

# EL TALLER DE MONTAJE DEL I. N. T. A., EN TORREJON DE ARDOZ

Por ILDEFONSO SÁNCHEZ DEL RÍO  
y CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, Ingenieros de Caminos

*En el presente artículo, y en otros próximos, presentan los autores una descripción completa de la estructura del gran taller de montaje del I. N. T. A., que fué en su día objeto de un concurso de proyecto-construcción, que se adjudicó a la solución presentada por Huarte y Compañía, S. L. con el proyecto que se va a describir.*

## Antecedentes.

Este taller de montaje forma parte del plan de edificaciones que construye el Instituto Nacional de Técnica Aeronáutica en Torrejón de Ardoz. Constituye un hangar-taller, siendo su destino albergar aviones para realizar en sus diferentes partes las reparaciones o modificaciones que sean necesarias.

Para la ejecución de las obras, convocó el citado

Instituto un concurso de proyecto-construcción, en el que se imponían normas acabadas de distribución arquitectónica, siendo únicamente objeto de proyecto libre la estructura resistente en su totalidad. A este concurso acudieron las Empresas constructoras españolas de mayor categoría con soluciones metálicas y de hormigón armado, adjudicándose a la presentada por Huarte y Compañía, S. L., con nuestro proyecto.

Las obras se iniciaron en agosto de 1944, terminándose por la Empresa adjudicataria en diciembre de 1946, la estructura completa, albañilería, cubierta y lucernarios de las naves de diente de sierra, con un presupuesto total de 6 500 000 pesetas.

