8} = 234 \text{ mkg.}$$

En el arranque, en el caso de ser la luz extrema de igual dimensión que las restantes, vale:

$$110 \times 0,8 \times 1,15 \times \frac{5,625^2}{9,4} = 340 \text{ mkg.}$$

Tensiones de trabajo:

$$\text{En el centro: } \frac{234 \times 100}{19,5} = 1.200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{En el arranque: } \frac{340 \times 100}{2 \times 19,5} = 870 \quad "$$

VISERA EN PARAMENTO DE PACHADA

Los pesos muertos actuantes producen un momento en el nudo A en el sentido indicado en el esquema, de valor:

$$926 - 566 = 360 \text{ mkg.}$$

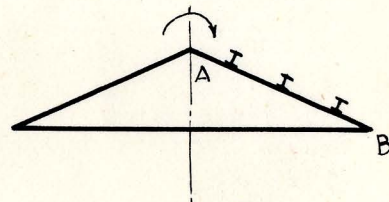
que en la hipótesis de nieve se aumenta a:

$$360 + 65 \times 5,62 \times 2,00 \times 1,00 = 1.090 \text{ mkg.}$$

Este momento lo ha de soportar el montante vertical calculado anteriormente.

La pieza AB ha de soportar, por efecto de cargas verticales, un momento de:

$$\left[(22 + 65 + 6) \times 5,62 + 20 \right] \times \frac{2,0}{4} = 270 \text{ kg.}$$



y una tracción de:

$$\frac{1.090}{1,0} = 1.090 \text{ kg.}$$

El perfil compuesto de 2 [P.8 lo resiste sobradamente.

MONTANTES EN EL PARAMENTO VERTICAL DE FACHADA
ANTERIOR.

Estos momentos están dispuestos para resistir la flexión producida por la presión del viento sobre el paramento vertical, así como la originada por la diferencia de momentos entre la parte exterior y la interior del tejadillo y viga de contraviento. Serán lo suficientemente rígidos para evitar el pandeo de las cabezas de la viga de contraviento.

Montante de 8 metros de luz:

La presión del viento actuando éste por la cara anterior, vale:

$$5,625 \times 110 \times 0,8 = 495 \text{ kg/m.l.}$$

Momento flector en el centro:

$$495 \times \frac{8,0^2}{8} = 3.960 \text{ mkg.}$$

al cual ha de restársele, la mitad del producido por los pesos muertos de la visera, quedando por consiguiente:

$$3.960 - \frac{360}{2} = 3.780 \text{ mkg.}$$

Tiene así mismo una tracción por pesos muertos, de 1.800 kg.

En la hipótesis de viento dorsal, así como la de nieve en la visera, estos esfuerzos son menores.

Se disponen 2 I.P24, siendo su tensión de trabajo menor de la admisible.

Montante de 7,50 metros de luz:

Momento flector:

$$495x \frac{7,5^2}{8} - \frac{360}{2} = 3.300 \text{ mkg.}$$

Tracción = 1.800 kg.

Tensión de trabajo para IP24

$$\frac{3.300x100}{354} = 930 \text{ kg/cm}^2$$

En los otros dos montantes, se mantiene el per
fíl 124.

VIGA DE CONTRAVIENTO EN PARAMENTO DE FACHADA

En la hipótesis de empuje de viento por la cara anterior del hangar, la presión en los nudos es:

$$\text{Nudo:9: } 110 \times 0,8 \times 5,625 \times 4,00 = 1.980 \text{ kg.}$$

$$7: 110 \times 0,8 \times 5,625 \times 3,75 = 1.860 \text{ "}$$

$$5: 110 \times 0,8 \times 5,625 \times 3,00 = 1.490 \text{ "}$$

$$3: 110 \times 0,8 \times 5,625 \times 1,80 = 890 \text{ "}$$

Cuando actúa por la cara dorsal, las presiones y por consiguiente los esfuerzos, son de valor mitad y de signo contrario a los de la hipótesis anterior.

En el Anejo nº 12, se ha trazado el diagrama de Cremona, para la primera hipótesis de viento, con lo que los esfuerzos en las barras son los siguientes.

Barra	Esfuerzos en tons.	
	1ª Hipótesis	2ª Hipótesis
1-2	+7,00	-3,50
1-3	-7,00	+3,50
2-3	-2,60	+1,30
2-4	+13,00	-6,50
3-4	+7,00	-3,50
3-5	-11,90	+5,95
4-5	-4,40	+2,20
4-6	+11,90	-5,95
5-6	+4,60	-2,30
5-7	-15,50	+7,75
6-7	-2,90	+1,45

6-8	+15,50	-7,75
7-8	+1,60	-0,80
7-9	-16,70	+6,35
8-9	-2,00	+1,00

+ Tracción

- Compresión.

Además de estos esfuerzos, han de considerarse las flexiones producidas por el peso propio con su luz correspondiente.

Aún cuando en los montantes existe un pequeño es fuerza motivado por los efectos de los pesos actuan-
tes en la visera, dada su pequeñez no se toman en con
sideración.

Barra 1-2; 2-4; 4-6 y 6-8:

La más cargada es la barra 6-8 con una tracción de 15.500 kg. y una compresión de 7.750 kg.

El momento flector en el arranque es:

$$27 \times \frac{5,63^2}{12} = 72 \text{ mkg.}$$

y en el centro vale:

$$27 \times \frac{5,63^2}{18} = 48 \text{ mkg.}$$

Se adoptaba un perfil formado por 2 \square Flc, siendo su tensión de trabajo en la 1ª hipótesis, de:

$$\frac{15.500}{2 \times 13,5} + \frac{72 \times 100}{82,4} = 660 \text{ kg/cm}^2.$$

y en la segunda, teniendo en cuenta el pandeo entre nudos, de:

$$7.750 \times \frac{412 + 27 \times 5,62^2}{412 \times 27} + \frac{4.800}{82,4} = 950 \text{ kg/cm}^2.$$

Barras 1-3; 3-5; 5-7 y 7-9:

La más cargada es la 7-9 con una compresión de 16.700 kg.

Momento flector en el centro:

$$32 \times \frac{5,62^2}{18} = 56 \text{ mkg.}$$

Tensión, incluido pandeo, para perfil 2 □ F12:

$$16.700 \times \frac{728+34,0 \times 5,62^2}{728 \times 34} + \frac{5.600}{121,4} = 1.265 \text{ kg/cm}^2.$$

Barras 2-3; 4-5; 6-7 y 8-9:

Máxima compresión: 4.400 kg.

Momento en el centro: $17,2 \times \frac{4,5^2}{8} = 44 \text{ mkg.}$

Perfil: 2 □ P.8.

$$\text{Tensión: } 4.400 \times \frac{212+22 \times 4,5^2}{212 \times 22} + \frac{4.400}{53} = 715 \text{ kg/cm}^2.$$

Barras 3-4; 5-6 y 7-8:

Máxima compresión: 3.500 kg.

Máxima tracción: 7.000 kg.

Momento en el centro: $17,2 \times \frac{7,2^2}{8} = 111 \text{ mkg.}$

Perfil: 2 □ P.8

Tensión:

$$3.500 \times \frac{212+22 \times 7,2^2}{212 \times 22} + \frac{11100}{53} = 1.230 \text{ kg/cm}^2.$$

VIGA METALICA EN LA DIAGONAL DEL ENCUENTRO
DE LOS ADOSADOS

Luz: 10,60 metros.

Cargas transmitidas por las
correas en la hipótesis de
sobrecarga de nieve:

$$P_1 = \frac{106}{2} \times 3,50 = 350 \text{ kg.}$$

$$P_2 = 106 \times 5,65 = 600 \text{ "}$$

$$P_3 = 106 \times 4,80 = 510 \text{ "}$$

$$P_4 = 106 \times 3,70 = 390 \text{ "}$$

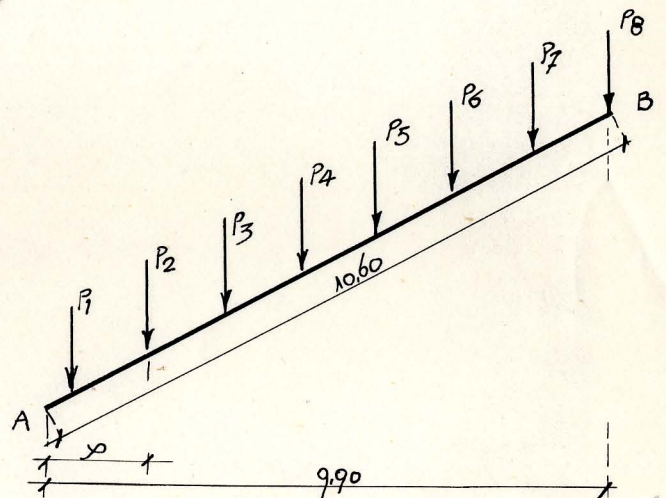
$$P_5 = 106 \times 2,85 = 300 \text{ "}$$

$$P_6 = 106 \times 2,00 = 210 \text{ "}$$

$$P_7 = 106 \times 1,10 = 120 \text{ "}$$

$$P_8 = \frac{106}{2} \times 0,20 = 10 \text{ "}$$

Total: 2490 kg.



$$x_1 = 0,60 \text{ m.}$$

$$x_2 = 1,90 \text{ m.}$$

$$x_3 = 3,20 \text{ m.}$$

$$x_4 = 4,50 \text{ m.}$$

$$x_5 = 5,80 \text{ m.}$$

$$x_6 = 7,10 \text{ m.}$$

$$x_7 = 8,40 \text{ m.}$$

$$x_8 = 9,70 \text{ m.}$$

La sección en B es:

$$R_B = (350 \times 0,60 + 600 \times 1,9 + 510 \times 3,20 + 390 \times 4,5 + 300 \times 5,8 + 210 \times$$

$$(7,1 + 12 \times 8,4 + 1 \times 9,7) \times \frac{1}{9,9} = 916 \text{ kg.}$$

Peso propio de la viga: 30 kg/m.l.

