

# EDUARDO TORROJA - OFICINA TÉCNICA

PROYECTO DE EDIFICIO PARA TALLERES Y HANGARES DE LOS SERVICIOS DE AVIACION  
EN ALBACETE

---

---

MEMORIA

FECHA 1-8-40

N.º 403.303

PROYECTO DE EDIFICIO PARA TALLERES Y HANGARES  
DE LOS SERVICIOS DE AVIACION EN ALBACETE.

---

MEMORIA

CAPITULO I

DESCRIPCION GENERAL.-

Tiene por objeto este proyecto, la construcción de un edificio para talleres y hangares de los Servicios de Aviación en Albacete, de acuerdo con las líneas generales y bases fijadas por la Superioridad.

La planta general es de 50 x 80 metros, y ha sido distribuída en dos grandes naves, ~~de 30x50 y 50x50~~ metros cada una.

La primera de éstas, está destinada a talleres, y se descompone a su vez en un gran taller central de 30 x 50 metros, con 10,00 metros de altura libre, completamente diáfano, dispuesto para poder instalar un puente grúa de 30,00 metros de luz para 6 toneladas de carga útil, que puede recorrer los 50,00 metros de largo del taller, y

dos naves laterales de 10 x 50 metros cada una, con dos plantas de 3,90 y 3,40 metros de altura.

La segunda nave, también es de 30 x 50 metros, y está destinada a hangar, por lo cual tiene su fachada principal completamente abierta, mediante puertas correderas metálicas capaces de dejar libres a la vez los 50,00 metros de largo de la nave. La altura libre de ésta es de 8,00 metros.

Ateniéndonos a la indicación de la Superioridad, hemos hecho el proyecto de la estructura en hormigón armado toda ella, reduciendo los elementos metálicos al mínimo imprescindible, como puertas de los hangares, estructuras secundarias de los ventanales, etc. Algunos elementos metálicos principales, que quedan vistos, son de hierro redondo, que entendemos caen fuera de la limitación impuesta.

Esto no obstante y por si en su día pudiese aceptarse como conveniente, presentamos una variante de la cubierta del taller y del hangar a base de estructura de perfiles laminados, soldados eléctricamente y cubierta de uralita con protección térmica de corcho.

Tanto la solución de hormigón armado como la metálica, las hemos proyectado con un máximo de economía dentro de las condiciones de seguridad necesarias, pero sin perder nunca de vista la condición de sencillez y rapidez en la ejecución.

La disposición de la estructura se ve con toda cla

ridad en los planos detallados que acompañan a este proyecto y su justificación y cálculo se desarrollan en la segunda parte de esta Memoria.

También acompañamos el estudio de la iluminación natural y artificial, así como el de la calefacción, si bien en esta último hemos supuesto (pues lo contrario significaría un coste enorme), que no se trataba de calentar el taller ni el hangar, y que por lo tanto no podía referirse mas que a alguna zona que se destinase a oficinas u otros servicios, y no fijándose la dimensión ni emplazamiento de estos, hemos supuesto que pudiera ser un diez por ciento de la superficie de las naves laterales.

Tampoco hemos fijado por sernos desconocido, el emplazamiento de las escaleras que comuniquen entre sí las dos plantas de los cuerpos laterales, aun cuando sí hemos contado con ellas en los presupuestos. Por análogas razones <sup>no</sup>/se han dispuesto los servicios sanitarios.

Desconociendo la orientación que ha de tener el edificio, no nos hemos atrevido a tomar ninguna iniciativa en cuanto a disposición de huecos, limitándonos a adoptar la misma disposición del proyecto base.

Los coeficientes de trabajo de los distintos elementos de la estructura se han deducido detalladamente en la segunda parte de esta Memoria, pero ateniéndonos como norma general a los siguientes valores:

Hormigón armado, a compresión = 55,00 kg/cm<sup>2</sup>.

Hormigón armado a compresión en zonas de momentos negativos	=	65,00 kg/cm <sup>2</sup>	
Armaduras del hormigón en general	=	1.200	"
Perfiles laminados, a tensión o compresión =	=	1.200	"
Uniones entre hierros soldados eléctricamente =	=	800	"
Carga de los cimientos sobre el terreno =	=	5	"

Todo esto sin prescindir del coeficiente de seguridad, pandeo, etc.habituales.

## ORGANIZACION DE LA OBRA

Con objeto de abreviar lo mas posible el plazo de ejecución, se ha estudiado un tipo de estructura que permite el trabajo simultáneo del mayor número de puntos o tajos posible.

Se empezará por ejecutar las naves laterales del taller, mediante encofrados corrientes en la planta baja, y los soportes y cargaderos de la planta alta.

Simultáneamente se pueden ejecutar en taller las losas de cubierta de la segunda planta, que son de colocación sumamente rápida, con objeto de que sin retraso puedan empezar a ejecutar los albañiles las terrazas a la catalana, sin perjuicio de haber ido elevando simultáneamente los muros de la fábrica de ladrillo.

Mediante un andamiaje colocado en uno de los extremos de la nave se puede ir preparando el montaje de cerchas con objeto de correrse después longitudinalmente hasta su posición en la nave de taller en cuanto estén terminadas las naves laterales.

El material de cubrición de estas cubiertas tanto en la solución metálica como en la de hormigón queda preparada previamente, y por consiguiente puede procederse a su montaje rápidamente.

También simultáneamente con los tajos anteriores se puede trabajar en la nave de hangar, construyendo las estructuras de los muros laterales y de la cubierta.

En cuanto a los cerramientos como son de fábrica de la drillo por una parte y las puertas de cierre por otra, se pueden ejecutar independientemente, reservando para el último momento, solo la colocación y montaje de las puertas sobre sus carriles.

CAPITULO II

CALCULOS JUSTIFICATIVOS DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO

---

## ESTRUCTURA DE LAS NAVES LATERALES DE LOS TALLERES

La estructura de estas naves laterales, totalmente de hormigón armado, está formada por una primera planta de forjados continuos de 2,50 metros de luz sobre viguetas de 5,00 metros que a su vez apoyan sobre cargaderos de 10,00 metros de luz, espaciados a 5,00 metros. Todo este piso está calculado para 800 kg/cm<sup>2</sup> de sobrecarga y apoya sobre dos líneas de pilares espaciados a 5,00 metros, una en fachada y otra en la divisoria con el taller.

La estructura de la cubierta es también de viguetas y cargaderos con iguales luces que la primera planta, pero con la particularidad de que aquí el forjado está constituido por una serie de losetas hechas en taller, sumamente ligeras y dispuestas con unos nervios por su parte superior que además de servir para darles rigidez, hacen de tabiquillos para la azotea, que de esta forma se reduce a un simple forjado de rasilla y su correspondiente pavimento de baldosín.

La cubierta así formada queda con un cielo-raso plano y tiene a su vez la correspondiente cámara de aire, imprescindible para reunir las debidas condiciones de impermeabilidad térmica.

Esta cubierta se calcula para la sobrecarga de nieve de 50 kg/m<sup>2</sup> además de sus pesos muertos.

Los pilares que soportan esta planta, coinciden con los de la inferior, y únicamente en la divisoria con el taller central se prolongan por encima de la terraza en 2,50 metros de altura, para soportar la cubierta del taller central, dejando altura para la iluminación del mismo.

Estos pilares se calculan también para soportar un puente grúa que recorre la nave central, con una carga de 6 toneladas. El peso propio de este puente grúa se supone de 26.600 kg. para los 30,00 metros de luz, apoyando en cada extremo sobre un carretón de dos ruedas espaciadas a 2,50 metros.

El efecto de la flexión que produce el puente grúa y el empuje de viento sobre la cubierta y el ventanal, se resiste únicamente con el cargadero principal y el pilar interior que forman una sola pieza, teniendo un apoyo libre en el lado de fachada y una articulación con anclaje en la base del pilar interior.

En esta forma, los empujes de viento se transmiten a la primera planta, y en ésta, el forjado de piso, armado como viga horizontalmente, los transmite a las fachadas de los frentes, en las cuales por este motivo, se dispone un arriostramiento especial.

Para permite la dilatación longitudinal, los pilares de las dos últimas crujeías de cada lado, se disponen con doble articulación.

La cimentación, aquí como en el resto del edificio,

se proyecta por zapatas independientes, de hormigón armado, calculadas para dar una carga sobre el terreno de 5 kg/cm<sup>2</sup>. Los muros de fachada se cuentan también en la mayoría de los casos, cargando sobre estas zapatas, por intermedio de unas vigas de arriostramiento enterradas por debajo del plano de la solera.

Las losetas de la cubierta, que a primera vista pueden parecer algo atrevidas, no las aplicamos aquí por primera vez, sino que han sido empleadas ya por nosotros con pleno éxito, en otros varios casos.

De los elementos que componen cada loseta, el único que tiene función resistente de alguna importancia, es el nervio longitudinal, que ha de soportar el peso de la loseta, del forjado de terraza, y de la sobrecarga de nieve, con un vano de 2,50 metros.

Las cargas que sobre este nervio actúan son:

Loseta de hormigón	=	48 kg/m <sup>2</sup>
Forjado de rasilla	=	100 "
Baldosín	=	30 "
Nieve	=	<u>50</u> "
		228 kg/m <sup>2</sup>

y como los nervios van a 0,70 metros de separación, tendremos para cada dos nervios:

$$p = 228 \times 0,7 + 13 = 173 \text{ kg/m.l.}$$

con lo que el momento flector y el esfuerzo cortante valen:

$$M = 173 \times \frac{2,5^2}{8} = 135 \text{ mkg.}$$

$$T = 1,25 \times 173 = 216 \text{ kg.}$$

Como estos esfuerzos corresponden a dos nervios de dos losas contiguas a la vez, podemos tomar para cada una de ellas la mitad. Con las dimensiones y armaduras que se ven en el dibujo correspondiente, la profundidad de la fibra neutra será,  $g = 5,0 \text{ cm.}$ , y el momento de inercia  $I = 994 \text{ cm}^4.$ , con lo que las cargas del hormigón y el hierro son:

$$H = \frac{135 \times 100 \times 5,0}{994} = 68 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{135 \times 100 \times 94}{994} \times 15 = 1.290 \text{ kg/cm}^2$$

cargas si bien un poco fuertes, no tanto como parecen a primera vista, por tratarse de piezas construídas en taller.

#### VIGUETA DE CUBIERTA.-

La vigueta de cubierta en que apoyan estas losetas que como decíamos tienen una luz de 5,00 metros, con separaciones de 2,50 metros, ha de soportar las siguientes cargas:

Peso de las losetas de hormigón = 70 kg/m<sup>2</sup>  
Peso del simple forjado de rasi  
lla = 100 "  
Peso del solado de baldosín = 30 "  
Sobrecarga de nieve = 50 "  
250 kg/m.<sup>2</sup>.

Peso de la vigueta = 430 kg/m.l.

Cargas por m.l. de viguetas:

Pesos muertos = 200 x 2,5 + 430 = 930 kg/m.l.