El proyecto general del edificio y las condiciones

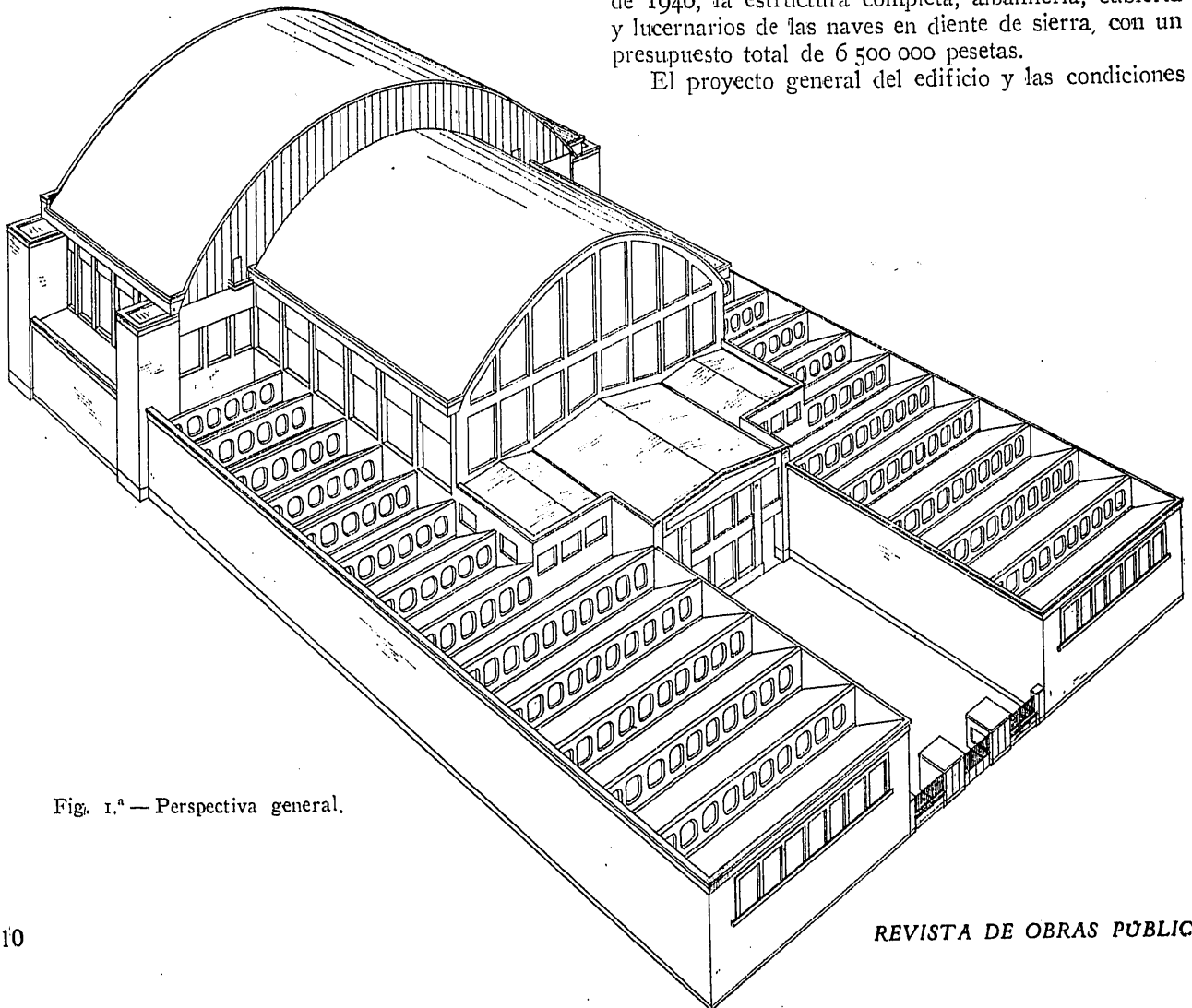


Fig. 1.ª — Perspectiva general.



del concurso se redactaron por el Ingeniero Director de las obras de I.N.T.A., D. Francisco López Pedraza y por el Arquitecto D. Luis Cabrera, el cual, además, proyectó y dirigió la parte propiamente arquitectónica de las obras.

En el cálculo de estructura tuvimos la colaboración de los Ingenieros de Caminos D. Ignacio Vivanco y D. José Manuel Fernández Oliva.

### Organización general.

El edificio está organizado en tres zonas, respondiendo a las diferentes funciones que debe cumplir: el hangar para guardar aviones, el taller de reparación propiamente dicho y el cuerpo de oficinas.

La mayor importancia corresponde a las naves del hangar, con luces de 40 y 60 metros. Ocupan la parte central, definiendo el eje del edificio, en el que se alinea también el cuerpo de oficinas. Las naves del taller, en diente de sierra, se adosan a los costados de este conjunto, prolongándose para limitar en sus extremidades un patio abierto de movimiento de camiones. Del lado opuesto queda la puerta de entrada al hangar, con vano de 60 m. y altura libre de 12 metros.

Las tres zonas consideradas han recibido un tratamiento arquitectónico muy diferente, quizá en modo excesivo, resultando de ello conjuntos estructurales completamente independientes, que vamos a describir sucesivamente, empezando por el hangar.

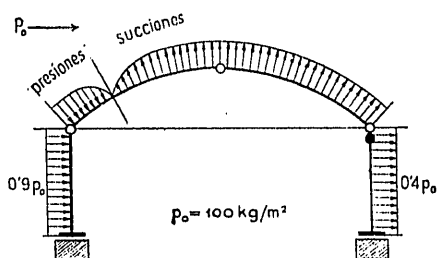


Fig. 3.<sup>a</sup> — Acción del viento.