El momento máxima corresponde aproximadamente al punto y vale:

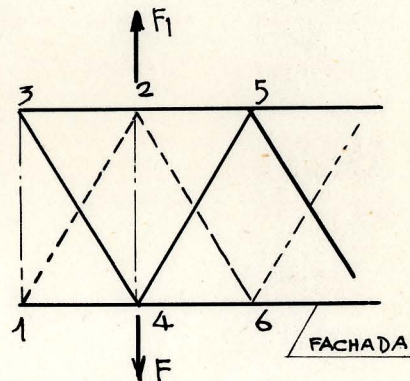
$$(2.490 - 916) \times 4,50 + \frac{30}{2} \times 6,5 \times 5,40 - (350 \times 3,90 + 600 \times 2,60 + 510 \times 1,30) = 3.860 \text{ mkg.}$$

Se dispone un perfil I24, siendo su tensión de trabajo de:

$$\frac{3.860 \times 100}{354} = 1.100 \text{ kg/cm}^2.$$

TRIANGULACION EN CUBIERTA DE ADOSADOS LATERA
LES PARA TRANSMISION DE LOS ESFUERZOS DEL AR
CO INTERMEDIO A LOS PORTICOS CON TORNAPUNTA.

Esta triangulación se dispone en cruz de San Andrés para que, sea cual fuere la hipótesis, las barras que trabajen estén a tracción; además son lo suficientemente elásticas verticalmente para que las correas no carguen sobre ellas.



En la hipótesis (a) el valor de F , es de 25.750 kg. y en la (b) F_1 será de 18.500 kg. Estas fuerzas originan en las barras los esfuerzos de tracción siguientes:

Barra 3-4:

$$25.750 \times \frac{\sqrt{10,35^2 + 7^2}}{10,35} \times \frac{1}{2} = 15.540 \text{ kg.}$$

Barra 1-2:

$$18.500 \times \frac{12,5}{10,35} \times \frac{1}{2} = 11.170 \text{ kg.}$$

Debido a que las luces extremas no tienen continuidad, en las cabezas se producen los esfuerzos de compresión siguientes:

Barra 1-6:

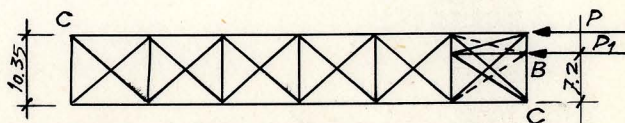
$$\frac{18.500 \times 7,0}{10,35} \times \frac{1}{2} = 6.200 \text{ kg.}$$

Barra 3-5:

$$25.750 \times \frac{7,0}{10,35} \times \frac{1}{2} = 8.700 \text{ kg.}$$

Por otra parte, en la hipótesis (d), el viento actuando sobre el paramento vertical de fachada anterior, produce en los puntos A y B en el sentido AC, unos empujes respectivos de:

$$P = P_1 = 110 \times 0,8 \times \frac{2}{3} \times 7,0 \times 45 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} = 4.620 \text{ kg.}$$



La P_1 debido al arriostramiento dispuesto en la luz extrema, se descompone en dos fuerzas que actúan sobre las cabezas A y C, y cuyos valores son:

$$P_A = 4.620 \times \frac{7,2}{10,35} = 3.210 \text{ kg.}$$

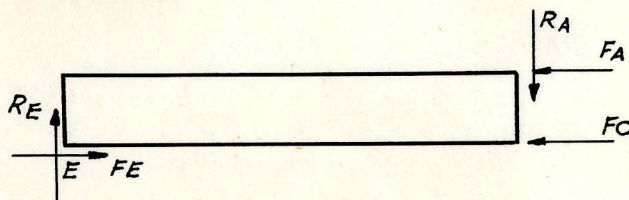
$$P_C = 4.620 \times \frac{3,15}{10,35} = 1.410 \text{ "}$$

En resumen: en el punto A se tiene

$$F_A = 4.620 + 3.210 = 7.830 \text{ kg.}$$

y en el C:

$$F_C = 1.410 \text{ kg.}$$



Como para este efecto se dispone verticalmente un tornapunta en el punto E, el empuje F_A produce un par horizontal de

$$7.830 \times 10,35 = 81.100 \text{ mkg.}$$

que se equilibra mediante las reacciones en A y B cuyo sentido es el indicado en el esquema y de valor:

$$\frac{51.100}{42,00} = 1.930 \text{ kg.}$$

Trazado el diagrama de Cremona (Anejo nº 13), los esfuerzos en las barras (numeradas en el citado anejo) son los que se indican más adelante.

Por otra parte, la última cercha diagonal de la cubierta, debido a la falta de continuidad y por efecto de su inclinación, produce en la cabeza 1-13 un es fuerzo que en la hipótesis (a), es una tracción de 4.250 kg., y en la hipótesis (d) una compresión de 3.050 kg. Resumiendo todos los esfuerzos se tiene el cuadro siguiente:

Barra	Esfuerzos en toneladas	
	Hipótesis (a)	Hipótesis (d)
1,3	-8,70+4,25 = -4,45	-(3,05+1,30) = - 4,35
3-5	Idem	-(3,05+2,61) = - 5,66
5-7	Idem	-(3,05+3,92) = - 6,97
7-9	Idem	-(3,05+5,22) = - 8,27
9-11	Idem	-(3,05+6,53) = - 9,58
11-13	Idem	-(3,05+7,83) = - 10,88
2-4	Idem	-(6,2+9,24) = - 15,44
4-6		-(6,2+7,94) = - 14,14
6-8		-(6,2+6,63) = - 12,83
8-10		-(6,2+5,33) = - 11,53
10-12		-(6,2+4,02) = - 10,22
12-14		-(6,2+2,72) = - 8,92
1-4	+15,45	+2,34 = + 2,34
4-5	+15,45	+2,34 = 0
5-8	+15,45	+2,34 = + 2,34
8-9	+15,45	= 0
9-12	+15,45	+2,34 = + 2,34
12-13	+15,45	= 0
2-3		+11,17 = + 11,17
3-6		+11,17+2,34 = + 13,51
6-7		+11,17 = + 11,17
7-10		+11,17+2,34 = + 13,51
10-11		+11,17 = + 11,17
11-14		+11,17+2,34 = + 13,51
	+ tracción	- Compresión.

COMPROBACION DE SECCIONES.-

Barras 1-3; 3-5 y 5-7:

Máxima compresión: $N = - 6.970 \text{ kg.}$

Máxima tracción: $T = 0$

Luz: 7,00 metros.

Perfil: 2 [P.10

Tensión de trabajo máxima compresión incluido el pandeo:

$$\sigma_c = 1.200 \times \frac{5 \times 700^2 \times 6.970}{20.25 \times 2.100.000 \times 412} = 1.170 \text{ kg/cm}^2$$

Idem idem idem a tracción:

$$\sigma_t = 0$$

Barras 7-9; 9-11; 11-13; 6-8; 8-10; 10-12 y 12-14:

$N = - 12.830 \text{ kg.}$

$T = 0$

Luz: 7,00 m.

Perfil: 2 [P.12

$$\sigma_c = 69 \times \frac{12.830}{728} = 1.200 \text{ kg/cm}^2.$$

Barras 2-4 y 4-6:

$N = - 15.440$

$T = 0$

2 [P.14

$$\sigma_c = 69 \times \frac{15.440}{1.210} = 900 \text{ kg/cm}^2$$

Barras 1-4; 4-5; 5-8; 8-9; 9-12 y 12-13:

$$N = 0$$

$$T = 15.450 \text{ kg.}$$

Perfil 1 \square P.10

$$\frac{15.450}{13,5} = 1.150 \text{ kg/cm}^2.$$

Barras 2-3; 5-6; 6-7; 7-10; 10-11 y 11-14:

$$N = 0$$

$$T = 13.510 \text{ kg.}$$

Perfil: 1-100x12

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{13.510}{12} = 1.130 \text{ kg/cm}^2.$$

PORTICO NORMAL INTERMEDIO

Este pórtico ha de resistir los esfuerzos H y V transmitidos por el arco que coincide él, transmitiendo los empujes a los pórticos con tornapuntas.

Las hipótesis que dan los valores máximos de signo contrario son la (a) y la (d).

En la hipótesis (a) las cargas actuantes son:

$$H = 24.890 \text{ kg.}$$

$$V = 15.800 \text{ "}$$

Carga uniforme desde A a C:

$$\text{Nieve, Uralita y correas: } \frac{100}{1,15} \times 7,00 = 645$$

$$\text{Peso propio: } = \underline{100}$$

$$\underline{\underline{745 \text{ kg/m.l.}}}$$

En la hipótesis (d) se tiene:

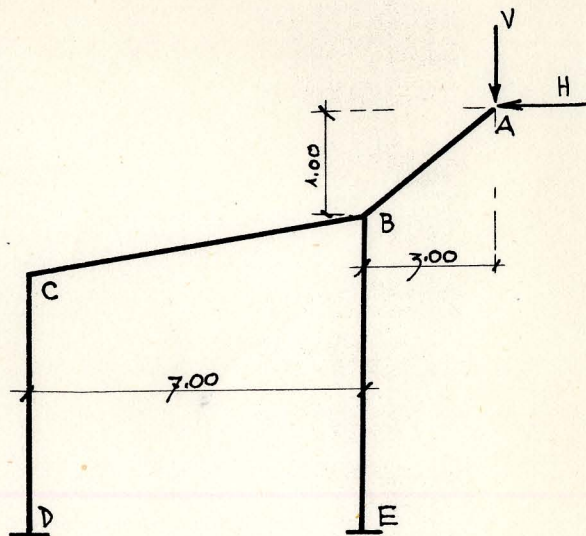
$$H = - 17.980 \text{ kg.}$$

$$V = - 12.720 \text{ "}$$

Uniforme desde A a C:

$$(19+8-132) \times 7,00 - 100 = - 635 \text{ kg/m.l.}$$

A continuación se hallen los esfuerzos en cada pieza, así como su comprobación.