Sobrecarga = 50 x 2,5 = 125 "

$$l = 5,00$$

$$M_c = 930 \times \frac{5,00^2}{8} \times 0,042 = 980 \text{ mkg.}$$

$$125 \times \frac{5,00^2}{8} \times 0,083 = \underline{256} "$$

$$1.236 "$$

$$M_a = 930 \times \frac{5,00^2}{10} \times 0,083 = 1.960 \text{ mkg.}$$

$$125 \times 5,00 \times 0,114 = \underline{360} "$$

$$2.320 \text{ mkg.}$$

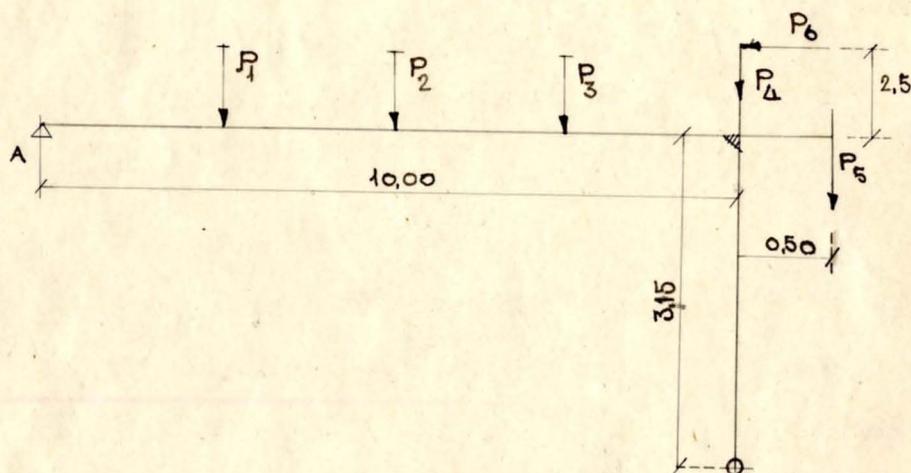
$$T = 1.055 \times 2,50 = 2,640 \text{ kg.}$$

Esfuerzos que se resisten bien con las secciones indica-  
das en los planos, sin pasar en ningún caso de  $H = 50 \text{ kg/}$   
 $\text{cm}^2$  y  $A = 1.200 \text{ kg/cm}^2$ .

VIGA DE CUBIERTA.-

La viga de la cubierta, va rígidamente unida al pilar interior, y libremente apoyada sobre el exterior, con el fin de que los empujes de la cubierta de la nave central, sean resistidos únicamente por el forjado de la 1ª planta.

En esta forma la estructura queda como se indica en el croquis



Los valores de las fuerzas que actúan sobre la estructura son:

$P_1 = P_2 = P_3 = 4.650 \text{ kg. sin nieve, ó } 5.275 \text{ kg. con nieve.}$

$P_4 = 4.872 \text{ kg. sin nieve, ó } 6.972 \text{ kg. con nieve, ó } 400 \text{ kg. por viento.}$

$P_5 = 21.300 \text{ kg, con la grua ó } 2.000 \text{ kg. sin la grúa.}$

$P_6 = \pm 1.700 \text{ kg. por empuje de viento.}$

Peso propio de la viga = 500 kg/m.l.

Los valores aproximados de los momentos de inercia son:

$$I_{A-B} = 540,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{C-D} = 540,000 \text{ cm}^4$$

El momento en el nudo B-C será:

$$\text{Por viento} \quad M_1 = 1.700 \times 2,5 = + 4.250 \text{ mkg.}$$

$$\text{Por la viga de la grúa} \quad M_2 = 2.000 \times 0,5 = + 1.000 \text{ "}$$

$$\text{Por la viga y la grúa} \quad M_3 = 21,300 \times 0,5 = +10,650 \text{ "}$$

El cálculo le hacemos por el método de A. Kleinlogel, tomando para cada sección aquella hipótesis de carga que pueda producir mayores esfuerzos, así, para la sección central, consideramos, las cargas  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$  con sus valores máximos y el momento exterior en el nudo A-B, con su valor máximo negativo, o sea con  $-M_1 + M_2 = - 3.250$  mkg.

Los valores de las constantes del pórtico, tomando para el pilar una altura doble de la real y suponiendo su extremo inferior empotrado, serán:

$$x = x_1 = \frac{6,3}{10} = 0,63$$

$$N = 3x + 1 = 2,89$$

$$M'_B = + \frac{3 \times 3.250 \times 0,63}{2,89} = 2,140 \text{ mkg.}$$

$$L = \frac{15}{16} \times 10 \times 5.275 = 49.500$$

$$M''_B = - \frac{L}{2N} = - 8.600 \text{ mkg.}$$

$$M_B = M'_B + M''_B = 2.140 - 8.600 = - 6.460 \text{ mkg.}$$

y el momento en el centro:

$$M = 1,5 \times 5.275 \times 5 - 5.275 \times 2,5 - 6.460 = \underline{19.840} \text{ mkg.}$$

Para el arranque de la viga, hacemos igual cálculo, también con los valores máximos de  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$  pero con el máximo positivo en el nudo, ó sea con  $M_1 + M_3 = 14.700$  mkg. y tendremos:

$$M'_B = - \frac{3 \times 14.700 \times 0,63}{2,89} = - 9600 \text{ mkg.}$$

$$M''_B = - 8.600$$

y por lo tanto el del arranque:

$$M = M'_B + M''_B = - \underline{18.200} \text{ mkg.}$$

quedando en el arranque del pilar

$$M'_C = \frac{14.700}{2,89} - 8.600 = - 3.500 \text{ mkg.}$$

Para resistir estos momentos dispondremos las siguientes secciones:

Centro de la viga.

Ancho de la cabeza = 30 cm.

Canto total = 80 cm.

Canto útil = 75 "

Armadura de tensión = 24 cm<sup>2</sup>. trabajando a 12 kg.

Carga del hormigón = 55 kg/cm<sup>2</sup>.

Sección de arranque.

Ancho de la cabeza = 30 cm.

Canto total = 80 cm.

canto util = 75 cm.

Armadura de tensión a 12 kg. = 22,6 cm<sup>2</sup>.

Carga del hormigón = 52 kg/cm<sup>2</sup>.

El esfuerzo cortante máximo será, en el arranque:

$$T = 1,5 \times 5.275 + \frac{18.200}{10} = 9.700 \text{ kg.}$$

disponiendo dos estribos de 8 m/m a 14 cm.

La comprobación del pilar se hace mas adelante.

En la primera planta empezamos el cálculo por el forjado de piso, que calculamos para la sobrecarga de 800 kg/m<sup>2</sup> supuesto actuando para cada sección en la forma mas desfavorable.

Luz = 2,50 metros

Peso muerto = 240 kg/m<sup>2</sup>

Sobrecarga = 800 "

Momento en el centro de la 1<sup>a</sup> luz, estando sobrecargadas ésta y la 3<sup>a</sup> y descargada la 2:

$$M_c = 240 \times 2,5^2 \times 0,0714 + 800 \times 2,5^2 \times 0,0982 = 597 \text{ mkg.}$$

Momento en el arranque entre 1<sup>a</sup> y 2<sup>a</sup> luz estando sobrecargadas éstas y descargada la 3<sup>a</sup>:

$$M_a = 240 \times 2,5^2 \times 0,1072 + 800 \times 2,5^2 \times 0,1206 = 760 \text{ mkg.}$$

Momento en el centro de la 2<sup>a</sup> luz estando sobrecargada ésta y la 4<sup>a</sup> y descargadas la 1<sup>a</sup> y 3<sup>a</sup>:

$$M_c = 240 \times 2,5^2 \times 0,0357 + 800 \times 2,5^2 \times 0,804 = 456 \text{ mkg.}$$

Momento en el arranque central estando sobrecargadas la 2ª y 3ª luz y descargadas la 1ª y 4ª:

$$M_a = 240 \times 2,5^2 \times 0,0714 + 800 \times 2,5^2 \times 0,1072 = 643 \text{ mkg.}$$

Esfuerzos cortantes:

$$\text{Pesos muertos: } 240 \times 1,25 = 300 \text{ kg.}$$

$$\text{Sobrecarga: } 800 \times 1,25 = 1000 \text{ "}$$

Estos esfuerzos, se resisten bien con un canto de 10 cm. y armaduras que oscilan entre 7 y 9 cm<sup>2</sup>, sin pasar el hormigón de 50 kg/cm<sup>2</sup>.

Actuando el viento lateralmente sobre el muro con un empuje de 940 kg/m.l. y considerando el forjado como una viga de 50,00 metros de luz, tendremos un momento en el centro de:

$$M_c = 940 \times \frac{50,00^2}{8} = 295.000 \text{ mkg.}$$

que se resistirá con un canto de 10,00 metros y una armadura de 30,00 cm<sup>2</sup>. , y cuando el empuje de viento sobre la cubierta es de 340 kg/m.l., el momento es:

$$M_c = 340 \times \frac{50,00^2}{8} = 106.000 \text{ mkg.}$$

que se resistirá con un canto de 10,00 metros y una armadura de 10,7 cm<sup>2</sup>, colocada en la vigueta extrema, independientemente de la necesaria para la flexión propia de la vigueta.

VIGUETAS DE PISO.-

Las calculamos como vigas continuas con la carga transmitida por los forjados, supuestos cargados o descargados, según sea necesaria para obtener los esfuerzos máximos en cada sección.

Luz = 5,00 metros.

Peso muerto de los forjados = 600 kg/m.l.

Peso muerto de la viga = 360 "

Sobrecarga = 2000 "

$M_c = 960 \times \overline{5,00^2} \times 0,0417 = 1.000 \text{ mkg.}$

$2.000 \times \overline{5,00^2} \times 0,0833 = \underline{4.200} \text{ "}$   
5.200 mkg.

$M_a = 960 \times \overline{5,00^2} \times 0,0833 = 2.000 \text{ mkg.}$

$2.000 \times \overline{5,00^2} \times 0,1139 = \underline{5.700} \text{ "}$   
7.700 mkg.

T pesos muertos =  $960 \times 2,50 = 2.400 \text{ kg.}$

T sobrecarga =  $2.000 \times 2,50 = \underline{5.000} \text{ "}$   
7.400 kg.

que con una sección de 25 cm. de ancho y 50 cm. de canto, necesitará en el centro una armadura de 11,6 cm<sup>2</sup>, con una carga muy pequeña en el hormigón. En el arranque aumentando el canto por medio de un cartabón a 60 cm. se necesitan 17 cm<sup>2</sup>. trabajando el hormigón a 52 kg/cm<sup>2</sup>.

El esfuerzo cortante se resistirá con dos estribos de 8 m/m a 12 centímetros de separación en el arranque y doble separación en el centro.

La viga principal del piso la proyectamos libremente apoyada sobre los pilares, con unas cargas a los 1/4 de la luz, que son las máximas de las viguetas, o sea 14.800 kg cada una, mas un peso propio de 600 kg/m.l.