### Condiciones del concurso. Hangar.

Las condiciones que imponía el pliego del concurso eran: En planta, disposición de dos naves en prolongación, con 60 y 40 metros de luces teóricas y 35 y 42 metros de longitud, ampliándose la primera en dos crujeas laterales de 5 metros, para obtener una anchura total de 70 m., que se conserva a todo lo largo del edificio. En alzado, 13,50 m. de altura libre en todo el interior, salvo en las crujeas laterales de la nave de 60 m. En la puerta de entrada la altura se reduce a 12 m. La cubierta había de ser de uralita sobre tableros de madera. A todo lo largo de ambas

naves han de desplazarse dos puentes-grúas de 10 toneladas de carga útil, con 20 m. de luz desde el eje longitudinal hasta cada uno de los bordes de la nave de 40 m. También se indicaba en las bases del concurso que para los efectos del viento se tendrían en cuenta las fórmulas del reglamento holandés (1). El terreno de cimentación no presentaba problemas, pues se trata de acarreo gruesos en arcilla compacta.

### Solución adoptada.

Teniendo en cuenta estas condiciones, hemos adoptado para nuestras estructuras de hormigón armado: Arcadas formadas por arcos atirantados de tres articulaciones sobre pilares verticales cimentados en macizos paralelepípedicos de fábrica de hormigón. Estas arcadas, distanciadas 7 m. (para cumplir condiciones del concurso relativas a iluminación), se enlazan superiormente por vigas longitudinales que las arriostan y sostienen la cubierta (uralita, tablas y tablonés), y lateralmente por vigas en coronación de pilares, que en la nave de 40 m. soportan, además, los carriles del puente-grúa, y otras, a diferentes alturas, que tienen su cometido en la organización de las fachadas.

Las razones que nos llevaron a la solución adoptada son bien claras: Utilizar estructuralmente todos los elementos funcionales y aprovechar al máximo la aptitud de nuestros dos materiales: hierro y hormigón. Así se obtiene la forma arco para salvar el vano a cubrir, el tirante para absorber el empuje y no transmitir esfuerzos horizontales a los elementos verticales, que sólo sufrirán la flexión debida a las fuerzas horizontales del viento, y transmitirán al cimiento esfuerzos con pequeña inclinación, fácilmente encauzables, en compresión compuesta. Tenemos, por consiguiente, una estructura mixta, con especialización perfecta de los materiales en el tirante y macizos de cimientos que trabajan a tracción y compresión, respectivamente, y colaboración de ambos arcos y pilares, donde a la compresión preponderante se añaden inevitablemente flexiones causadas por las fuerzas exteriores. En el arco son particularmente desfavorables los esfuerzos correspondientes a la carga de los puentes-grúas, que, al transmitirse de modo aislado en clave, dan, por líneas de presión, las cuerdas de los arcos.

### Descripción.

Los arcos tienen sección constante de 100 × 40 y 80 × 40 los de 60 y 40 metros, respectivamente. En las extremidades se forman cabezas ensanchadas para el buen anclaje de las armaduras y del tirante. Este se forma con cuatro cuadrillos de 50 ó 40 mm., que se anclan en una placa metálica de 3 cm. de grueso.

(1) Ver Fernández Casado: *Cálculo de estructuras reticulares*, 5.<sup>a</sup> edición, pág. 246.