Pieza A B:

En la sección B:

Hipótesis (a)


$$M = - (15.800 \times 3,0 + 755 \times \frac{3,0^2}{2}) + 24.890 \times 1,0 = - 25.910 \text{ mkg}$$

$$N = 26.250 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d)

$$M = + 12.720 \times 3,0 + 635 \times \frac{3,0^2}{2} - 17.980 \times 1,0 = 23.030 \text{ mkg.}$$

$$N = - 19.000 \text{ kg.}$$

Perfíl:  $2(\frac{1}{2} \text{ IPN } 32) + 1(-430 \times 12)$

$$\Omega = 77,8 + 43 \times 1,2 = 129,4 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1,15 \times \frac{75^3}{12} + 0,05 \times \frac{43^3}{12} + 1,68 \times 11,95 \times$$

$$\times 36,66^2 \times 2 = 94.730 \text{ cm}^4.$$

$$R_x = \frac{94.730}{37,5} = 2.525 \text{ cm}^3.$$


Tensión de trabajo máxima:

$$\sigma = \frac{25.910 \times 100}{2.525} + \frac{26.250}{129,4} = 1.230 \text{ kg/cm}^2$$

En la sección media entre A y B:

$$M = - (15.800 \times 1,5 + 755 \times \frac{1,5^2}{2}) + 24.890 \times 0,5 = - 12.100 \text{ mkg}$$

$$N = 26.250 \text{ kg.}$$

Perfíl:  $2(\frac{1}{2} \text{ IPN } 32) + 1(-155 \times 12)$

$$\Omega = 77,8 + 15,5 \times 1,2 = 96,4 \text{ cm}^2.$$

$$I_x = 1,15 \times \frac{47,5^3}{12} + 1,68 \times 11,95 \times 22,91^2 \times 2 =$$

$$= 31.230 \text{ cm}^4. \quad R_x = \frac{31.230}{23,80} = 1.320 \text{ cm}^3.$$

Lateralmente no puede pandear por estar arries-trado por las correas, y verticalmente como su radio de giro es de 300: $\sqrt{\frac{I}{\Omega}} = 16$, no existe pandeo.

$$\sigma = \frac{12.100 \times 100}{1.320} + \frac{26.250}{96,4} = 1.192 \text{ kg/cm}^2.$$

PIEZA BC:

En la sección B es igual a la de la pieza AB.

Sección media entre B y C:

Hipótesis (a)

$$M = 745 \times \frac{7,0^2}{8} - \frac{25.910}{2} = - 8.400 \text{ mkg.}$$

$$N = 25.500 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d)

$$M = - 635 \times \frac{7,0^2}{8} + \frac{23.030}{2} = 7.625 \text{ mkg.}$$

$$N = - 18.400 \text{ mkg.}$$

Además, en la hipótesis (d) por efecto de viento en fachada existe una pequeña compresión que es despreciable.

Perfil igual al del punto medio entre A y B.

No existe pandeo vertical puesto que $i = 39$.

$$\sigma = \frac{8.400 \times 100}{1.320} + \frac{25.500}{96,4} = 900 \text{ kg/cm}^2.$$

PIEZA BE:

Hipótesis (a). Máxima compresión.

$$N = (745 \times \frac{10^2}{2} + 15.800 \times 10 - 24.890 \times 2,5) \times \frac{1}{7,0} = 19.000 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d). Máxima tracción:

$$N = (17.980 \times 2,5 - 635 \times \frac{10^2}{2} - 12.720 \times 10) \times \frac{1}{7,0} = - 16.300 \text{ kg}$$

Perfil: 2 □ P.20

Longitud: $l = 8,60$

Articulado en sus dos cabezas:

$$\sigma = 1.200 \times \frac{5 \times 860^2 \times 19.000}{10 \times 2.100.000 \times 3820} = 1.060 \text{ kg/cm}^2.$$

PIEZA CD:

Hipótesis (a). Máxima tracción.

$$N = 745 \times 3,5 - \frac{25.910}{7,0} = - 1.100 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d). Máxima compresión.

$$N = - 635 \times 3,5 + \frac{23.030}{7,0} = 1.080 \text{ kg.}$$

Articulada en las dos cabezas.

Perfil 2 I PB.

$$l = 7,3 \text{ m.}$$

$$\sigma = 1.200 \times \frac{5 \times 730^2 \times 1.080}{10 \times 2.100.000 \times 155} = 1.060 \text{ kg/cm}^2.$$

CIMIENTO EN D.-

Vale el mismo cimiento del muro de fachada.

CIMIENTO EN E:

Peso muerto del cimiento:

$$(1,5^2 \times 0,25 + 7,01 \times \frac{0,45}{6} + 0,50^2 \times 2,55) \times 2.200 = 3.780 \text{ kg.}$$

Peso de las tierras que inciden sobre el cimiento con un ángulo de 10°:

$$\left[(1,5^2 + 2,56^2 + 4 \times 2,03^2) \times \frac{3,0}{6} - 1,15 \right] \times 1.800 = 20.700 \text{ kg.}$$

Coefficiente de seguridad:

$$\frac{3.780 + 20.700}{16.900} = 1,5$$

Carga sobre el terreno:

$$\frac{24.480 + 19.000}{150 \times 150} = 1,93 \text{ kg/cm}^2$$

Armadura en el cuello del cimiento:

$$\frac{16.300}{1.200} = 13,6 \text{ cm}^2.$$

Momento en el vuelo de la zapata:

$$19.300 \times \frac{0,75^2}{2} = 5.420 \text{ mkg.}$$

Ancho: 100 cm.

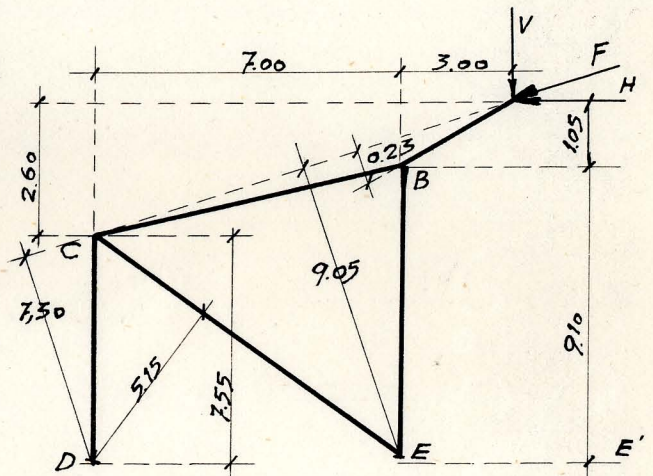
Canto total: $d = 70$ cm.

Canto útil: $e = 68$ cm.

Armadura de tracción: $t = 7,6 \text{ cm}^2 = 7 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ p.m.}$

PORTICO CON TORNAPUNTA EN VANOS INTERMEDIOS

Este pórtico ha de resistir los esfuerzos H y V transmitidos por el arco que coincide con él, y además el F que origina la triangulación de cubierta de adosados.



Hipótesis (a):

$$H = 24.890 \text{ kg.}$$

$$V = 15.800 \text{ "}$$

$$F = 25.750 \text{ "}$$

Uniforme desde A a C: 745 kg/m.l.

Hipótesis (d):

$$H = - 17.980 \text{ kg.}$$

$$V = - 12.720 \text{ "}$$

$$F = - 18.500 \text{ "}$$

Uniforme: = - 635 kg/m.l.

Se ve que en las piezas AB y BC, los efectos que origina el arco y el pórtico son los mismos que en el pórtico normal intermedio, incrementados en los producidos por la triangulación.

PIEZA AB:

Sección B:

Hipótesis (a)

$$M = - 25.910 + 25.750 \times 0,23 = - 20.000 \text{ mkg.}$$

$$N = 26.250 + 26.250 = 52.500 \text{ "}$$

Hipótesis (d):

$$M = 23.030 - 18.500 \times 0,23 = 18.780 \text{ mkg.}$$

$$N = - 19.000 \times 2 = - 38.000 \text{ kg.}$$

Perfil igual que su homónimo de pórtico normal intermedio,

$$\sigma = \frac{20.000 \times 100}{2.525} + \frac{52.500}{129,4} = 1.200 \text{ kg/cm}^2$$

Sección media entre A y B:

Hipótesis (a)

$$M = - 12.100 + 25.750 \times 0,115 = - 9.140 \text{ mkg.}$$

$$N = 52.500 \text{ kg.}$$

Perfil igual a su homónimo de pórtico normal.

$$\sigma = \frac{9.140 \times 100}{1.320} + \frac{52.500}{96,4} = 1.235 \text{ kg/cm}^2.$$

PIEZA BC:

Sección media entre B y C:

Hipótesis (a)

$$M = 745 \times \frac{7,0^2}{8} - \frac{20.000}{2} = - 5.450 \text{ mkg.}$$

$$N = 25.500 \times 2 = 51.000 \text{ kg.}$$

Perfil igual al del pórtico normal.

$$\sigma = \frac{5.450 \times 100}{1.320} + \frac{51.000}{96,4} = 940 \text{ kg/cm}^2.$$

PIEZA BE:

Igual a la de pórtico normal intermedio.

PIEZA CE:


Hipótesis (a). Máxima tracción:

$$N = - \left[24.890 \times 10,15 + 25.750 \times 7,3 + 19.000 \times 7 - \left(15.800 \times 10 + 745 \times \frac{10^2}{2} \right) \right] \times \frac{1}{5,15} = - 74.000 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d). Máxima compresión:

$$N = \left[17.980 \times 10,15 + 18.500 \times 7,3 + 16.300 \times 7 - \left(12.720 \times 10 + 635 \times \frac{10^2}{2} \right) \right] \times \frac{1}{5,15} = 52.900 \text{ kg.}$$

Luz: 10,10 metros.

Perfil  2 [P.20

Como en sentido vertical está arriostrado por el tabique, el pandeo solamente puede existir lateralmente, y el momento de inercia en este sentido es:

$$I = (32,2 \times 14,51^2 + 150) \times 2 = 13.900 \text{ cm}^4.$$

Con lo que la tensión a compresión vale:

$$\sigma_c = 1.200 \times \frac{5 \times 1.010^2 \times 52.900}{10 \times 2.100.000 \times 13.900} = 1.110 \text{ kg/cm}^2.$$

La tensión a tracción resulta de:

$$\sigma_t = \frac{74.000}{2 \times 32,2} = 1.150 \text{ kg/cm}^2.$$

PIEZA CD:

Hipótesis (a) Máxima compresión.

$$N = \left[24.890 \times 10,15 + 25.750 \times 9,05 - 15.800 \times 3,0 - 745 \times \left(\frac{3,0^2}{2} - \frac{7,0^2}{2} \right) \right] \times \frac{1}{7} = 64.600 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d); Máxima tracción:

$$N = - \left[17.980 \times 10,15 + 18.500 \times 9,05 + 635 \times \frac{7,0^2}{2} - \left(12.720 \times 3,0 + 635 \times \frac{3,0^2}{2} \right) \right] \times \frac{1}{70} = - 46.400 \text{ kg.}$$

Luz: 7,55 metros.