Así, con la luz de 10,00 metros tenemos:

Momento en el centro:

$$M_c = 14.800 \times 1,5 \times 5,0 - 14.800 \times 2,50 + 600 \times \frac{10,00^2}{8} = 81.500 \text{ mkg}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = 14.800 \times 1,5 + 600 \times 5,0 = 25.200 \text{ kg.}$$

que resistiremos con una sección de 30 cm. de ancho y 90 cm. de canto y 96,0 cm<sup>2</sup> de armadura de tensión con 55 kg/cm<sup>2</sup> de carga en el hormigón y 4 estribos de 8 m/m a 14 cm de separación constante hasta la 1ª carga concentrada y a 28 cms. de separación constante en el resto.

En la fachada, introducimos un pilar mas, al centro del vano de 10, 00 metros, mas unos arriostamientos, en la planta baja solamente, para resistir el empuje de viento transmitido por el forjado.

Las vigas se reducen por lo tanto a 5,00 metros de luz, y sus cargas son:

carga máxima al centro =	7400 kg.
carga mínima " " =	2400 "
carga uniforme =	360 kg/m.l.

y el momento y el esfuerzo cortante en el arranque:

$$M_a = 360 \times 5^2 \times 0,125 + 7.400 \times 5 \times 0,192 = 8220 \text{ mkg.}$$

$$T = 3700 + 360 \times 2,5 = 4.600 \text{ kg.}$$

que con un canto de 60 cm. y ancho de 30 cm. se resiste con 15 cm<sup>2</sup> de armadura sin pasar el hormigón de 50 kg/cm<sup>2</sup>.

En el centro, el momento flector vale:

$$M_c = 360 \times 5^2 \times 0,0625 + 7400 \times 5,00 \times 0,203 - 2400 \times 5 \times 0,048 = \\ = 7.500 \text{ mkg.}$$

que con iguales canto y ancho, no necesita mas que 13,6 cm<sup>2</sup> de armadura, trabajando el hormigón a pequeña carga.

Para resistir el esfuerzo cortante de 4,600 kg. disponemos dos estribos 2 8 m/m cada 24 cm.

#### VIGA PARA SOPORTAR EL PUENTE GRUA.-

El peso del puente grúa es de 19.300 kg. repartido en dos bogies a 2,00 metros de separación.

Peso propio de la viga es es 500 kg/m.l.

Para el momento en el centro de la luz la hipótesis mas desfavorable será cuando el puente grua esté concentrado respecto a la viga con lo que tendremos:

$$\text{Para la viga extrema, } M_c = 500 \times 5,0^2 \times 0,0721 = 900 \text{ mkg.}$$

$$19.300 \times 5,0 \times 0,152 = \underline{14.650} \text{ "}$$

$$15.550 \text{ mkg.}$$

Y para las vigas centrales,  $M_c = 500 \times 5,0^2 \times 0,0417 = 520 \text{ mkg.}$

$$19.300 \times 5,0 \times 0,1231 = \underline{11.880} \text{ "}$$

$$12.400 \text{ "}$$

Para el momento en el arranque de las vigas centrales la hipótesis mas desfavorable será cuando el puente grúa que esté centrado respecto al apoyo de las vigas con lo que tendremos;

$$\begin{aligned} M_a &= 500 \times \overline{5,0^2} \times 0,0833 = 1.040 \text{ mkg.} \\ 19.300 \times 5,0 \times 0,0687 &= \underline{6.610} \text{ "} \\ &7.650 \text{ "} \end{aligned}$$

y para el de la viga extrema será cuando esté en el centro de la viga con lo que tendremos.

$$\begin{aligned} M_a &= 500 \times \overline{5,0^2} \times 0,1057 = 1.320 \text{ mkg.} \\ 19.800 \times 5,00 \times 0,084 &= \underline{8.120} \text{ "} \\ &9.440 \text{ "} \end{aligned}$$

El esfuerzo cortante será:

$$19.300 \times \frac{4,0}{5,0} + 500 \times 2,5 = 16.700 \text{ kg.}$$

Para resistir estos momentos dispondremos una viga de 30 cms. de ancho y 50 cms. de canto, necesitando en el centro de las vigas centrales una armadura de 22,5 cm<sup>2</sup> a tensión, en el arranque de la misma 14,0 cm<sup>2</sup> a tensión, en el centro de la viga extrema 28,0 cm<sup>2</sup> a tensión y 15,0 cm<sup>2</sup> a compresión y en el arranque 17,2 cm<sup>2</sup> a tensión, sin pasar el hormigón de 55 kg/cm<sup>2</sup>.

El esfuerzo cortante se resistirá con tres estribos de 12 m/m a 22,5 cm. de separación constante.

Empezamos el cálculo de los pialres, por el interior en su tercer altura, o sea el que soporta las cerchas de la cubierta de la nave central.

La carga vertical producida por una cercha de cubierta es de unos 10.000 kg. con nieve, pero sin viento y la reacción vertical máxima por viento, de unos 600 kg, y la horizontal de 1.250 kg. ó sea, una carga axial  $N = 10.600$  kg. y un momento flector  $M = 1250 \times 2,5 = \pm 3.120$  mkg.

Con la sección de 30 cm. de ancho por 50 cm. de canto y una armadura de 2,4 cm<sup>2</sup> es suficiente, sin pasar el hormigón de 50 kg/cm<sup>2</sup>.

La armadura la ponemos por ambas caras, puesto que el signo de la flexión puede ser cualquiera.

La segunda altura de este mismo pilar interior, tiene un momento flector, según vimos al calcular las vigas, de -3.500 mkg. y la carga axial será:

2 veces el pilar de cubierta	= 21.200 kg.
Viga principal de la cubierta	= 11.000 "
Puente grúa y su viga	= 21.300 "
Viguetas de la cubierta	= <u>5.275</u> "
	58.775 kg.

La flexión es evidentemente despreciable ante el tamaño de la compresión axial, limitándonos por lo tanto a comprobar a compresión simple la sección inferior que es la mas reducida, y cuyo valor virtual es:

$$n = 50 \times 30 + 4 \varnothing 25 = 1.800 \text{ cm}^2.$$

ó sea una carga de trabajo en el hormigón de:

$$H = \frac{58.775}{1.800} = 32,5 \text{ kg/cm}^2$$

En la primera altura, en que por la articulación dis-  
puesta no hay flexión alguna, la carga axial máxima vale:

$$\begin{aligned} \text{Carga de la planta anterior} &= 58.775 \text{ kg.} \\ \text{Cargadero y viguetas de la} & \\ \text{1ª planta} &= \underline{42.000} \text{ "} \\ &100.775 \text{ kg.} \end{aligned}$$

y como la sección virtual de este pilar es:

$$n = 40 \times 50 + 4 \phi 12 = 1.570 \text{ cm}^2.$$

La carga por compresión será, en el hormigón:

$$H = \frac{100.775}{2.070} = 49,5 \text{ kg/cm}^2.$$

y su cimiento, a 5 kg/cm<sup>2</sup> de carga en el terreno, habrá  
de ser 1,40 x 1,40 m.

En el pilar exterior, tenemos en la 1ª planta, 16.275  
kg. de carga y en la baja, 34.125 kg. o sea en total  
50.400 kg. Con la sección adoptada, de 25 x 30 cm. arma-  
da con 4  $\phi$  25 y aun teniendo en cuenta el aumento de car-  
ga por pandeo, que corresponde a su esbeltez máxima, la  
carga de compresión en el hormigón, no pasa de 54 kg/cm<sup>2</sup>.

En el cimiento, además de la carga del pilar, hemos  
de contar con la del muro de fachada, que también carga  
sobre él, o sea con otros 12.400 kg., lo que exige una  
zapata de 1,15 x 1,15 metros para no pasar de los 5 kg/  
cm<sup>2</sup>. de carga sobre el terreno.

Los muros de fachada apoyan sobre unas viguetas, que  
a la vez hacen de arriostramiento entre cimientos, lige-  
ramente armados, para soportar la pequeña parte de muro  
que puede suponerse gravitando sobre ella.

## CUBIERTA DEL TALLER

La cubierta del taller consiste en unos arcos de hormigón armados, ~~atirantados~~ con elementos metálicos, con una luz de 30,00 metros y una flecha de 7,00 metros. Cada arco, está constituido por dos arcos de círculo, con su vértice en clave, dándole una forma ligeramente ojivada para mayor facilidad de desague de la cubierta.

Sobre los arcos, que van espaciados a 2,50 metros apoyan unas losetas de hormigón armado, co. struídas en taller de características análogas a las de la cubierta de las naves laterales, especialmente adaptadas para evitar toda filtración de agua. La forma y dimensiones de estas losetas, se ven mejor en los planos correspondientes.

Los forjados de estas losetas, los hemos calculado para soportar, en el vano de 70 cm. la carga de peso propio y nieve, con un espesor de 2 cm. o sea para 98 kg/m<sup>2</sup>.

El momento flector vale por consiguiente:

$$M = 98 \times \frac{0,7^2}{8} = 6 \text{ mkg.}$$

y con el canto total de 2 cm. y una armadura de 3  $\phi$  5 por m.l., la fibra neutra está a 0,4 cm. y el momento de inercia vale 8,55 cm<sup>4</sup>.

Las cargas del hormigón y el hierro, son por lo tanto:

$$H = \frac{6 \times 100 \times 0,4}{8,55} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{6 \times 100 \times 0,85 \times 15}{8,55} = 900 \text{ kg/cm}^2.$$

El nervio principal de estas losetas ha de soportar la carga correspondiente a 70 cms. mas el peso propio, con una luz de 2,50 metros, o sea que su momento flector vale:

$$M = (98 \times 0,7 + 7) \frac{2,5^2}{8} = 59 \text{ mkg.}$$

y el esfuerzo cortante:

$$T = (98 \times 0,7 + 7) \times 1,25 = 95 \text{ kg.}$$

que en la sección que figura en los planos, armada con  $\emptyset 8$  por cada cara, se resiste bien, trabajando el hormigón a 52 kg/cm<sup>2</sup> y el hierro a 1.020 kg/cm<sup>2</sup>.

El pequeño reborde de la parte anterior de la loseta, se arma también con un  $\emptyset 8$  a fin de darle la resistencia necesaria para resistir únicamente durante el montaje, ya que después apoya sobre el nervio principal.

Sobre el arco, actúa por lo tanto el peso de las losetas, que incluso nieve, hemos visto que valía 95 kg. por loseta, o sea,  $95 \times \frac{2}{0,70} = 270 \text{ kg/m.l.}$ , mas el peso propio del arco que vale 290 kg/m.l. o sea en total 560 kg/m.l. con nieve ó 435 kg/m.l. sin nieve.

Además hay un viento según las bases del concurso, de 125 kg/m<sup>2</sup> que consideramos actuando con 10° de incli-

nación y según la ley

$$v \cos^2 \varphi .$$

tomando en medio arco valores positivos y en el otro medio negativos para tener en cuenta la succión.

Las cerchas o arcos se han supuesto siempre con un extremo articulado y el otro libre, teniendo esto siempre en cuenta al calcular los esfuerzos de viento.

El cálculo de los esfuerzos se ha hecho por medio de diagramas de Cremona (Hojas nº 1, 2 y 3 del Anejo) de las cuales se deducen los siguientes esfuerzos por barra:

Cerchas de la cubierta de la nave central del taller.