NAVE DE 40 METROS

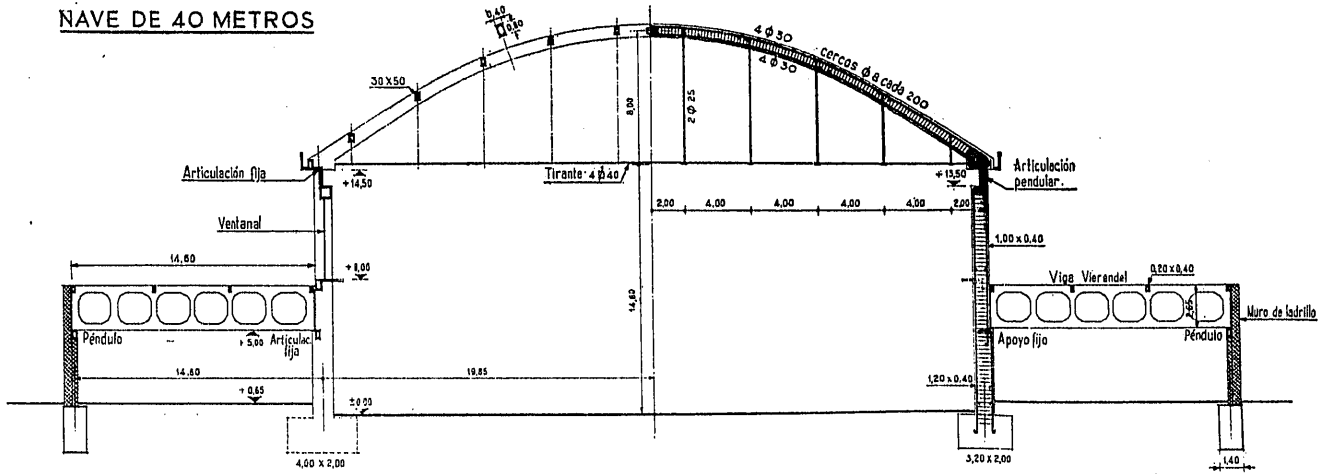


Fig. 4.<sup>a</sup> — Arcada de la nave de 40 m. y naves en diente de sierra.

NAVE DE 60 METROS

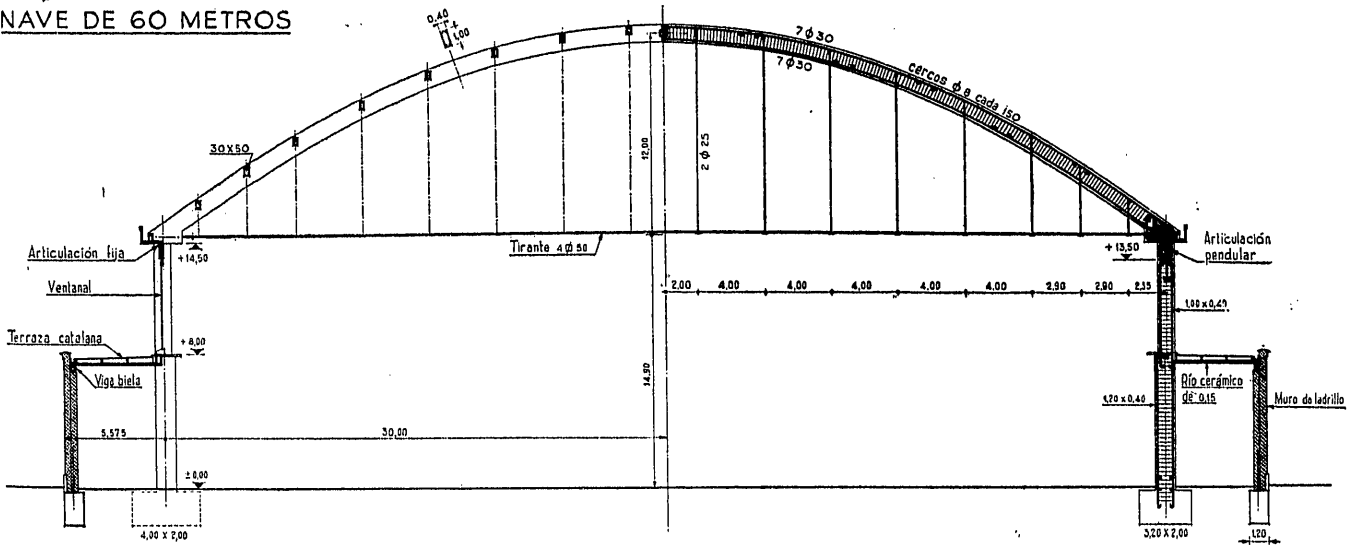


Fig. 5.<sup>a</sup> — Arcada de la nave de 60 m.