Perfil: 2 P.25/10

$$\sigma_t = \frac{46.400}{107,4} = 440 \text{ kg/cm}^2.;$$

$$\sigma_c = 1.200 \times \frac{5 \times 755^2 \times 64.600}{10 \times 2.100.000 \times 10.360} = 1.020 \text{ kg/cm}^2.$$

PIEZA EE':

Hipótesis (a). Máxima tracción.

$$N = 24.890 \times 2 = - 49.780 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d). Máxima compresión:

$$N = 17.980 \times 2 = 35.960 \text{ kg.}$$

Se dispone una armadura de 4 ϕ 30 y 4 ϕ 20 para resistir la tracción de 49.780 kg.

$$\sigma_t = \frac{49.780}{40,9} = 1.220 \text{ kg/cm}^2.$$

La compresión está resistida por la solera del hangar, pero no obstante se dispone entre los puntos D y E una armadura de 4 ϕ 25 m/m para que el cimiento en D y entre E y D colaboren a este efecto.

CIMIENTO EN E:

Hipótesis (a). Máxima tracción:

$$N = - 74.000 \times \frac{5,15}{7,0} + 19.000 = - 35.500 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d). Máxima compresión.

$$N = 52.900 \times \frac{5,15}{7,0} - 16.300 = 22.700 \text{ kg.}$$

Peso del cimiento:

$$P_c = (2,0^2 \times 0,25 + 11,80 \times \frac{0,65}{6} + 0,6^2 \times 3,2) \times 2.200 = 7.550$$

Peso de las tierras:

$$P_t = \left[(2,6^2 + 3,36^2 + 4 \times 2,6^2) \times \frac{3,85}{6} - 2,43 \right] \times 1.800 = 46.500$$

Coefficiente de seguridad:

$$s = \frac{7.550 + 46.500}{35.500} = 1,52$$

Carga sobre el terreno:

$$m = \frac{54.050 + 22.700}{200 \times 200} = 1,92 \text{ kg/cm}^2.$$

Armadura en el cuello del cimiento:

$$t_c = \frac{35.500}{1.200} = 29,6 \text{ cm}^2.$$

Momento en el vuelo de la zapata:

$$M_v = 19.200 \times \frac{1,6^2}{2} = 9.600 \text{ mkg/m.l.}$$

$$d = 90 \text{ cm.}$$

$$c = 87 \text{ "}$$

$$t = 7 \text{ } \phi \text{ 14 p.m.}$$

CIMIENTO EN D:

Hipótesis (a). Máxima compresión.

$$N = 64.300 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d). Máxima tracción.

$$N = - 46.400 \text{ kg.}$$

$$P_c = (2,6^2 \times 0,25 + 18,15 \times \frac{0,95}{6} + 0,6^2 \times 2,60) \times 2.200 = 12.050 \text{ kg.}$$

$$P_t = \left[(2,6^2 + 3,85^2 + 4 \times 3,225^2) \times \frac{3,55}{6} - 3,80 \right] \times 1.800 = 60.200$$

$$s = \frac{72.250}{46.400} = 1,56$$

$$m = \frac{72.250 + 64.600}{260 \times 260} = 2,03 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = \frac{46.400}{1.200} = 38,6 \text{ cm}^2$$

$$M_v = 20300 \times \frac{1,5^2}{2} = 17.100 \text{ mkg.}$$

$$d = 120 \text{ cm.}$$

$$e = 117 \text{ cm.}$$

$$t = 7 \text{ \textcircled{ } } 16 \text{ p.m.}$$

PORTICO CON TORNA PUNTA COINCIDENTE CON FACHA
DA POSTERIOR.

Los esfuerzos a resistir por este pórtico son exactamente la mitad de los correspondientes al pórtico intermedio. Por consiguiente, para la comprobación de las distintas piezas que lo componen, basta tomar los esfuerzos mitad de los obtenidos en sus homónimos del antedicho pórtico.

PIEZA AB:

Hipótesis (a):

$$M = - 10.000 \text{ mkg.}$$

$$N = 26.250 \text{ kg.}$$

$$\text{Perfíl} \quad \begin{array}{|c} \text{I} \\ \hline \end{array} \quad 2\left(\frac{1}{2} P N 26\right) + 2 - (49 \times 12)$$

$$A = 112,2 \text{ cm}^2$$

$$I = 74.050 \text{ cm}^4$$

$$R = 1.980 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{10.000 \times 100}{1.980} + \frac{26.250}{112,2} = 740 \text{ kg/cm}^2$$

PIEZA BC:

No hace falta comprobarla.

PIEZA BE:

Hipótesis (a). Máxima compresión:

$$N = 9.500 \text{ kg.}$$

$$l = 8,6$$

Perfíl: 2 [P.16

$$\sigma = 1.200 \times \frac{5 \times 860^2 \times 9.500}{10 \times 2.100.000 \times 1.850} = 1.090 \text{ Kg/cm}^2$$

PIEZA CE:


Hipótesis (a). Máxima tracción.

$$N = - 37.000 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d). Máxima compresión.

$$N = 26.450 \text{ kg.}$$

$$l = 10,10 \text{ m.}$$

Perfil  $= 22 \text{ cm. } 2 \text{ [P.14}$

$$I = 40,8 \times 12,75^2 + 120 = 6.770 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_c = 1.200 \times \frac{5 \times 10^{10} \times 26.450}{10 \times 2.100.000 \times 6.770} = 1.140 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_t = \frac{37.000}{40,8} = 910 \text{ kg/cm}^2.$$

PIEZA CD:

Hipótesis (a). Máxima compresión.

$$N = 32.500 \text{ kg.}$$

$$l = 7,55$$

Perfil 2 [P.22

$$\sigma_c = 1.200 \times \frac{5 \times 755^2 \times 32.500}{10 \times 2.100.000 \times 9.380} = 980 \text{ kg/cm}^2.$$

PIEZA EE':

Hipótesis (a). Máxima tracción = - 24.890 kg.

Hipótesis (d). Máxima compresión = 17.980 kg

Entre E y E' = 4 / 25.

$$\sigma_t = 1.240 \text{ kg/cm}^2$$

CIMENTO EN E:

Hipótesis (a). Máxima tracción.

$$N = 17.750 \text{ kg.}$$

Hipótesis (d); Máxima compresión.

$$N = 11.350 \text{ kg.}$$

Peso del cemento y del muro que carga sobre él:

$$0,25 \times 9,00 \times (1,4 + 0,58) \times 1,800 + (1,4^2 \times 0,25 + 6,32 \times \frac{0,4}{6} + 0,5 \times 1,85 \times 2,35 + 0,5 \times \frac{0,4}{2} \times 0,5 \times 3) \times 2,200 = 15.100 \text{ kg.}$$

Peso de las tierras:

$$\left[(1,4^2 + 2,37^2 + 4 \times 1,85^2) \times \frac{2,75}{6} - 2,75 \right] \times 1,800 = 13.000 \text{ kg}$$

$$s = \frac{15.100 + 13.000}{17.750} = 1,58$$

$$m = \frac{28.100 + 11.350}{140 \times 140} = 2,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_c = \frac{17.750}{1.200} = 14,8 \text{ cm}^2.$$

$$M_v = 20.000 \times \frac{0,7^2}{2} = 4.900 \text{ mkg/m.l.}$$

$$d = 65 \text{ cm.}$$

$$c = 62 \text{ "}$$

$$t = 7 \text{ } \phi \text{ } 12 \text{ p.m.}$$

CIMENTO EN D:

Hipótesis (a). Máxima compresión: 32.300 kg.

Hipótesis (d). Máxima tracción: - 23.200 kg.

Peso del muro y del cemento:

$$0,25 \times 8,00 \times 1,9 \times 1,800 + (1,9^2 \times 0,25 + 10,86 \times \frac{0,6}{6} + 0,6^2 \times 2,15 + 0,5 \times 1,3 \times 2,15 + 0,60 \times 0,6 \times 0,5) \times 2,200 = 16.770 \text{ kg.}$$

Peso de tierras:

$$\left[(1,9^2 + 2,87^2 + 4 \times 2,585^2) \times \frac{2,75}{6} - 3,44 \right] \times 1.800 = 22.200$$

$$s = \frac{22.200 + 16.770}{23.200} = 1,68$$

$$m = \frac{71.270}{190^2} = 1,98$$

$$t_c = \frac{23.200}{1.800} = 12,88 \text{ cm}^2.$$

$$M_v = 19400 \times \frac{0,95^2}{2} = 8.700 \text{ mkg/m.l.}$$

$$d = 0,85 \text{ cm.}$$

$$c = 0,82 \text{ cm.}$$

$$t = 7 \text{ } \phi \text{ } 14 \text{ p.m.}$$

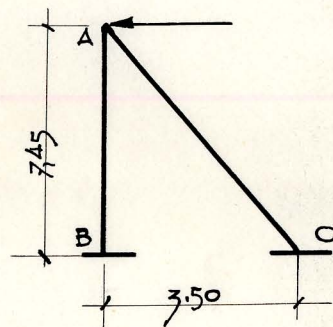
PORTICO CON TORNA PUNTA COINCIDENTE CON FACHA-
DA ANTERIOR

Este pórtico es igual al coincidente con fachada posterior, excepto la pieza C E que estará formada por 2 [P.25/8, la pieza B E que será de 2 [P.18, y el cimiento de la misma que por coincidir con el del terreno, basta con anclar éste en la zona correspondiente y anclar aquélla pieza.

PORTICO CON TORNAJUNTA PARA ANCLAJE EN SENTI
DO LONGITUDINAL DEL EFECTO DE VIENTO EN FA -
CHADA ANTERIOR

Este pórtico ha de soportar un empuje paralelo a la fachada lateral y en el sentido de la fachada principal hacia la posterior, de 9.240 kg. en la hipótesis (d), y en sentido opuesto de 4.620 kg. en caso de viento posterior.

La pieza AB es la CD del pórtico nº 3. En la hipótesis (d) correspondiente a este caso, el esfuerzo en dicha pieza es de 23.200 kg a tracción, y como este empuje produciría un esfuerzo de compresión, la citada pieza estará en mejores condiciones de estabilidad.



La pieza AC ha de soportar unos esfuerzos de:

A tracción: - 21.600 kg.

A compresión: 10.800 kg.

Longitud: 10,10 m.

Perfil: 2 C P.18

$$\sigma_c = 1.200 \times \frac{5 \times 10^6 \times 10.800}{10 \times 2.100.000 \times 2.700} = 1.170 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_t = \frac{21.600}{56} = 385 \text{ kg/cm}^2.$$

Tanto el empuje CB como el BC quedan absorbidos

Por el cemento corrido del muro de fachada.

El cemento en C ha de soportar una tracción de 19.500 kg, y una compresión de 9.950 kg.