Esfuerzos de las barras en toneladas.

Barras	Viento derecha		Viento izquierda		Peso propio y nieve.		Peso propio		Valores máximos	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
1-2		1,010	1,045		19,200		14,200		20,245	
2-4		1,015	1,045		17,20		12,700		18,245	
4-6	280			240	17,200		12,70		17,480	
6-8	285			240	19,200		14,200		19,485	
1-3	1,725			1.750		16,20		11,900		17,950
3-5	860			880		14,050		10,400		14,885
5-7	170			212		16,20		11,900		16,412
2-3		175	160			2,200		1,800		2,375
3-4	930			940		3,200		2,400	3,430	4,140
4-5		625	600			3,200		2,400	1,775	3,825
5-6	450			445		2,200		1,800	2,250	2,645

COMPROBACION DE SECCIONES

Cabeza superior

Barra 1-2.-

La máxima compresión, por viento, nieve y peso propio vale 20.245 kg.

y la mínima por peso propio y viento = 13.190 kg.

La excentricidad máxima con que actúan estas dos compresiones es - 0,40 m.

y las flexiones que producen en el centro de la barra, son respectivamente:

$$M = 20,245 \times 0,4 = - 8.050 \text{ mkg.}$$

$$M' = 13.190 \times 0,4 = - 5,300 \text{ mkg.}$$

A estas flexiones podemos restar la producida por la carga uniformemente repartida que actúa sobre la barra, o sea:

$$435 \times \frac{6,80^2}{18} \times \frac{1}{18} = 1120 \text{ mkg. sin nieve.}$$

$$560 \times \frac{6,80^2}{18} \times \frac{1}{18} = 1440 \text{ " con "}$$

En resumen tenemos las siguientes posibles combinaciones de esfuerzos sobre esta barra:

$$N_1 = 20.245 \text{ kg.}$$

$$M_1 = - 6.610 \text{ mkg.}$$

$$N_2 = 13.190 \text{ kg.}$$

$$M_2 = - 4.180 \text{ mkg.}$$

siendo suficiente aun en el peor de los casos con una ar

madura de 2  $\phi$  35 por la cara superior y 2  $\phi$  25 por la inferior con una escuadría de 30 x 45 cm. si bien el hormigón en este caso llega ya a 65 kg./cm<sup>2</sup> carga que admitimos por lo fuerte de la hipótesis

Barra 2-4.-

puede dejarse con igual armadura que la 1-2.

Cabeza inferior.-

Barra 1-3.-

La máxima tensión es de 17.950 kg/ o sea 2  $\phi$  32.

Barra 3-5.-

Puede dejarse igual armadura que en la 1-3.

Diagonales.-

Barra 2-3.-

La máxima tensión es de 2375 kg.

y la mínima, cuando por viento aparecen esfuerzos de compresión, no baja de 1.640 kg.

Es suficiente con 1  $\phi$  16.

Barra 3-4.-

La máxima tensión es de 4.140 kg.

y la mínima cuando aparecen compresiones por viento, 1460 kg (con un coeficiente de seguridad en relación al viento de aproximadamente 2,5)

Es suficiente con 1  $\phi$  20.

Las demás barras no necesitan comprobación.

Como ha podido observarse todas las piezas, a excepción del arco, tienen únicamente esfuerzos de tensión, y aun en aquellos casos en que el viento produce compresión nos hemos impuesto la condición de que éstas no pasen nunca de  $1/2$  de la tensión mínima, con lo cual tenemos un coeficiente de seguridad 2, que en este caso, en que ya no interviene la calidad del material, ni otras varias causas, nos ha parecido mas que suficiente.

Para conseguir estos resultados aun después de múltiples tanteos, hemos tenido que recurrir a poner unas viguetas de hormigón en los dos nudos inferiores, que con su peso muerto nos ayudan a conseguir el estado de tensiones deseado, aparte de la utilidad que como elementos de arriostamiento tienen ellas mismas.

## CUBIERTA DEL HANGAR

La estructura de la cubierta del hangar, está constituida por dos arcos principales de hormigón armado, de 50,00 metros de luz por 9,00 de flecha espaciados entre sí 18,00 metros, de los cuales cuelgan mediante dobles péndolas con tensor de corrección, unas grandes vigas de 30,00 metros de longitud, espaciadas entre sí 2,50 metros; sobre éstas apoyan ya directamente las losetas de cubierta. Estas losetas son de igual tipo que las empleadas en la cubierta del taller, y por su forma especial no hemos dudado en adoptar para ellas una pendiente mínima de 0,5%, lo cual nos permite dar a las vigas una inclinación por su cara superior de 8%, formando un vértice o cumbre en el centro. La cara inferior de estas vigas puede ser un arco de círculo de 30,00 metros de cuerda por 0,40 metros de flecha, o dos rectas levantadas 0,4 cm. del centro.

Con la disposición adoptada, podemos dar a las vigas en su parte central un canto de 1,20, sin tener mas que 0,40 en sus extremos.

Para evitar el peligro que en el arco pudiera suponer cualquier desigualdad de carga, disponemos unas vigas de rigidez, formada a espensas del tirante principal.

Las vigas entre sí, van arriostradas con viguetas transversales cada 6,00 metros para reducir la importancia del pandeo en la viga principal.

Debajo de cada arco, utilizando una parte de las vigas principales como montante y las dos viguetas de los tirantes como cabezas, mas unos ligeros arriostramientos, formamos dos vigas horizontales de rigidez, capaces de transmitir los empujes del viento sobre las puertas del hangar, a las fachadas laterales.

Los arcos principales apoyan sobre unas ligeras estructuras, en el plano de las fachadas laterales, capaces de soportar el peso de las cubiertas, el empuje de viento sobre las puertas y el de viento sobre una parte del muro lateral.

Las cargas que actúan sobre las vigas principales son las de las losetas, 70 kg/m<sup>2</sup>, mas la de nieve 50 kg/m<sup>2</sup> y el peso propio, que suponemos de unos 300 kg. ó sea contando que estas vigas van a 2,50 metros de separación un total de 625 kg/m.l. Aun cuando estas vigas cuelgan de cuatro péndolas, como cada dos, se reúnen en el arco, es en realidad una viga sobre dos apoyos, con voladizos en sus extremos, sin perjuicio de contar entre cada dos péndolas con la alteración del momento local que se produce.

Así, el momento a 4,00 metros del extremo libre (arranque de la 1ª péndola) es:

$$M_1 = 625 \times \frac{4,00^2}{2} = 5.000 \text{ mkg.}$$

y el esfuerzo cortante:

$$T_1 = 625 \times 4 = 2.500 \text{ kg.}$$

El momento y esfuerzo cortante a 7,00 metros (eje del arco) es:

$$M_2 = 625 \times \frac{7^2}{2} - 2.500 \times 7 = 7.900 \text{ mkg.}$$

$$T_2 = 625 \times 7 - 2.500 = 1.900 \text{ kg.}$$

y en el centro de la luz:

$$M_3 = 625 \times \frac{18^2}{8} - 625 \times \frac{6^2}{2} = 14.500 \text{ mkg.}$$

$$T_3 = 0$$

En todas estas secciones, con la disposición de armaduras y dimensiones adoptadas, tal como se indica en los planos, los esfuerzos en el hormigón oscilan entre 35 y 41 kg/cm<sup>2</sup> y los del hierro siempre inferiores a 1.200 kg/cm<sup>2</sup>.

El arco principal, que puede suponerse como un arco atirantado de dos articulaciones, para la carga uniformemente repartida que en nuestro caso es la única que hay que considerar (ya que las pequeñas diferencias que pudieran sobrevenir, las reparte la viga de rigidez) puesto que se ha trazado amoldándonos a su funicular, no sufre mas que esfuerzos de compresión, y de estos, el máximo, según se ve en el gráfico N° 4 es de 205 toneladas, que corresponde a una carga por viga (cada 2,50) de 9.400 kg. y un peso propio aproximado de 2.800 kg. para el trozo de 2,50 metros, o sea en total 12.200 kg. cada 2,50 m.

Esta carga con una sección de 50 x 60 centímetros armada con 6  $\phi$  35 se resiste bien, trabajando el hormigón a 54 kg/cm<sup>2</sup> y el hierro a 800 kg/cm<sup>2</sup>.

La tensión máxima es de 170 toneladas en el tirante principal, siendo necesarias para no pasar de 1.200 kg/cm<sup>2</sup> 16  $\phi$  35. en dos grupos. La seguridad contra pandeo transversal la obtenemos por la disposición en V dada a las péndolas, que reducen las longitudes libres del arco a 4,80 metros. Unicamente en el arranque del arco, hay un trozo de 6,00 metros de longitud libre, pero aun en éste, con la escuadría adoptada que nos da una esbeltez máxima de  $\frac{600}{50} = 12$  tampoco hay peligro alguno de pandeo.

Las péndolas de unión de las vigas con el arco, han de soportar los 9.400 kg. descompuestos en las dos direcciones de la V que forman, y aun en el peor caso, es decir, en la primera péndola que es la mas abierta en que el esfuerzo de cada una llega a 7.500 kg., es suficiente con 1  $\phi$  28 trabajando a 1.200 kg/cm<sup>2</sup>.

Las dos vigas que colocamos como arriostramiento horizontal para resistir el empuje del viento sobre las puertas, que vale  $4 \times 125 = 500$  kg/m.l., ha de soportar cada una 250 kg/m.l. con la luz de 50 metros, además de servir de envoltura para el tirante, que se descompone en dos.

El momento flector y esfuerzo cortante máximos serán:

$$M = 250 \times \frac{50^2}{8} = 78.000 \text{ mkg.}$$

$$T = 250 \times 25 = 6.250 \text{ kg.}$$

y como el brazo mecánico es de 6,00 metros, los esfuer-

zos máximos de tensión y compresión son:

$$\frac{78.000}{6,00} = 13000 \text{ kg.}$$

Los montantes son en realidad las mismas vigas principales, y en ellas, la compresión máxima, de 6.250 kg. no tiene importancia.

Las diagonales, que irán en cruz de San Andrés, tienen una carga máxima de  $6.250 \times 1,41 = 8.800$  kg. o sea que pueden estar constituidas por 1  $\emptyset$  30, que mantenemos por uniformidad, en las centrales aun cuando resulta algo excesivo. Tenemos pues, en una de estas dos vigas (la exterior con relación a la fachada del hangar) una tensión de 85 toneladas, y una compresión de 13 toneladas.

La compresión queda anulada por la tensión, y ésta hemos de resistirla íntegramente, para los cual son necesarios 8  $\emptyset$  35.

En la viga interior, la tensión de viento, si se suma con la del tirante, dando 98 toneladas en total, que se resisten también con 8  $\emptyset$  35.

El aumento de tensión que se origina en los extremos por la inclinación necesaria para reunir las dos ramas del tirante con el arco, no produce aumento de armadura, puesto que en esta zona el aumento de tensión por viento, tiene un valor mínimo.

La compresión que por este efecto de aproximación de las dos ramas del tirante se produce en el trozo de vigueta comprendido entre los vértices del tirante, es

de 50 toneladas, y para resistir este esfuerzo sin temor de pandeo, aumentamos el ancho de la vigueta en su parte central a 40 cm.