ARCO DE TRANSICIÓN

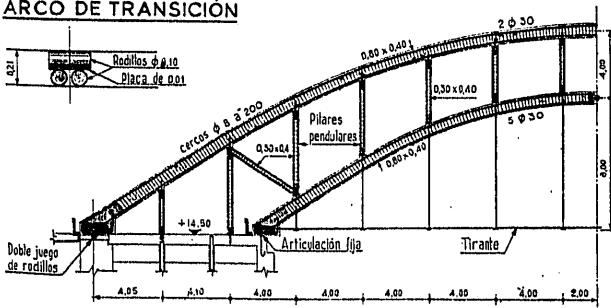


Fig. 6.<sup>a</sup> — Arco en la transición de naves.

ARCO DE PUERTA

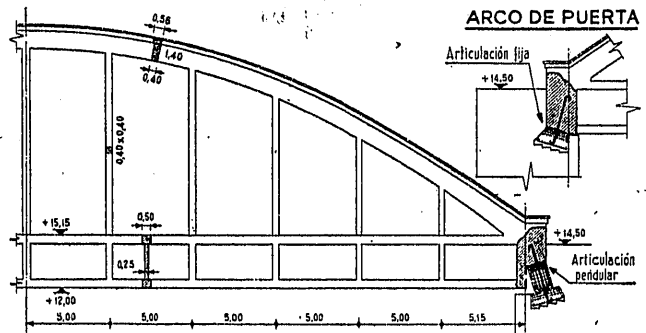


Fig. 7.<sup>a</sup> — Arco de puerta.

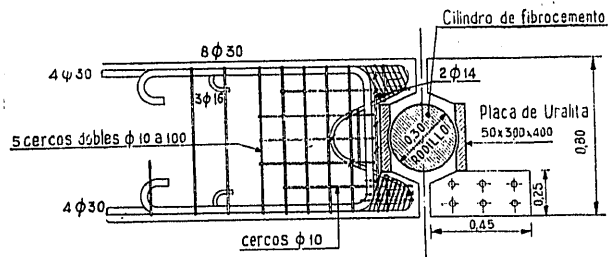


Fig. 8.ª — Detalle de la articulación en clave (arco de 40 m.).

so embebida en el hormigón delante de las armaduras. Para realizar la sustentación del arco sobre los pilares, disponemos una articulación fija de hierros pasantes verticales en el apoyo fijo y péndulo de hormigón armado sobre el de apoyo móvil. Este péndulo, de un metro de altura, constituye la extremidad superior del pilar desde el nivel de rodadura del puente-grúa hasta el apoyo de los arcos y en el que se repiten dos articulaciones, como la indicada, con hierros pasantes comunes. La articulación de clave es de tipo Sánchez del Río, con cilindro macizo de uralita entre placas del mismo material. No se había previsto en el proyecto primitivo, en el cual los arcos eran de dos articulaciones en arranques, pero al ajustar el programa constructivo nos dimos cuenta de la gran ventaja que representaba el suprimir los tensores del tirante y tener siempre la seguridad de la autorregulación del mismo, cualesquiera que sean las condiciones de temperatura, acortamiento de directriz, etc.

Los pilares tienen un ancho constante de 40 cm. y empiezan en extremidad superior con un canto de un metro, terminando a 1,20 en el pie, mediante ensan-

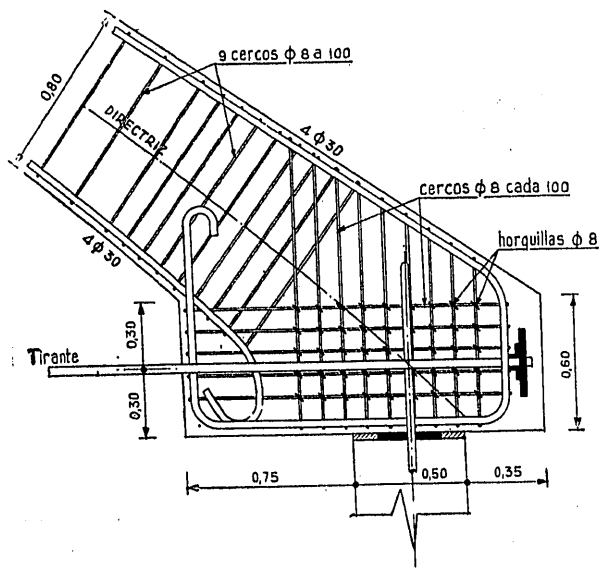


Fig. 9.ª — Detalle de una extremidad del arco de 40 m.