Peso del muro y cemento:

$$0,25 \times 8,00 \times 2,0 \times 1.800 + (0,25 \times 1,4^2 + 6,87 \times \frac{0,55}{6} + 0,5^2 \times 2,65 + 0,50 \times 1,0 \times 0,8) \times 2.200 = 12.120 \text{ kg.}$$

Peso de las tierras:

$$\left[(1,4^2 + 2,46^2 + 4 \times 1,93^2) \times \frac{3,00}{6} - 1,75 \right] \times 1.800 = 18.400 \text{ kg.}$$

$$s = \frac{30.520}{19.500} = 1,56$$

$$m = \frac{30.520 + 9.950}{140 \times 140} = 2,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = 16,1 \text{ cm}^2.$$

$$M_v = 20.600 \times 0,7^2 \times \frac{1}{2} = 5.000 \text{ mkg/m.l.}$$

$$d = 60 \text{ cm.}$$

$$c = 57 \text{ cm.}$$

$$t = 7 \text{ y } 12 \text{ p.m.}$$

TORREÓN PARA ANCLAJE DE PUERTAS LEVADIZAS

Empuje horizontal de viento a 4,10 metros del bor
de de la solera:

Actuando por la cara anterior:

$$110 \times 0,6 \times 8,60 \times \frac{45}{2} = 17.100 \text{ kg.}$$

Actuando por la posterior:

$$\frac{17.100}{2} = 8.550 \text{ kg.}$$

Empuje uniforme sobre el torreón, actuando el
viento por la cara anterior:

$$2,00 \times 88 = 176 \text{ kg/m.l.}$$

Peso total:

$$(0,40 \times 2,70 + 0,50 \times 1,60) \times 2,200 \times 11,60 + 0,10 \times 2,400 \times 1,60 \times 2,2 \times 2 = 49.700 \text{ kg.}$$

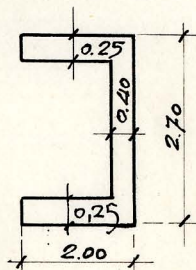
Momento en la base en la 1ª hipótesis:

$$17.100 \times 4,1 + 176 \times \frac{11,6^2}{2} = 81.800 \text{ mkg.}$$

Momento en la base en la 2ª hipótesis:

$$\frac{81.800}{2} = 40.900 \text{ mkg.}$$

Sección:



Armadura por la cara anterior: 8 cm².

Armadura por la cara posterior: 3 cm².

Esfuerzo cortante:

$$17.100 + 176 \times 11,6 = 19.140 \text{ kg.}$$

Se dispone un cerco de 8 m/m a 15 cm. de separación constante.

La carga total sobre el cimicento es de:

$$49.700 + 0,25 \times 2,20 \times 1.200 \times 11,6 = 51.200 \text{ kg.}$$

El peso propio vale:

$$2,20 \times 2 \times 5,0 \times 2.200 = 48.400 \text{ kg.}$$

Momento volcador en la 1ª hipótesis:

$$17.100 \times 6,1 + 176 \times 11,6 \times 7,80 = \\ = 120.400 \text{ mkg.}$$

Momento estabilizante:

$$51.200 \times 3,0 + 48.400 \times 2,5 = \\ = 304.600 \text{ mkg.}$$

Coefficiente de seguridad al vuelco:

$$\frac{304.600}{120.400} = 2,5$$

Para la carga sobre el terreno:

$$\text{Carga total: } 51.200 + 48.400 = 109.600 \text{ mkg.}$$

$$\text{Momento: } 120.400 - 51.200 \times 0,5 = 89.800 \text{ mkg.}$$

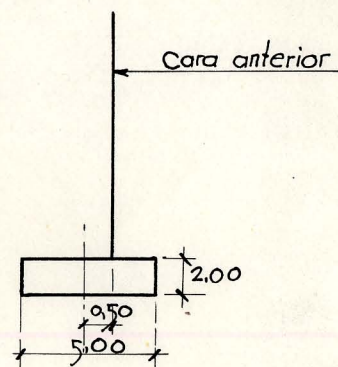
$$\text{Excentricidad: } \frac{89.800 \times 100}{109.600} = 82 \text{ cm.}$$

Reacción del terreno:

$$\frac{109.600}{220 \times 500} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 82}{500} \right) = 1,96 \text{ kg/cm}^2.$$

En la 2ª hipótesis:

$$\text{Momento volcador: } 60.200 \text{ mkg.}$$



Momento estabilizante: $61.200 \times 2 + 48.400 \times 2,5 = 243.400$
mkg.-

Coefficiente de seguridad al vuelco:

$$\frac{243.400}{60.200} = 4,0$$

Momento en el cimiento:

$$60.200 + 61.200 \times 0,5 = 90.800 \text{ mkg.}$$

que es sensiblemente igual al de la 1ª hipótesis.

El momento en el vuelo de la zapata en su zona de mayor luz, es:

$$13.200 \times \frac{1,65^2}{2} + 6.400 \times \frac{1,65^2}{3} = 23.800 \text{ mkg/m.l.}$$

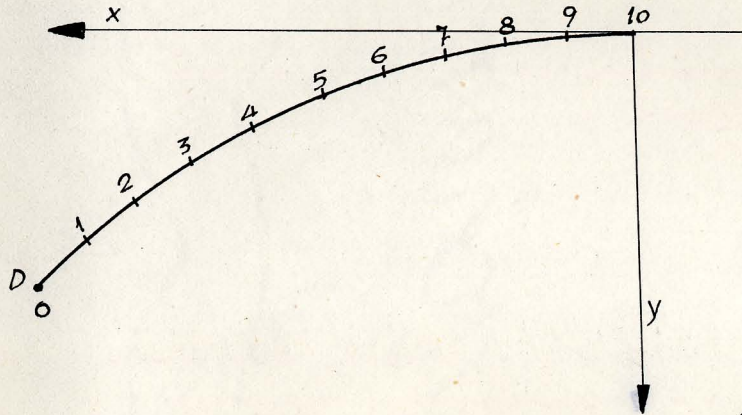
$$d = 200 \text{ cm.}$$

$$c = 195 \text{ cm.}$$

$$t = 7 \text{ y } 14 \text{ p.m.}$$

ANEJO N° 1

DATOS GEOMETRICOS DEL ARCO.



Cuerda = 39m.

Flecha = 6m.

$$\text{Radio} = \sqrt{(R-6)^2 + 19.5^2}$$

$$R = \frac{416.25}{12} = 34.6875m.$$

$$\alpha = \text{arc. sen} \frac{19.50}{34.69} = \text{arc. sen} 0.56216 = 34^{\circ} 12' 20''$$

Puntos	α	$\text{sen } \alpha$	$\text{cos } \alpha$	$1 - \text{cos } \alpha$	$x = R \cdot \text{sen } \alpha$	$y = R(1 - \text{cos } \alpha)$
0	34° 12' 20"	0.56216	0.82703	0.17297	19,50	6,00
1	30° 47' 6"	0.51182	0.85910	0.14090	17,75	4,89
2	27° 21' 52"	0.45955	0.88810	0.11190	15,94	3,88
3	23° 56' 28"	0.40584	0.91394	0.08606	14,08	2,99
4	20° 21' 24"	0.35060	0.93653	0.06347	12,16	2,20
5	17° 6' 10"	0.29408	0.95578	0.04422	10,20	1,53
6	13° 40' 56"	0.23653	0.97163	0.02837	8,20	0,98
7	10° 15' 42"	0.17814	0.98400	0.01600	6,18	0,56
8	6° 50' 28"	0.11911	0.99288	0.00712	4,13	0,25
9	3° 24' 14"	0.05986	0.99822	0.00178	2,07	0,06
10	0	0	1	0	0	0
$\Sigma x =$					110,21	

Longitud del semiarco: $34.69 \times 0.59700 = 20.708$

Longitud de una dovela = 2.0708 m.

ANEXO NUM. 2

Cálculo de reacciones para viento lateral.

Empuje (Normas alemanas)

$$P = 1,2 \times 110 \text{ kg/m}^2 = 1.910 \text{ kg/m}^2 - \text{horizontal.}$$

$$P_h = 1,2 \times 110 \times 7 \times 2,071 \times \text{sen } \alpha$$

$$P_v = 1,2 \times 110 \times 7 \times 2,071 \times \text{sen } \alpha \times \text{cos } \alpha$$

$$P_h = 1,2 \times 110 \times 7 \times 2,071 \times \text{sen}^2 \alpha$$

Succión (en faldón opuesto al viento según normas alemanas).

$$P = 0.4 \times 110 = 44 \text{ kg/m}^2 - \text{normal en la superficie.}$$

$$P_v = 44 \times 7 \times 2,071 \times \text{cos } \alpha$$

$$P_h = 44 \times 7 \times 2,071 \times \text{sen } \alpha$$

Puntos	sen α	cos α	sen α	xcos α	$\frac{P_v}{\text{Empuje}}$	$\frac{P_h}{\text{Empuje}}$	$\frac{P}{\text{Succión}}$	$\frac{P}{\text{Succión}}$
0	0.56216	0.82705	0.4649	0.3160	888	604	528	359
1	0.51182	0.85910	0.4397	0.2620	840	500	548	326
2	0.45955	0.88810	0.4081	0.2112	779	403	566	293
3	0.40584	0.91934	0.3731	0.1647	713	315	586	259
4	0.35060	0.93653	0.3283	0.1229	627	235	597	224
5	0.29408	0.95578	0.2811	0.0865	537	165	610	188
6	0.23653	0.97163	0.2298	0.0559	439	107	620	151
7	0.17814	0.98400	0.1753	0.0317	335	61	628	114
8	0.11911	0.99288	0.1183	0.0142	226	27	633	76
9	0.05986	0.99822	0.0596	0.0036	114	7	637	38
10	0	1	0	0	0	0	638	0

A N E J O N U M . 3

CALCULO DE LAS REACCIONES EN CASO DE VIENTO

a) Empuje en un faldón sin succión en el otro.