Los arcos principales apoyan en cada extremo sobre un doble pilar sostenido por jabalcones. La carga vertical en cada extremo es de 122 toneladas, así que cada pilar ha de soportar 61 toneladas. Adoptamos una escuadría de 40 x 40 cm. armada con 4  $\phi$  16, cuya sección virtual vale 1.720 cm<sup>2</sup> y como para la altura de 8,00 metros, la esbeltez es 20, según la Instrucción alemana, de Hormigón armado, le corresponde un coeficiente de pandeo de 1,25 con lo cual la sección estará trabajando a

$$H = \frac{61.000}{1.720} \times 1,25 = 44 \text{ kg/cm}^2.$$

El empuje de viento sobre las puertas, transmitido por el arriostamiento horizontal, nos da en la cabeza de estos pilares, un empuje de 6.250 kg, que descompuestos en la dirección de los jabalcones es de 11.300 kg.

Para resistir este esfuerzo, damos a los jabalcones, que tienen 9,50 metros de longitud, una escuadría de 30 x 30 cm., armada con 4  $\phi$  16, con lo cual, a pesar de corresponderle un coeficiente de pandeo de 2,9 por su gran esbeltez, la carga en el hormigón es de 32 kg/cm<sup>2</sup>.

APARATOS DE APOYO

Tanto los arcos de la cubierta del taller como los del hangar, los hemos proyectado con un apoyo fijo y otro móvil, para permitir siempre la libre dilatación de la estructura.

Los aparatos de apoyo fijos, consisten en una simple rótula de hormigón armado con las superficies de contacto una plana y otra cilíndrica.

Los móviles, los proyectamos formados por un rodillo de acero moldeado, que rueda entre dos planchas, de palastro unidas a las estructuras por medio de unas patillas soldadas.

En el arco de la cubierta del taller la carga máxima sobre un apoyo es de 4.780 kg.

Aplicando la fórmula de Hertz, tenemos para un cilindro de 30 cm. de largo, por 10 cms. de diámetro:

$$H = 0,418 \sqrt{\frac{4.750 \times 2.100.000}{30 \times 5}} = 3.350 \text{ kg/cm}^2$$

carga perfectamente admisible para esta clase de piezas.

En los finos, dando a la superficie curva un radio de 1,00 metro, tenemos:

$$H = 0,418 \sqrt{\frac{4.750 \times 180.000}{30 \times 100}} = 224 \text{ kg/cm}^2.$$

que también está dentro de los valores usuales para estos casos.

El arco principal de la cubierta del hangar, da en cada apoyo, una carga de 122000 kg.

Para el apoyo móvil disponemos un triple rodillo de 50 cms. de longitud por 10 cms. de diámetro, siendo la carga por consiguiente de

$$H = 0,418 \sqrt{\frac{122000 \times 2.100,000}{3 \times 50 \times 10}} = 5.480 \text{ kg/cm}^2$$

admisible, ya que sin inconveniente puede llegarse hasta 6.000 kg/cm<sup>2</sup>.

En el fijo, con un radio de curvatura de 2,00 metros, tendremos:

$$H = 0,418 \sqrt{\frac{122000 \times 180,000}{50 \times 200}} = 618 \text{ kg/cm}^2$$

#### FACHADA PRINCIPAL.--

La parte central de la fachada principal que no tiene estructura, la hacemos con doble muro de ladrillo, de medio pié, armado con unos grandes contrafuertes también de ladrillo de tres piés de grueso, capaz de resistir por gravedad la presión de viento a razón de 125 kg/cm<sup>2</sup>.

Calculamos únicamente el contrafuerte contíguo a la puerta, que es el que está en peores condiciones.

Empuje de viento sobre el contrafuerte contíguo a la puerta:

$$E = 5 \times 17 \times 125 = 10600 \text{ kg.}$$

Momento volcador respecto a la base:

$$M_v = E \times 9,5 = 100.000 \text{ mkg.}$$

Momento estabilizante respecto al eje del muro posterior:

$$M_c = 3,75 \times 0,28 \times 1,800 \times 17,00 = 32,500 \times 2,85 = 92,000 \text{ mkg}$$

$$1,25 \times 0,14 \times 1,800 \times 17,00 = 5.500 \times 2,78 = 15,400 \text{ "}$$

$$2,64 \times 0,84 \times 1,800 \times 17,00 = 67,500 \times 1,39 = \underline{93,900 \text{ "}}$$

$$201,300 \text{ "}$$

ó sea con un coeficiente de seguridad 2.

CAPITULO III

CALCULO DE LA VARIANTE DE LA CUBIERTA CON  
ESTRUCTURA METALICA.

---

## CUBIERTA DEL TALLER

La solución dada a la cubierta del taller, consiste en unas grandes cerchas trianguladas, de tipo Pratt, con 30,00 metros de luz y 5,00 m. de altura. La separación entre cerchas la proyectamos de 5,00 metros.

Adoptamos un reparto de nudos algo apretado, para evitar que las correas hayan de venir fuera de ellos.

El perfil adoptado es en todas las barras de dos I unidas con llaves, a la separación conveniente para igualar los momentos de inercia en ambos sentidos.

Hemos tendido a una gran unificación de perfiles, para reducir a un mínimo las dificultades de adquisición y facilitar en todo lo posible su ejecución.

Los ensambles se hacen a tope, mediante soldadura eléctrica, y solamente en algunos casos se utilizan pequeñas cartelas de refuerzo.

Las correas las proyectamos con una luz de 5,00 metros y a la separación de 2,30, calculadas para soportar las siguientes cargas:

Uralita y corcho	= 20 kg/m <sup>2</sup>
Nieve	= 50 "

ó sea para una carga por metro, teniendo en cuenta el pe

so propio, de:

$$70 \times 2,30 + 12 = 175 \text{ kg/m.l.}$$

para lo cual, siendo continuas (empalmadas por soldadura a tope en los puntos convenientes) es suficiente con un perfil de I. 10.

Los esfuerzos principales en las barras de las cerchas, las calculamos mediante diagramas de Cremona (Hojas nº 5 del anejo) para una carga de:

Correas, cubierta y nieve = 870 kg.

Peso aproximado de la cercha = 130 "

1.000 kg por nudo.

Además de estas cargas, contamos con un viento a razón de 125 kg/m<sup>2</sup> actuando con una inclinación de 10°, en cualquier dirección.

Los resultados obtenidos de los gráficos los resumimos en los siguientes cuadros:

ESFUERZOS EN TONELADAS - APOYO MOVIL A LA DERECHA

Barras	Pesos muertos y sobrecarga de nieve.		Viento derecha de 125 kg/m <sup>2</sup> a 10 <sup>º</sup>		Viento izquierda de 125 kg/m <sup>2</sup> a 10 <sup>º</sup>		Valores máximos	
	+	-	+	-	+	-	+	-
<u>Cabeza superior</u>								
1-3	5,97		0,420		0,400		6,39	
3-5	9,45		0,700		0,880		10,33	
5-7	11,30		0,920		1,220		12,52	
7-9	12,10		1,100		1,470		13,57	
9-11	12,20		1,230		1,640		13,24	
11-13	18,82		1,340		1,780		13,60	
13-15	11,00		1,440		1,840		12,84	
15-17	11,00		1,140		2,120		13,12	
17-19	11,82		1,120		1,970		13,79	
19-21	12,20		1,080		1,800		14,00	
27-23	12,10		1,000		1,540		13,64	
23-25	11,30		0,880		1,340		12,64	
25-27	9,45		0,700		0,980		10,43	
27-29	5,97		0,440		0,500		6,47	





ESFUERZOS EN TUNELADAS - APOYO MOVIL A LA DERECHA

Pesos muertos Viento derecha Viento izquierda  
Barras y sobrecarga de 125 kg/m<sup>2</sup> a de 125 kg/m<sup>2</sup>, a Valores máximos  
de nieve. 10<sup>a</sup> 10<sup>a</sup>

	+	-	+	-	+	-	+	-
--	---	---	---	---	---	---	---	---

		<u>Diagonales</u>			
1-2	7,55	0,54	0,140		8,09
3-4	4,80	0,41	0,160		5,21
5-6	2,80	0,34	0,400		3,14
7-8	1,35	0,29	0,480	0,480	1,64
9-10	0,175	0,25	0,780	0,780	0,425
11-12	0,850	0,22	0,940	1,790	
13-14	1,800	0,200	1,100	2,90	
14-17	1,800	1,25	0,220	3,03	
16-19	0,850	1,09	0,350	1,94	
18-21	0,175	0,95	0,400	0,775	0,575
20-23	1,350	0,80	0,460		1,810
22-25	2,800	0,64	0,550		3,35
24-27	4,800	0,46	0,680		5,48
26-29	7,550	0,20	0,750		8,30

Según hemos visto, las cargas máximas en la cabeza superior, son de 13,84 toneladas, para longitudes expuestas al pandeo de 2,30 metros.

Emplearemos una sección compuesta de 2I.10, que aun en el supuesto de extremos articulados, puede soportar sin temor de pandeo

$$P = \frac{E I}{5} = \frac{10 \times 2.100.000 \times 3,42}{5 \times 230^2} = 27.000 \text{ kg.}$$

En la cabeza inferior, en que el esfuerzo de la tensión máximo llega 15,13 toneladas, adoptando esta misma sección, tendremos una carga máxima en el material de

$$A = \frac{15.130}{21,2} = 730 \text{ kg/cm}^2.$$

En las diagonales, la que puede estar en peores condiciones es la 14-17, con una compresión de 3,03 toneladas y una longitud expuesta a pandeo de 4,9 metros. La sección de 2 I.10 en esta longitud puede soportar.

$$P = \frac{10 \times 2100.000 \times 342}{5 \times 490^2} = 6.000 \text{ kg.}$$

En cuanto a las extendidas, cuyas cargas máximas son de 8,3 toneladas, con el mismo perfil también quedan muy por encima de su resistencia límite.

Los montantes tienen una carga máxima de 5,67 toneladas a compresión y una longitud muy parecida a la de la cabeza de compresión.

La separación entre estos perfiles será la neces-

ria para que su momento de inercia sea igual en ambos sentidos, ó sea 7,7 cm. entre ejes de almas.

La unión de las dos viguetas de cada barra será mediante llaves de pletina de 50 x 7 m., separadas como máximo a un metro, para evitar el pandeo parcial de cada vigueta.

La cercha extrema del taller en su unión con el hangar, soporta una carga mitad en cuanto a la cubierta del taller, pero además ha de sostener los extremos de las cerchas del hangar, que cuelgan de ella, con un peso de 3.500 kg. por cercha, o sea cada 5,00 metros.