chamiento al recibir el peso de los dientes de sierra en los de nave de 40 m. y la cubierta de la cruja adosada en los de la nave de 60 m. Como ya hemos indicado, los pilares que reciben el arco con sustentación móvil se cortan a un metro de sus extremidades superiores para formar el péndulo de articulación. En la nave de 60 m. este péndulo tiene la misma sección horizontal que el pilar, con lo cual no hay variación aparente. En la nave de 40, la sección del péndulo es mucho más reducida, conservando la anchura y retallándose a la mitad del canto, con lo cual puede disponerse la viga del puente-grúa con el mismo paramento que el pilar. La viga del puente-grúa, a 13,50 m. sobre el suelo, sirve, además de dintel a los ventanales de fachada, que van de pilar a pilar, con umbral en otra viga a 8 m. sobre el suelo, la cual lleva un voladizo de 1,15, sirviendo de pasillo de circulación a los dos lados de la nave. De esta viga arranca también el forjado de la cruja adosada en la nave de 60 m. Este forjado, de tipo Río-cerámico, queda sustentado en el borde opuesto sobre una viga-biela, que se apoya en retallos del muro cada 3,50 metros. Los pilares de la nave de 40 m. reciben, a 5 m. del suelo, las vigas Vierendel de los lucernarios de los dientes de sierra del taller, con apoyo de articulación fija sobre retallo de 20 cm.

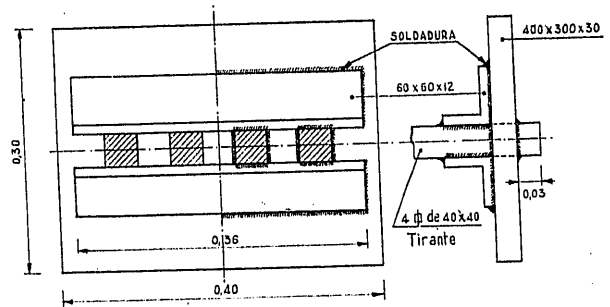
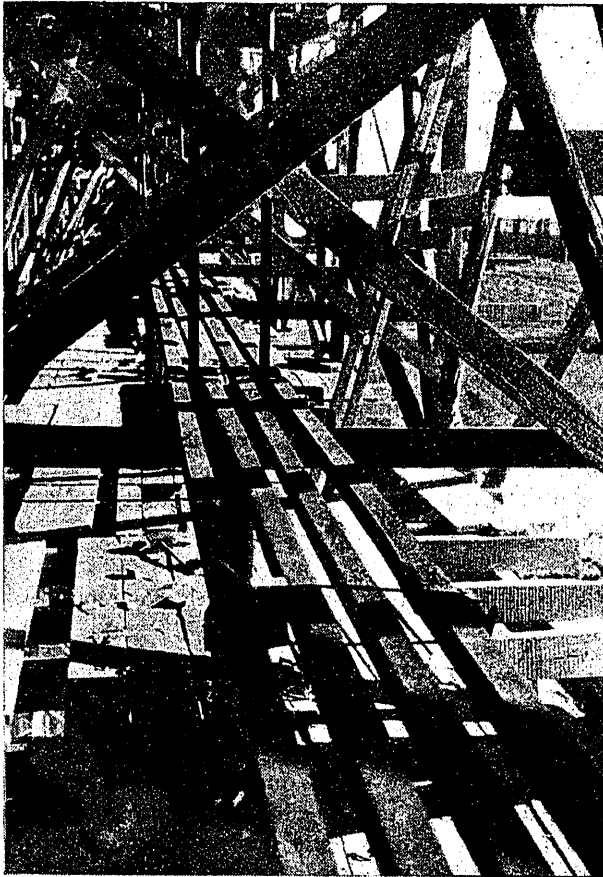