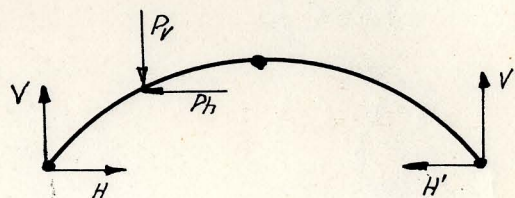
Ecuaciones:

$$V + V' = \sum P_v$$

$$H + H' + \sum P_h = 0$$

$$V \frac{l}{2} - Hf - \sum P_v x - \sum P_h y = 0$$

$$V' \frac{l}{2} - H'f = 0$$



Puntos	P_v	x	$P_v x$	P_h	y	$P_h y$
1	840	17,75	14910	500	4,84	2450
2	779	15,94	12420	403	3,88	1560
3	713	14,08	10040	315	2,99	940
4	627	12,16	7620	235	2,20	520
5	537	10,20	5480	165	1,83	250
6	439	8,20	3600	107	0,98	100
7	335	6,18	2070	61	0,56	30
8	226	4,13	930	27	0,25	10
9	114	2,07	240	7	0,06	0
10	0	0	0	0	0	0

4610

57310 1820

5860

$V+V' = 4610$

$V+V' = 4610$

$H+H' = 4450$

$H'-H = 1820$

$H'-H = 1820$

$-H+H' = 1820$

(sigue)

$$19,50 V - 6H - 57310 - 5880 = 0 \quad 19,50(V+V') - 6(H+H') - 83170 = 0$$

$$V+V' = 4610$$

$$19,50 V' - 6H' = 0$$

$$19,50 V' - 6H' = 0$$

$$V' = \frac{6-H'}{19,50} = 970$$

$$\underline{\underline{H = 1315 \text{ kg}}}$$

$$\underline{\underline{H' = 3135 \text{ kg}}}$$

$$\underline{\underline{V = 3640 \text{ kg}}}$$

$$\underline{\underline{V' = 970 \text{ kg.}}}$$

A N E J O NUM. 4

CALCULO DE LAS REACCIONES EN CASO DE VIENTO

b) Presión en un faldón y succión en el otro.-

Puntos	P _v	PvX Primer faldón	Pv.X Segundo faldón.	P _h	Pha. y Primer faldón	P _h .y Segundo faldón
1	840	14910		500	2450	
2	779	12420		403	1560	
3	713	10040		315	980	
4	627	7620		235	520	
5	537	5480		165	250	
6	439	3600		107	100	
7	335	2070		61	30	
8	226	930		27	10	
9	114	240		7	0	
10	-638	0	0	0	0	0
9'	-637		1320	38		0
8'	-633		2610	76		20
7'	-628		3880	114		60
6'	-620		5080	151		150
5'	-610		6220	188		290
4'	-597		7260	224		490
3'	-586		8250	259		770
2'	-566		9020	293		1140
1'	-548		9730	326		1590
	-1453	57310	53370	3490	5860	4510

$$\begin{aligned}
 V+V' &= \sum R_v + \sum P_v = -1450 \\
 -H+H' &= \sum P_h + \sum P_{h'} = 3490 \\
 19,50 V - 6H - \sum P_v \cdot x - \sum P_{h'} \cdot y &= 0 \\
 19,50 V' - 6H' + \sum P_v \cdot x + \sum P_{h'} \cdot y &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V+V' &= -1450 \\
 -H+H' &= 3490 \\
 19,50 V - 6H - 63170 &= 0 \\
 19,50 V' - 6H' + 57880 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V+V' &= -1450 \\
 -H+H' &= 3490 \\
 6(H+H') &= 33540 \\
 V &= \frac{63170 + 6H}{19,50}
 \end{aligned}$$

$$H = -4540$$

$$H' = -1050$$

$$V = 1840$$

$$V' = +3290$$

A N E J O NUM. 5

REACCIONES ORIGINADAS POR LOS DISTINTOS CA
ROS DE CARGAS.

Cargas	$\begin{matrix} H \\ + \rightarrow \end{matrix}$	$\begin{matrix} V \\ + \uparrow \end{matrix}$	$\begin{matrix} H' \\ + \leftarrow \end{matrix}$	$\begin{matrix} V' \\ + \uparrow \end{matrix}$
Cargas per manentes.	+10050	+6380	+10050	+ 6380
Nieve en dos faldó- nes.	+14840	+9420	+14840	+ 9420
Nieve en faldón de- recho.	+4570	+1410	+4570	+ 4390
Viento en faldón iz- quierdo.	+1310	+3640	+3130	+ 970
Viento en faldón iz- quierdo.- Succión en faldón dere- cho.	-4540	+1840	-1050	- 3290
Viento inte- rior.	-26990	-19100	-26990	-19100

A N E X O N U M . 6

CUADRO DE REACCIONES EN LAS DISTINTAS HIPÓTESIS DE CÁLCULO.

- a) Cargas permanentes + nieve en los dos faldones.
- b) Cargas permanentes + nieve en faldón derecho + viento en faldón izquierdo.
- c) Cargas permanentes + viento en faldón izquierdo + succión en faldón derecho.
- d) Cargas permanentes + viento interior.

Hipótesis	H + →	V + ↑	H' + ←	V' + ↑
a	+24890	+1580	+24890	+15800
b	+15930	+11430	+17750	+11740
c	+ 5510	+ 8220	+ 9000	+ 3090
d	-17980	-12720	-17980	-12720

A N E J O N U M . 7

Leyes de compresiones y momentos flectores para las hipótesis a)

Signos: Compresiones +. Momentos: Tracción en intrados

$\cos \alpha$	$H \cos \alpha$ $H = 24890$	$V - \sum \frac{x}{2} P_v$ $V = 15800$	$\sin \alpha$	$(V - \sum \frac{x}{2} P_v) \sin \alpha$	N	$\frac{l}{2} - x$	$V(\frac{l}{2} - x)$	$f \cdot y$	$H(f \cdot y)$	$\sum (x_i - x)$	$P \sum (x_i - x)$	M
0.82703	20630	15010	0.56216	8.440	29070	0	0	0	0	--	--	0
0.95910	21380	13430	0.51182	6.880	26260	1.75	26270	1.11	27630	--	--	-1360
0.86810	22100	11850	0.45955	5.450	27550	3.56	53440	2.12	52770	1.81	2.640	-2170
0.91394	22750	10270	0.40584	4.170	26920	5.42	91350	3.01	74.920	5.53	8.720	-2290
0.93653	23310	8690	0.35060	3.050	26360	7.54	110170	3.80	94.580	11.26	17770	-2180
0.95578	23790	7110	0.29408	2.090	25880	9.50	139590	4.47	111260	19.10	30160	-1830
0.97163	24180	5530	0.23653	1.310	25490	11.50	169610	5.02	124950	29.10	45960	-1300
0.98400	24490	3950	0.17814	710	25200	13.32	199930	5.44	135400	41.28	65200	-670
0.99288	24710	2370	0.11911	280	24990	15.37	230700	5.75	143120	55.63	87880	-300
0.99822	24850	790	0.05966	50	24900	17.43	261420	5.94	147850	72.11	113920	-150
1.00000	24890	0	0	0	24890	19.50	292700	6.00	149340	90.74	143360	0

Ley simétrica en los dos faldones.

Ecuaciones.

$$N = H \cos \alpha + (V - \sum \frac{x}{2} P_v) \sin \alpha$$

$$M = (V - P_{v0}) [\frac{l}{2} - x] - H(f \cdot y) - \sum_0^i P_{vi} (x_i - x) = (V - P_{v0}) [\frac{l}{2} - x] - H(f \cdot y) - P_v \sum_0^i (x_i - x)$$

Por ser iguales todos los P_v .

Leyes de compresiones y momentos flectores en el caso de viento en faldón izquierdo y
nieve en el derecho

Hipótesis b)

Signos: Compresiones +
Momentos; + Tracción en intradós

$H + \Sigma P_h$	$\cos \alpha$	$[H + \Sigma P_h] \cos \alpha$	$V - \Sigma P_v$	$\sin \alpha$	$[V - \Sigma P_v] \sin \alpha$	N	$\frac{l}{2} - x$	$(V - P_{v0})(\frac{l}{2} - x)$	$f - y$	$H(f - y)$	P_v	$\Sigma P_{vi}(x_i - x)$	P_h	$\Sigma P_{hi}(y_i - y)$	M
15950	0.82703	13170	11.110	0.56216	+6250	19420	0	0	0	0	--	--	--	--	0
16430	0.85910	14120	9.630	0.51182	+4930	19050	1.75	19440	1.11	17680	1478	--	500	--	+1760
16833	0.88810	14950	8.220	0.45955	+3780	18730	3.56	39550	2.12	53770	1417	2680	403	510	+2590
17148	0.91934	15760	6.860	0.40584	+2730	18540	5.42	60220	3.01	47950	1351	8090	315	1310	+2870
17383	0.93653	16230	5.600	0.35060	+1960	18190	7.34	81550	3.80	60530	1265	16240	235	2270	+2490
17548	0.95578	16770	4.420	0.29408	+1300	18070	9.30	103320	4.47	71210	1175	27040	165	3240	+3330
17655	0.97163	17150	3.350	0.23653	+790	17940	11.30	125540	5.02	79970	1077	40410	107	4130	+1030
17716	0.98400	17430	2.370	0.17814	+420	17850	13.32	147990	5.44	86660	973	56100	61	4860	+370
17723	0.99288	17600	1.510	0.11911	+180	17780	15.37	170760	5.75	91600	864	73920	27	5410	-170
17750	0.99822	17720	760	0.05966	+40	17760	17.43	193650	5.94	94620	752	93690	7	5760	-420
17750	1.0000	17750	-170	0	0	17750	19.50	216650	6.00	95580	319	115160	0	5870	0
17750	0.99822	17720	-1380	-0.05966	+80	17800	17.43	193840	5.94	105440	1217	87600			+740
17750	0.99288	17620	-2600	-0.11911	+310	17930	15.37	170930	5.75	102060	1217	67600			+1270
17750	0.98400	17470	-3820	-0.17814	+680	18150	13.32	148130	5.44	96560	1217	50230			+1340
17750	0.97163	17250	-5040	-0.23653	+1190	18440	11.30	125670	5.02	89110	1217	35480			+1030
17750	0.95578	16970	-6250	-0.29408	+1840	18810	9.30	110430	4.47	79340	1217	23310			+780
17750	0.93653	16620	-7470	-0.35060	+2620	19240	7.34	81630	3.80	67450	1217	13760			+420
17750	0.91934	16320	-8690	-0.40584	+3530	19850	5.42	60280	3.01	53430	1217	6750			+100
17750	0.88810	15760	-9900	-0.45955	+4550	20310	3.56	39590	2.12	57630	1217	2200			-240
17750	0.85910	15250	-11120	-0.51182	+5690	20940	1.75	19460	1.11	19700	--	--			-240
17750	0.82703	14680	-11730	-0.56216	+6590	21270	0	0	0	0	--	--			0