En el gráfico N<sup>o</sup> 6 se han trazado los diagramas de cremona y sus resultados se consignan en el adjunto cuadro:

CERCHA EXTREMA COMUN AL TABLERO Y HANGAR

Barras Pesos muertos y Viento derecha Viento izquierda Valores máximos  
sobrecarga de  
nieve

---

	+	-	+	-	+	-	+	-
--	---	---	---	---	---	---	---	---

---

Cabeza superior

1-3	11,300		0,210		0,20		11,51
3-5	18,800		0,350		0,44		19,24
5-7	21,900		0,460		0,61		22,59
7-9	24,00		0,55		0,735		24,735
9-11	23,700		0,615		0,82		24,52
11-13	23,300		0,67		0,89		24,19
13-15	21,400		0,72		0,92		22,32
15-17	21,400		0,57		1,06		22,46
17-19	23,300		0,56		0,985		24,285
19-21	23,700		0,54		0,90		24,60
21-23	24,00		0,50		0,77		24,77
23-25	21,900		0,44		0,67		22,57
25-27	18,800		0,35		0,49		19,29
27-29	11,300		0,22		0,25		11,55



Cercha extrema

Pesos muertos Viento derecha Viento izquierda Valores máximos  
Barras y sobrecarga  
de nieve.

+ - + - + - + -

Diagonales

1-2	14,300		0,27		0,070		14,570
3-4	10,500		0,205	0,080			10,705
5-6	4,800		0,17	0,200			4,970
7-8	3,500		0,145	0,240			3,645
9-10	0,400		0,125	0,390		0,790	0
11-12	0,900		0,110	0,470		1,370	
13-14	4,300		0,100	0,55		4,850	
14-17	4,300	0,615			0,110	4,915	
16-19	0,900	0,545			0,175	1,445	
18-21	0,400	0,475			0,200	0,875	
20-23	3,500	0,400			0,230	3,730	
22-25	4,800	0,320			0,275	5,075	
24-27	10,500	0,230			0,340	10,840	
26-29	14,300	0,100			0,375	14,675	



## CALEFACCION Y VENTILACION

---

Como decíamos en la primera parte de esta Memoria, suponemos como superficie a calentar la décima parte de la destinada a talleres en las naves laterales, ó sea aproximadamente unos 200 m<sup>2</sup> en dos plantas contiguas, también para ponernos en las peores condiciones posibles, supondremos que esta zona forme esquina con lo cual las pérdidas por radiación, son aun mayores, pero en cambio supondremos que esta zona lleve interiormente un revestimiento de tabique de rasilla enlucido de yeso.

De acuerdo con las bases, contaremos una temperatura exterior mínima de -10° y calculamos para conseguir en el interior + 16°, contando una renovación por hora.

Los demás datos que empleamos, usuales en esta clase de estudios, son:

Temperatura en el suelo	= +	5°
" en la parte no calentada	=	0°
Coefficiente de transmisión de muro exterior	=	1,4
Coefficiente de transmisión de tabique	=	3,0
Coefficiente de transmisión de piso	=	1,7
Coefficiente de transmisión de terraza	=	2,8
Coefficiente de transmisión de ventanas	=	5,3

Cerchas del hangar

Carga en todos los nudos = 1.000 kgs.

Barras Esfuerzos en toneladas

                  +                  -

1-2	5,750	
2-4	6,650	
4-6	5,500	
6-8	1,750	
8-10	4,000	
10-12	3,100	
12-14		
1-3		4,950
3-5		6,50
5-7		3,80
7-9	0,560	
9-11	1,35	
11-13	3,100	
2-3		1,85
3-4		0,10
4-5	1,400	
5-6		2,525
6-7	3,150	
7-8		4.060
8-9	0,20	
9-10		1,35
10-11	0,700	

eduardo torroja  
oficina tecnica

11-12 2,150

12-13 1,85

13-14 1,90

Conductor de 4 mm<sup>2</sup> " (naves laterales)

13,50 m. con 3 conductores                      91,5 m.

17,00 m. con 3 conductores

30,50

Conductor de m/2. (naves laterales)

63,5 m. con 3 conductores                      400,5 m.

67,0 m.

130,5 m.

Madrid, Julio de 1940.

EL INGENIERO:

Este proyecto es utilizable exclusivamente para la construcción de un hangar-taller de la Dirección General de Infraestructuras en Albacete, cumpliendo lo que en el Pliego de Condiciones del mismo se establece.

EL INGENIERO.

De los resultados obtenidos, se deduce que, para de  
jar esta cercha con igual amplitud de seguridad, necesi-  
tamos pasar del perfil 10 al 12, en todas su barras.

### CUBIERTA DEL HANGAR

Consiste fundamentalmente en una serie de cerchas de 30,00 metros de luz, espaciadas a 5,00 metros, de tipo Warren, con canto variable, suspendidas por un extremo de la última cercha del taller y por el otro, suspendidas mediante dobles péndolas de un arco principal que salva los 50,00 metros de luz. Después de esta suspensión aun queda una parte de las cerchas en voladizo, hasta llegar a los carriles de las puertas del hangar.

La carga de las correas tiene aquí el mismo valor que en la cubierta del taller.

El cálculo a los efectos de pesos muertos y sobrecarga de nieve se ha hecho en el gráfico N<sup>o</sup> 7 y sus resultados se consignan en el siguiente cuadro.

## COMPROBACIÓN DE SECCIONES

### Cabeza superior.-

La máxima compresión en la cabeza superior es de 6.650 kilogramos ó sea si la armamos con dos barras, 3.325 kg. en cada una.

La longitud que hay que considerar a los efectos de pandeo, es de 2,30 metros, siendo así muy suficiente con 1 . 8 que soporta también con gran exceso los esfuerzos de tensión que en algunas barras aparecen.

### Cabeza inferior.-

El esfuerzo máximo en en tensión 6.500 kilogramos y en compresión 5.700 kilogramos, pero además hay que contar con el empuje de viento sobre las puertas del hangar, que nos da otros 2.500 kilogramos de compresión por cercha. Claro es, que este esfuerzo no se transmite mas que desde el extremo libre hasta la barra 9-11 puesto que en tre los nudos 9 y 11, formamos otra viga de rigidez horizontal, para transmitir este empuje de las puertas a las fachadas laterales.

Así las barras que van de los nudos 1 al 7 no tienen mas que tensión, cuyo máximo como dijimos es de 6.500 kilogramos empleando para resistirlo 2[ . 10.

La barra 9-11 tiene la máxima compresión precisamente en las cerchas extremas, donde el esfuerzo producido por el empuje de las puertas llega a valer

$$P = 500 \times 25 = 12.500 \text{ kg.}$$

a los cuales hay que sumar los 5.700 kilogramos que la barra 9-11 tiene como cabeza inferior de la cercha, ó sea que en total son 18.200 kilogramos, y como la longitud libre en que puede producirse el pandeo es aquí de 4,60 metros hemos de emplear 2C .16 manteniendo otra vez el perfil 40, hasta el extremo libre.

#### Diagonales.-

La que está en peores condiciones es la 8-9, con 4.425 kilogramos de compresión, con una longitud de 4,10 metros. Pero aún en ésta y contando los extremos como totalmente articulados, podemos poner 2C .10, que resisten a pandeo hasta 8.500 kilogramos con coeficiente de seguridad 5.

#### Montantes.-

Los montantes, que solo van en los nudos inferiores, no tienen mas misión que transmitir la carga vertical al nudo y además reducir la longitud libre de las barras de la cabeza superior. La carga máxima de compresión que han de soportar es de 1.000 kilogramos y aún el mas largo, que tiene 3,70 metros, contándole con un extremo empotrado y otro libre, resiste con 2C .40 hasta 2.000 kilogramos.

#### Viga horizontal para resistir el empuje de las puertas.-

La viga que formamos entre los nudos 9 y 11 es de

50,00 metros de luz y 4,60 de canto, con un empuje de 500 kg/m.l.

La tensión o compresión en los cordones de cabeza será:

$$\frac{500 \times \frac{50^2}{8}}{4,6} = 34.000 \text{ kg.}$$

y como los vanos son de 5,00 metros, hemos de disponer en el cordón comprimido una sección capaz de soportar el pandeo, con sus extremos empotrados para lo cual es suficiente con 2C . 12 capaces de soportar hasta 44.000 kilogramos y en el cordón extendido tenemos suficiente con 2 . 10.

Los montantes ya se han calculado por formar parte de las cerchas, y las diagonales que son todas extendidas las calculamos para la carga máxima de 17.000 kilogramos siendo suficiente con dos pletinas de 60 x 12.

## ARCO PRINCIPAL

Todas las cerchas de 30,00 metros de luz, que forman la cubierta del hangar, apoyan a 9, 30 metros de sus extremos libres, sobre su arco principal de 50,00 metros de luz, paralelo a la fachada de puertas.

Damos a este arco una flecha de 11,90 metros y le hacemos de forma parabólica, adaptado exactamente a su funicular de pesos propios (hoja nº 8 del anejo).

Las cerchas cuelgan de este arco, por intermedio de unas dobles péndolas oblicuas, que arrancan de los nudos 8 y 12 de las cerchas, con el fin de dar estabilidad transversal al arco.

La carga que da una de estas cerchas es de 10.110 kg. y suponemos un peso aproximado al arco de 500 kg/m.l. o sea, en total, una carga de 12.610 kilogramos por nudo, estando los nudos separados 5,00 metros.

La carga máxima de compresión en la cabeza superior o arco propiamente dicho, es, según se ve en el citado gráfico de 91.000 kilogramos y como estas piezas tienen una longitud de 6,40 metros, para resistir esta carga sin peligro de pandeo, hace falta una sección compuesta por 2 I. 28, y como esta sección, soporta bien la carga máxima, podemos admitirla para toda la cabeza superior.

La cabeza inferior o tirante, ha de soportar una tensión de 72.000 kilogramos, siendo por consiguiente suficien

te con 2 I. 20.

Las dobles péndolas de que cuelga cada cercha , para soportar los 10.110 kilogramos, con la inclinación que les corresponde, llegan a una carga máxima de 7,7 toneladas en una barra, que se resiste bien con  $\varnothing$  30.

Para asegurar la estabilidad del conjunto, formamos con el mismo tirante del arco y los montantes de las cerchas, mas unos arriostramientos de I. 10, una viga de rigidez, que puede resistir las pequeñas desigualdades de carga que pudieran presentarse.

eduardo torroja  
oficina tecnica

CAPITULO IV

CALEFACCION Y VENTILACION

En estas condiciones, la cantidad de calor, necesaria para calentar el volumen de aire, será:

$$200 \times 3,5 \times 0,31 \times 26 = 5.650 \text{ cal.}$$

y para compensar las pérdidas por radiación necesitaremos:

$$\text{Fachada} = 126 \times 1,4 \times 26 = 4.600 \text{ cal.}$$

$$\text{Tabique} = 150 \times 3,0 \times 16 = 7.200 \text{ "}$$

$$\text{Suelo} = 100 \times 1,7 \times 11 = 1.800 \text{ "}$$

$$\text{Techo} = 100 \times 2,8 \times 26 = 7.300 \text{ "}$$

$$\text{Ventanas} = 24 \times 5,3 \times 26 = \underline{3.300} \text{ "}$$

$$24.200 \text{ cal.}$$

que sumadas al volumen de aire, nos da 29.850 cal. A esto añadiremos los siguientes coeficientes prácticos.