Ecuaciones $N = [H + \Sigma P_h] \cos \alpha + [V - \Sigma P_v] \sin \alpha$ Para los dos faldones

$M = (V - P_{v0})(\frac{l}{2} - x) - H(f - y) - \Sigma P_{vi}(x_i - x) - \Sigma P_{hi}(y_i - y)$ Faldón izquierdo

$M = (V - P_{v0})(\frac{l}{2} - x) - H'(f - y) - P' \Sigma (x_i - x)$ Faldón derecho

A N E J O N U M . 9

LEYES DE COMPRESIONES Y MOMENTOS FLECTORES PARA CASO DE VIENTO EN FALDON IZQUIERDO Y SUCCION EN EL DERECHO

(Hipótesis c)

Signos: Compresiones +
Momentos + Tracción en intradós

$H + \Sigma P_h$	$\cos \alpha$	$(H + \Sigma P_h) \cos \alpha$	$V - \Sigma P_v$	$\sin \alpha$	$(V - \Sigma P_v) \sin \alpha$	N	$\frac{l}{2} - x$	$V(\frac{l}{2} - x)$	$f - x$	$H(f - y)$	P_v	$\Sigma P_{vi}(x_i - x)$	P_h	$\Sigma P_{hi}(x_i - x)$	M
5510	0.82703	4560	7901	0.56216	4440	9.000	0	0	0	0	--	--	--	--	0
6010	0.85910	5160	6423	0.51182	3290	8450	1.75	13830	1.11	6.120	1478	--	500	--	+7770
6618	0.88910	5700	5005	0.45955	2300	8010	3.56	28130	2.12	11680	1417	2.680	403	510	+13260
6728	0.91934	6190	3655	0.40584	1480	7670	5.42	42820	3.01	16590	1351	8090	315	1310	+16830
6963	0.93653	6520	2390	0.35060	840	7360	7.34	57990	3.80	20940	1265	16240	235	2270	+18540
7128	0.95578	6810	1215	0.29408	360	7170	9.30	73480	4.47	24630	1175	27040	165	3240	+18570
7235	0.97163	7030	138	0.23653	30	7060	11.30	89280	5.02	27660	1077	40410	107	4130	+17080
7296	0.98400	7180	-835	0.17814	-150	7030	13.32	105240	5.44	29970	973	56100	61	4860	+14310
7323	0.99288	7270	-1699	0.11911	-200	7070	15.37	121440	5.75	31680	864	73920	27	5410	+10430
7330	0.99882	7320	-2451	0.05966	-150	7170	17.43	137710	5.94	32730	752	93690	7	5760	+5530
7330	1.00000	7330	-2451	0	0	7330	19.50	154070	6.00	33060	0	115160	0	5870	0
7368	0.99882	7360	-2452	-0.05966	+150	7510	17.43	48250	5.94	53460	1	3840	38	4420	-4630
7444	0.99288	7390	-2457	-0.11911	290	7680	15.37	42540	5.75	51750	5	3180	76	4110	-8280
7558	0.98400	7440	-2467	-0.17814	440	7880	13.32	36870	5.44	48960	10	3550	114	3630	-11010
7709	0.97163	7490	-2485	-0.23653	590	8080	11.30	31280	5.02	45180	18	1940	151	3020	-12820
7897	0.95578	7550	-2513	-0.29408	740	8290	9.30	25740	4.47	40230	28	1380	188	2310	-13560
8121	0.93653	7610	-2554	-0.35060	900	8510	7.34	20320	3.80	34200	41	880	224	1570	-13190
8380	0.91934	7700	-2596	-0.40584	1080	8780	5.42	15000	3.01	27090	52	470	259	880	-11680
8673	0.88810	7710	-2668	0.45955	1230	8940	3.56	9850	2.12	19080	72	160	293	330	-9060
9000	0.85910	7730	-2758	-0.51182	1410	9140	1.75	4840	1.11	9990	90	---	326	---	-5150
9360	0.82703	7740	-3080	-0.56216	1730	9470	0	0	0	0	0	---	---	---	0

Ecuaciones: $N = (H + \Sigma P_h) \cos \alpha + (V - \Sigma P_v) \sin \alpha$ para los dos faldones

$M = (V - P_{v0}) (\frac{l}{2} - x) - H(f - y) - \Sigma P_{vi}(x_i - x) - \Sigma P_{hy}(y_i - y)$ Faldón izquierdo

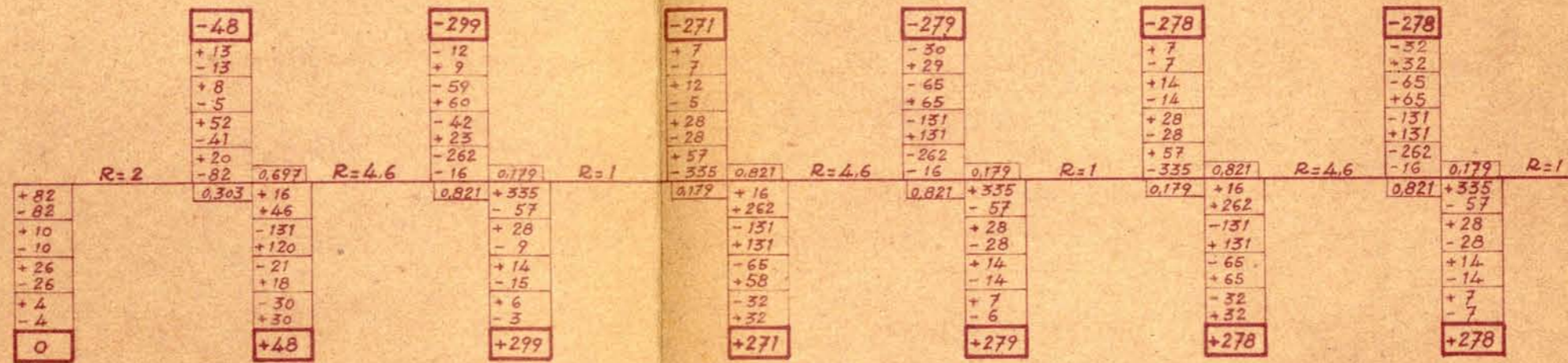
$M = (V' - P'_{v0}) (\frac{l}{2} - x) - H'(f - y) - \Sigma P'_{vi}(x_i - x) - \Sigma P'_{hy}(y_i - y)$ Faldón derecho

A N E J O N U M . 1 0

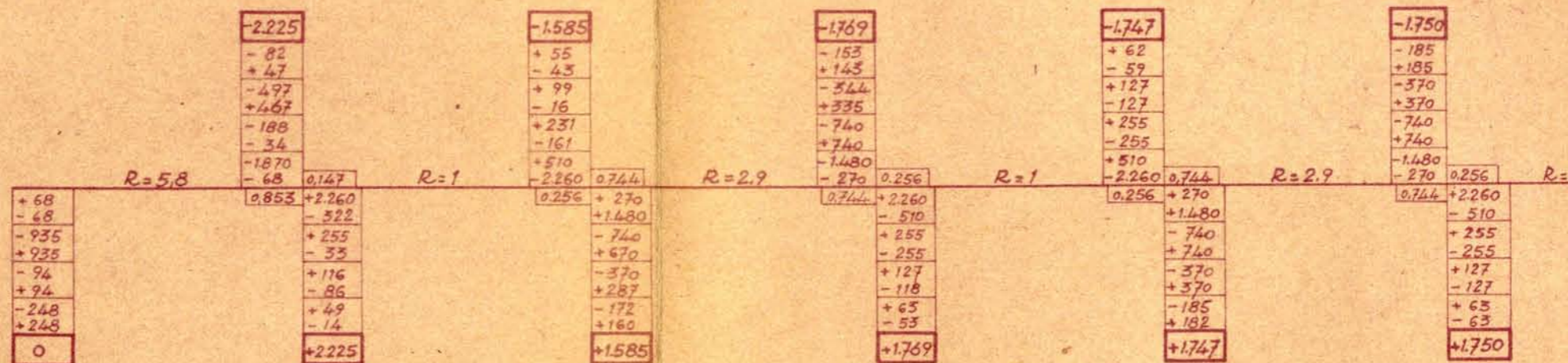
MOMENTOS DE INERCIA Y RESISTENTES DEL PER
FIL DE COBIERTA.

Puntos	h	I de I cm ⁴	I total cm ⁴)	I total cm ⁴	R cm ³	i	S cm ²
0	32			12510	782	12.7	77.80
1	34.6	15.000	20	15020	868		80.79
2	37.2	17.770	130	17900	908		83.78
3	39.8	20.030	450	20480	1029		86.77
4	42.4	24.100	1080	25180	1176		89.76
5	45.00	27.660	2110	29770	1323	13.8	92.75

ANEJO Nº 11.1



ANEJO Nº 11.2



ANULA AL 584.1211 PROC.

COMP.

DIB. Guerrero

TRAZ. Amor

ORD. Bouso

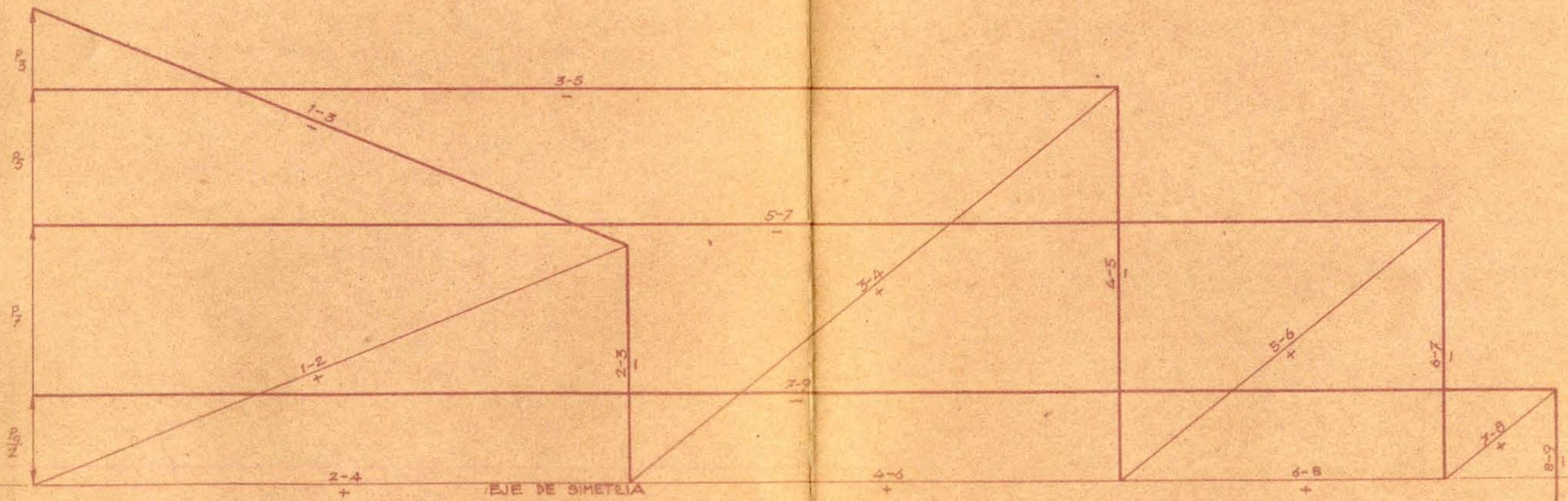
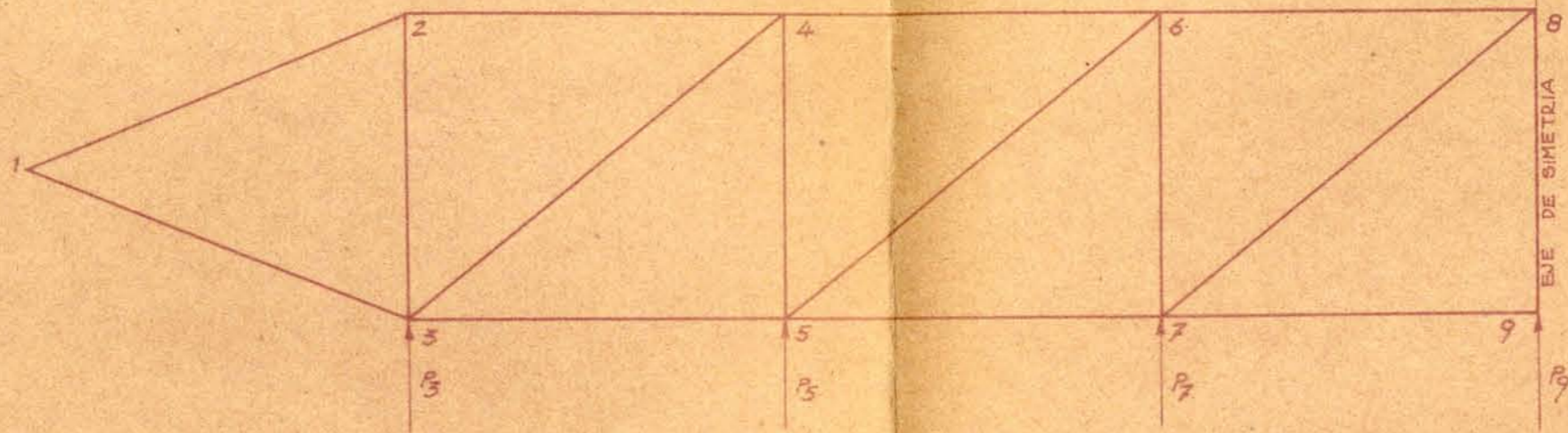
11 / 6 / 1946

EDUARDO TORROJA

OFICINA TECNICA Nº 584.1211

ANEJO N° 12

ESCALAS {
 DE LONGITUDES 1:100
 DE FUERZAS 2cm & 1TONS.



+ Tracción
 - Compresión

PROC.

ANULA AL

COMP.

Toro

DIB.

Amor

TRAZ.

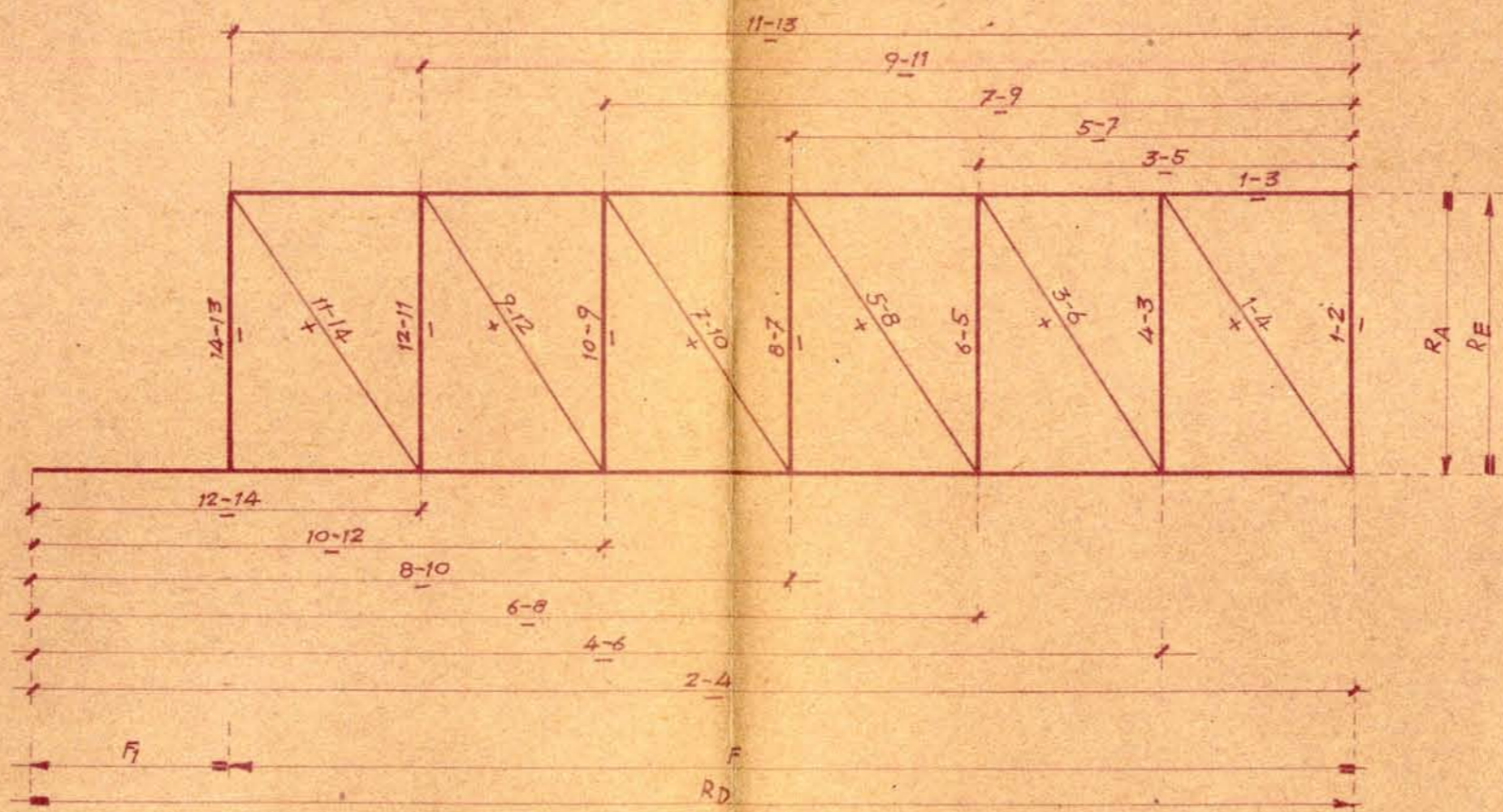
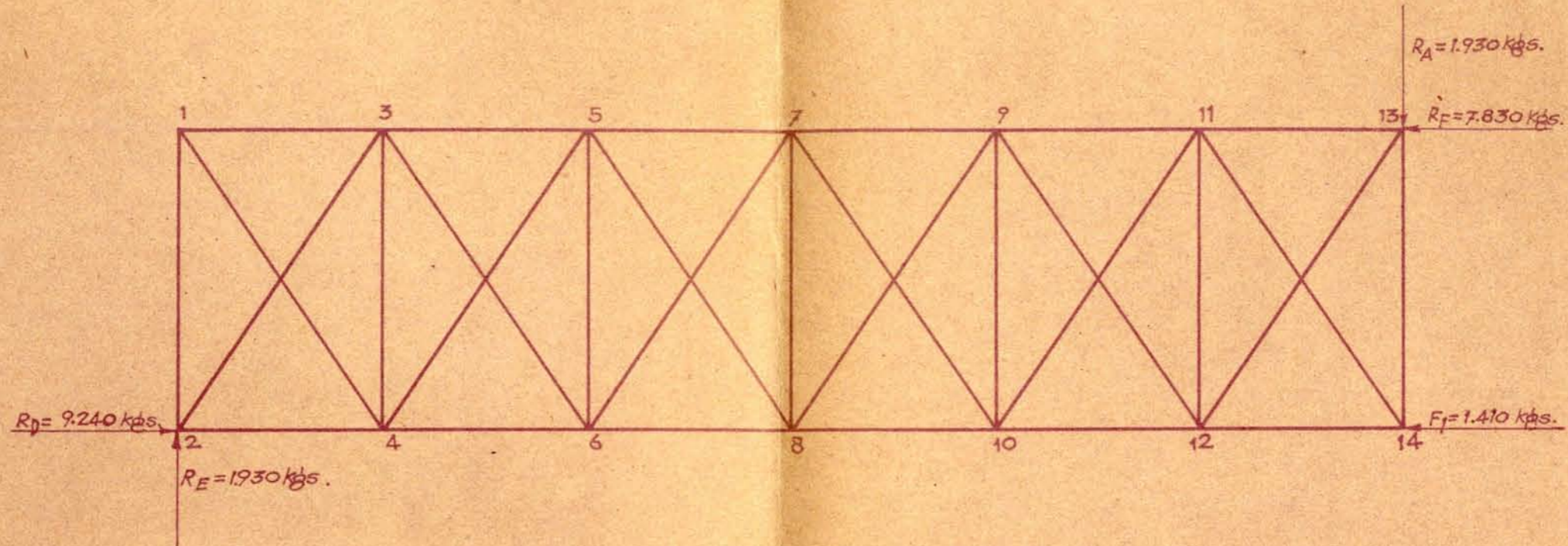
Bauso

ORD.

11 / 6 / 1946

EDUARDO TORROJA

OFICINA TECNICA N° 584.132



- Compresión
+ Tracción