Por orientación ..... 5%

Por pérdidas en las tuberías 10%

15%

ó sea, que el total de calorías necesaria por hora, será de 34.000.

Esta será pues la cifra para la cual habrá de disponerse la instalación, no entrando ahora en el detalle de tuberías ni radiadores, puesto que desconocemos los emplazamientos de estos, y no podemos hacer nada en firme.

En cuanto a la ventilación para conseguir la cifra de una renovación por hora, que imponen las bases, con

los ventanales que por necesidades de iluminación hemos necesitado disponer, estimamos que no es necesario tomar ninguna otra medida, mas que imponer la condición de que, por lo menos, una quinta parte de su superficie, sea practicable.

### ILUMINACION NATURAL

#### TALLER.-

El ángulo sólido bajo el cual un elemento de superficie  $d\mathcal{V}$  es visto desde un punto del elemento  $d\mathcal{V}'$ , tiene por expresión

$$d\omega = \frac{d\mathcal{V} \cos \theta}{r^2}$$

siendo  $\theta$  el ángulo que la normal al elemento  $d\mathcal{V}$  forma con el eje del cono que determina el ángulo sólido  $d\omega$ , y  $r$  la longitud de este eje. Análogamente se tendrá la expresión del ángulo sólido correspondiente a la superficie  $d\mathcal{V}'$  vista desde un punto de  $d\mathcal{V}$ , en la forma:

$$d\omega' = \frac{d\mathcal{V}' \cos \theta'}{r^2}$$

El flujo  $d\phi$  enviado por  $d\mathcal{V}$  a  $d\mathcal{V}'$  es:

$$\begin{aligned} d\phi &= \sum_0 d\mathcal{V} \cos \theta d\omega' = \sum_0 \frac{d\mathcal{V} d\mathcal{V}'}{r^2} \cos \theta \cos \theta' = \\ &= \sum_0 r^2 d\omega d\omega' . \end{aligned}$$

La simetría de esta expresión indica que es indiferente calcular el flujo que  $d\mathcal{V}$  envía a  $d\mathcal{V}'$ , o el que  $d\mathcal{V}'$  envíe a  $d\mathcal{V}$ . Ambos resultan con el mismo valor mientras de mantenga constante el coeficiente  $\sum_0$  que representa

el brillo de una de ellas.

Para calcular la iluminación natural de un elemento  $d\sigma'$ , se supone la luz distribuida uniformemente con un brillo  $\Sigma_0$  sobre la superficie de una esfera de radio unidad en cuyo centro se halla  $d\sigma'$ , siendo  $d\sigma$  un elemento de la esfera.

Cuando no existe obstáculo que impide la iluminación del elemento  $d\sigma' = 1$  por todos los elementos de la semiesfera correspondiente a la cara iluminada del mismo, el flujo que recibe vale  $2\pi\Sigma_0$ , es decir, el mismo que producirá en la esfera el brillo  $\Sigma_0$  que en ella se supone. Por consiguiente, el brillo de  $d\sigma'$  es el mismo que el de la esfera.

Cuando exista algún obstáculo que detenga el flujo emitido por la semiesfera sobre el elemento  $d\sigma' = 1$ , el recibido por éste valdrá, por ser  $\cos \theta = 1$ .

$$\phi = \Sigma_0 \int_D d\sigma \cos \theta'$$

La integral definida anteriormente, representa la proyección sobre el plano del elemento, de la superficie de esfera vista desde el centro contorneando los obstáculos.

El coeficiente K de iluminación natural se define por la relación entre el flujo realmente recibido por el elemento  $d\sigma' = 1$ , y el que recibirá cuando no existiera ningún obstáculo, Por consiguiente será:

$$K = \frac{1}{2\pi} \int d\sigma \cos \theta'$$

es decir, la relación entre la superficie de la proyección de la parte de esfera vista, sobre el plano del elemento  $d\sigma' = 1$  y la superficie de la semiesfera.

El coeficiente  $K$ , indicando la relación entre dos flujos, es también la relación entre los brillos en la superficie  $d\sigma' = 1$  y en la esfera unidad. Basterá en cada caso multiplicar el coeficiente  $K$  por el brillo en lux atribuido a la esfera, para obtener la iluminación existente en la superficie  $d\sigma'$ .

Para simplificar las operaciones de cálculo de las líneas de igual iluminación o isólux, se admiten independientes las naves de taller y las naves laterales. Estas circunstancias hacen que los valores mínimos obtenidos en cada caso, sean inferiores a los verdaderos, resultando que en la realidad existe una mejor iluminación que la que establecen las curvas para pequeñas zonas menos iluminadas. A pesar de ello, las cotas son notablemente superiores en valor absoluto a las mínimas que establece el standard legal británico, que es de 0,002.

#### Nave de taller.-

En la figura 1ª se representa a escala arbitraria la proyección horizontal de la proyección cónica sobre la esfera unidad de las ventanas de la nave de taller desde 16 puntos uniformemente distribuidos en la cuarta parte de la superficie de esta nave. Estos resultados han sido obtenidos mediante sencillas operaciones gráficas.

Esta figura ha permitido calcular los coeficientes de iluminación en cada uno de los 16 puntos citados.

Han sido trazadas en la figura 2ª las isolux correspondientes a los coeficientes hallados. En estos cálculos se ha atribuido a las ventanas la altura constante de 2,5 metros valor que corresponde a la realidad y han sido supuestas extendidas en toda la longitud de la nave. La existencia de cristales y pequeños obstáculos que reducen la superficie de la ventana, obliga a emplear un coeficiente de reducción que debemos fijar. Las pérdidas de luz a través de cristales limpios puede tomarse 0,10 de la luz total. La reducción de superficie de la ventana por obstáculos de la construcción puede evaluarse en 0,24. El coeficiente de reducción será por consiguiente de  $0,90 \times 0,76 = 0,684$ .

#### Naves laterales.-

Análogamente se han obtenido en la figura 3 las proyecciones horizontales de la superficie de la esfera unidad vista desde cada uno de los 24 puntos uniformemente distribuidos en la mitad de una nave lateral, y en la figura 4 las líneas isolux que de las operaciones hechas se han deducido. La altura de la ventana, supuesta en el cálculo de 2,00 metros, se ha reducido a 1,50". Debemos por consiguiente tener un coeficiente de reducción de 0,75 por este concepto. Las ventanas son en número de 40 en los 50 metros de longitud de la sala. El cálculo se ha realizado como si fuese una ventana única de 50 me-

tros de longitud. Será necesario otro factor de reducción de 0,80 y el debido a la opacidad del cristal que se evaluó en 0,80. El factor de reducción total es:

$$0,75 \times 0,80 \times 0,90 = 0,54$$

#### Cálculo del coeficiente medio en la nave de taller.-

La ordenada media de la superficie que determinan las líneas de igual iluminación, corresponde a un coeficiente de 0,0895.

Para obtener la intensidad de iluminación que a este coeficiente utilizaremos la esfera de Waldram, que corresponde al caso de un cielo cubierto de nimbus, es decir a un día obscuro y moderadamente lluvioso. La esfera de Waldram se supone de intensidad 5000 lux, valor que fué comprobado constante para ese cielo en cualquier latitud. Con esta esfera, que corresponde a un cielo excepcional en España, la nave de taller tiene una iluminación media de:

$$0,0895 \times 5000 \times 0,684 = 306 \text{ lux.}$$

La parte de superficie de la nave de taller en la que existe una iluminación superior a 306 lux en todos sus puntos, es próxima a 0,7 de la superficie total de la nave.

#### Coeficiente medio de iluminación de las naves laterales.-

La ordenada media de la superficie de las "isolux" corresponde a un coeficiente de 0,132.

La iluminación media de estas naves empleando como anteriormente la esfera tipo Waldram, es:

$$0,132 \times 5000 \times 0,54 = 355 \text{ lux.}$$

valor algo superior a los 300 lux necesarios. La figura 4ª indica inmediatamente, que la parte de superficie de la nave en que existe una iluminación superior a 355 lux es próxima a 0,5 de la superficie total.

La pequeña importancia de las superficies reflejantes en la nave de taller, ha obligado a prescindir de su influencia, la cual tampoco es sensible en la zona correspondiente a las naves laterales por ser muy altas las ventanas. No obstante es de esperar, debido a su efecto un aumento en la iluminación de las zonas de mas bajos coeficientes.

#### Hangar.-

En las figuras 5 y 6, se representan las proyecciones de las ventanas y los resultados del cálculo trazando, con las curvas que los representan las líneas isolux. La ordenada media de la superficie definida por estas últimas líneas ha resultado ser 0,11 y es el valor del coeficiente de iluminación medio.

Se han evaluado en 0,10 las pérdidas de luz total, a través de los cristales. El cálculo se ha efectuado con una altura de ventanas constante de 3 metros prescindiendo de los obstáculos.

Siendo admisible la proporcionalidad para pequeñas modificaciones de los valores obtenidos, se tendrá, significando K el coeficiente de reducción que los obstáculos pueden representar para que la iluminación media sea

igual o superior a 300 lux, y tomando la esfera tipo de Waldram,

$$K = \frac{300}{0,11 \times 0,9 \times 5000}$$

Por esta razón, se ha fijado la altura de ventana

en:

$$2,60 \text{ m} = 3 \times \frac{0,606}{0,7}$$

## ILUMINACION ARTIFICIAL

En la iluminación artificial de los locales se prescinde del efecto debido a paredes y techos por juzgarlo despreciable en este caso, y se aceptan los tipos de lámparas que a continuación se indican:

### 1º) Lámpara con reflector opaco extensivo.-

De las curvas de intensidades correspondientes a este tipo, se deduce que es posible considerar una iluminación prácticamente constante en la base de un cono de eje vertical cuyo radio  $R = 1,174$ , siendo  $H$  la altura. El rendimiento luminoso de la lámpara dentro de este cono se admite es 0,70.

### 2º) Lámpara con reflector opaco intensivo.-

Análogas consideraciones permite fijar  $R = 0,464$  con un rendimiento de 0,6.

### 3º) Lámpara con reflector de ángulo.-

$R = 0,434$ , rendimiento = 0,6.

### 4º) Lámpara con reflector hiperextensivo.-

$R = 2,184$  rendimiento = 0,7.

La iluminación debiendo ser de 80 lux en la base de los conos, de superficie  $2\pi R$ , exige que las lámparas contengan un manantial luminoso cuyo flujo total sea de  $\frac{2\pi \times 80 \times R}{r}$  lumen, siendone  $r$  el rendimiento de la lámpara.

Las lámparas en que  $r = 0,7$  exigirán un flujo en el ma  
 $r = 0,6$

natial luminos de (701 R.  
(835 R.

Alturas de colocación de las lámparas.-

En las naves laterales existe una altura disponible de 3,4 metros. Suponemos el plano horizontal mejor iluminado, a 0,75 metros del suelo y fijamos las alturas en 2,45 metros en estas naves.

En la nave de taller, la altura  $H$  se fija en 8,5 m. para que queden situadas las lámparas a la altura del borde superior de las ventanas, permitiendo el paso del puente grua.

En el hangar, se fija la altura en 6,75 metros, por ser de 8,00 metros al altura disponible.

Valor de los radios de los conos.-

Lámpara 1ª  $R = 1,17 \times$  (2,45 = 2,86 m.  
(8,50 = 9,90 m.  
(6,75 = 7,90 m.

Lámpara 2ª  $R = 0,46 \times$  (2,45 = 1,12.  
(8,50 = 3,90.  
(6,75 = 3,10.

Lámpara 3ª  $R = 0,434 \times$  (2,45 = 1,05.  
(8,50 = 3,66.  
(6,75 = 2,90.

Lámpara 4ª  $R = 2,184 \times$  (2,45 = 5,35.  
(8,50 = 18,50.  
(6,75 = 14,70.

Con estos datos se han tanteado las mas convenientes distribuciones de lámparas aceptando las siguientes:

En las naves laterales, y entre cada dos vigas, se

colocan las lámparas que indica la figura 1.

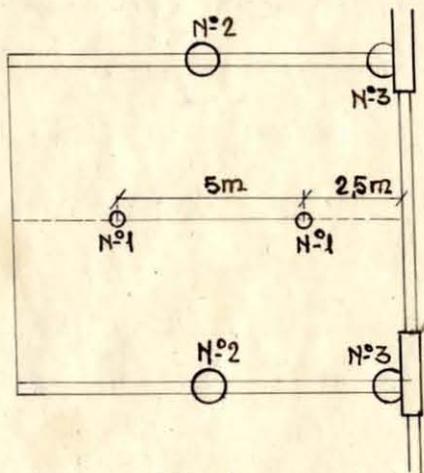


FIG. 1

En la nave de taller, las que se indican en la figura 2.

En el hangar, las indicadas en la figura 3.

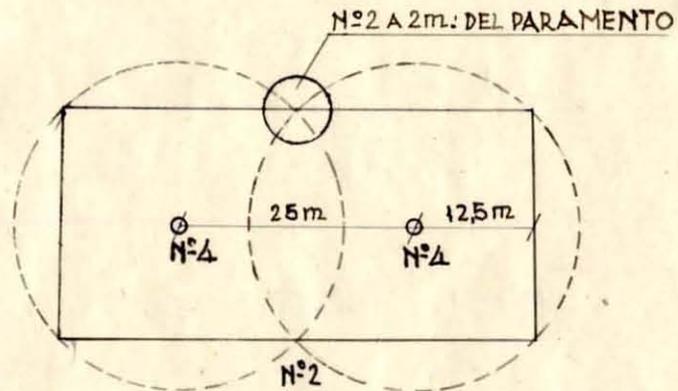


FIG. 2

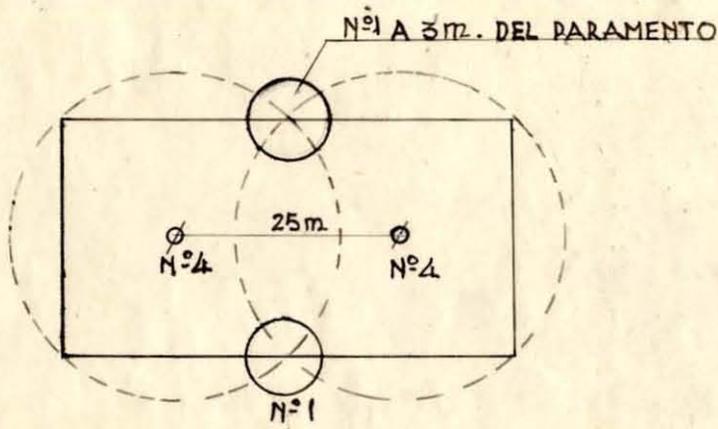


FIG. 3

En el siguiente cuadro se indican los flujos en lumen que deben proporcionar las bombillas y los wattios que consumirán.

	Lámparas	Flujos en lumen	Wattios
Naves laterales	{ nº 1	701x2,86 = 2.000	200
	{ 2	835x1,12 = 935	100
	{ 3	835x1,05 = 875	100
Nave de taller.	{ nº 2	835x3,9 = 3.260	400
	{ 4	701x18,5 = 13.000	1.000
Hangar	{ nº 1	701x7,9 = 5.550	500
	{ 3	835x2,9 = 2.420	300
	{ 4	701x14,7 = 10.300	1.000

Cada una de las naves laterales necesitará

20 lámparas de 200 W = 4.000 w.	}	6.200 W.
11 " " 100 = 1.100		
11 " " 100 = 1.100		

La nave de taller. 1400 W x 2 = 2.800 W.

El hangar 1800 W x 2 = 3.600 W.

Se supone que la corriente disponible es trifásica y que el extremo de las líneas se encuentra en el muro que separa el edificio taller del hangar.

La red de distribución se hace con tres hilos y las lámparas se conectan de modo que exista la mejor compensación posible de las cargas sobre las fases.

A partir del cuadro de distribución se establecen 6 líneas diferentes. 4 de ellas correspondientes a cada una de las naves laterales, y las otras dos respectivamente a la nave taller y al Hangar. El cuadro tendrá los dispositivos de seguridad de estas líneas y en los puntos mas apropiados de la distribución los interruptores y fusibles correspondientes a los diferentes grupos de lámparas. A continuación se indican las secciones necesarias para cada uno de los tres hilos que forman las seis líneas.

#### NAVES LATERALES

Para obtener economía de conductor, se distribuyen las longitudes en tres trozos. Naves laterales: 1º trozo, de 20 metros, a contar desde el extremo de la línea. 2º trozo de 20 metros intermedio. 3º trozo de x metros hasta el cuadro.

En ellos se distribuyen las pérdidas de modo que la caída de potencial sea la misma en los tres trozos. Se admite en los dos primeros una caída de 1,5%. El voltaje será en el primer trozo  $E = (1 - 0,035) 220 = 212$ .

$$2^\circ \text{ trozo } E = (1 - 0,02) 220 = 212.$$

La intensidad de corriente en cada trozo será:

$$1^\circ) I = \frac{N}{1,73 E} = \frac{5.200}{1,73 \cdot E} = \frac{2 \times 1240}{1,73 \times 212} = \frac{2.480}{367} = 6,75. \text{ A}''$$

$$2^\circ) I = \frac{4}{1,73 E} 6200 = \frac{4960}{374} = 13'3 \text{ A.}$$

Secciones de cada conductor:

$$1^{\text{a}}) \quad S_1 = \frac{2480 \times 20 \times 100}{216^2 \times 1,5 \times 56} = \frac{4960}{3780} = 1,31) \quad " \quad S = 1,5 \text{ mm}^2 \quad "$$

45.000 x 84

$$2^{\text{a}}) \quad S_2 = \frac{4960 \times 20 \times 100}{216^2 \times 84} = \frac{992}{393} = 2,53) \quad " \quad S = 2,5 \text{ mm}^2 \quad "$$

46.700

Estas secciones se mantienen las mismas en las cuatro naves laterales.

Bastará calcular el tercer trozo para cada una de ellas.

	$\frac{l}{h}$
Nave con $l = 3,5 + 10 = 13,50$ " $W = 6200$ " $p = 2\%$ " $E = 220$ "	6,75
$l = 7 + 10 = 17$ " $W = 6200$ " $p = 2\%$ " $E = 220$ "	8,50
$l = 53,5 + 10 = 63,5$ $W = 6200$ " $p = 3\%$	21,20
$l = 57,0 + 10 = 67,0$ $p = 3\%$	22,35

$$I = \frac{6.200}{1,73 \times 220} = 16,2$$

382

$$S = \frac{6.200 \times l \cdot 100}{220^2 \times p \times 56} = \frac{620000}{48400 \times 56} \cdot \frac{l}{p} = 0,229 \quad "$$

(S = 1,55	4 mm <sup>2</sup>
(S = 1,95	4 mm <sup>2</sup>
(S = 4,85	6 mm <sup>2</sup>
(S = 5,12	6 mm <sup>2</sup>

2710000

Los conductores de la línea a las lámparas, pueden fijarse con  $S = 1 \text{ mm}^2$  ".

NAVE DE TALLER

Trozo de 25 m. entre las dos lámparas de 1000 W.

Potencia = 1400 W. pérdida de carga = 2,5%

$$I = \frac{1.400 \text{ W}}{1,73 \times 220} = 382 \quad = 2,76 \text{ "}$$

$$S = \frac{1400 \times 100}{271000} \cdot \frac{l}{P} = 0,0515 \frac{25}{2,5} = 0,5 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} S = 1,5 \text{ "}$$

$$I = \frac{2400 \text{ W}}{382} = 6,3$$

$$S = \frac{2400 \times 100}{2710000} \cdot \frac{l}{P} = 0,0886 \frac{39,5}{2,5} = 1,4 \quad S = 2,5 \text{ mm}^2$$

HANGAR

Trozo entre las dos lámparas de 1000 W.

Potencia = 2000 W. Pérdida de carga 2,5%

$$I = \frac{2000}{382} = 5,16$$

$$S = \frac{2000 \times 100}{2710000} \times \frac{25}{2,5} = 0,0738 \times 10 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} S = 1,5 \text{ mm}^2 \text{ "}$$

Trozo desde el cuadro a la 1ª lámpara = 8+15+12,5 = 33,5 m "

Potencia = 3600 W.

$$I = \frac{3600}{382} = 9,4$$

$$S = 0,130 \times 13,8 = 1,84 \text{ "}$$

$$S = 2,5 \text{ mm}^2$$

RESUMEN DE LONGITUDES DE CONDUCTOR DE LOS DI-  
FERENTES DIAMETROS

Conductor de 1 m/m.

En las naves laterales, las lámparas de 200 W requieren 7,5 m. de línea de tres hilos de 1 m/m<sup>2</sup>. =

Longitudes de cable de 1 mm<sup>2</sup>

22,5 m.

y 2,4 m. de línea con 4 hilos, para interruptores =

9,6 m.

32,10 m.

Las lámparas de 100 W requieren 5 m. de línea x 3 =

5,00 m.

Para interruptores =

9,6 m.

24,60 m.

La longitud total de hilo por estos conceptos en las naves laterales, es:

$$10 \times 32,10 = 321 \text{ m. "}$$

$$11 \times 24,6 = \underline{270,6 \text{ m.}}$$

59,6

En las 4 naves

4 x 59,6

2366,4 m. "

Conductor de 1,5 mm<sup>2</sup>.

En el hangar: 16+16+30+15 = 75 m. para  
dos lámparas de 300 .....

2 lámparas de 300 .....	150 m.
25 m. de línea de 3 hilos ....	75 m.
2 lámparas de 500 " 30 metros	
línea de dos hilos .....	60 m.

En las naves laterales: 20 m.

de línea de 3 hilos .....

	240 m.
--	--------

Nave taller: 25 m. de línea

de tres hilos " = .....

	75 m.
30 m. de línea de 2 hilos ....	60 m.

Conductor de 2,5:

39,5 m. de línea de 3 conductores  
en la nave de taller .....

	118,5 m.
4x20 m. de línea de 3 conducto <u>res</u> en las naves laterales ...	240,0 m.
33,5 m. de línea de 3 conducto <u>res</u> en el hangar .....	100,5 m.