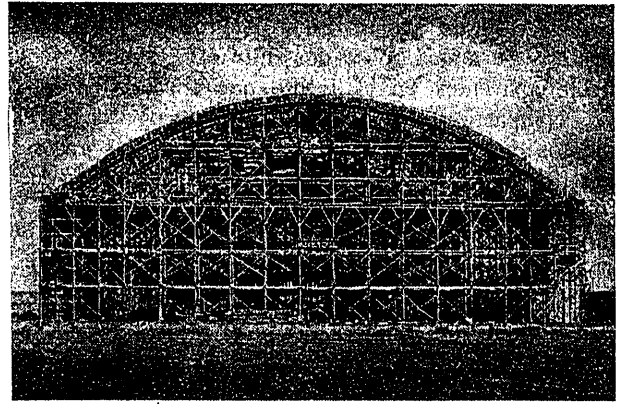
Fig. 10.ª — Detalle de la chapa de anclaje del tirante (arco de 40 m.).

Las descripciones anteriores corresponden a los entramados normales de las naves, pero, además, existen los entramados especiales de las extremidades de ambas y el de la extremidad común. La extremidad de la nave de 40 m. se cierra mediante entramado simple de vigas y pilares, que se corona por dintel con el mismo contorno que los arcos, no teniendo particularidad digna de mención.

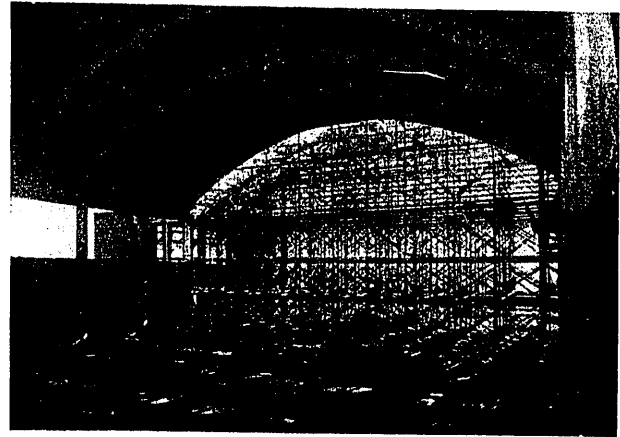
En la extremidad de la nave de 60 m. tenemos el entramado correspondiente a la puerta, en el cual el tímpano del arco ha de estar cuajado por un ventanal, cerrándose el espacio entre el tirante y la coronación de la puerta mediante una viga, de la cual se cuelga dicha puerta. El arco de este entramado tiene



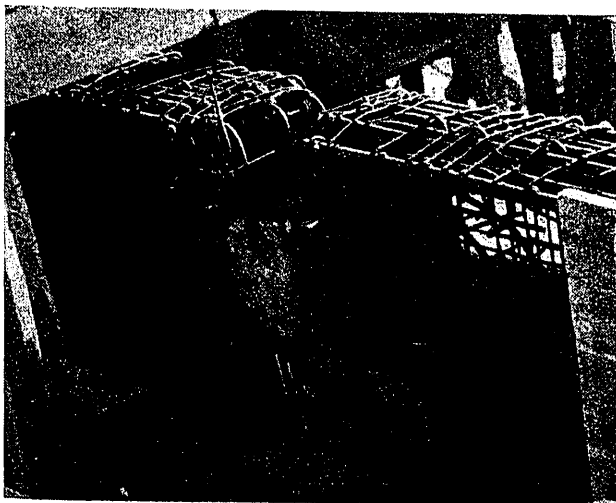
Tirante de un arco de 40 m.



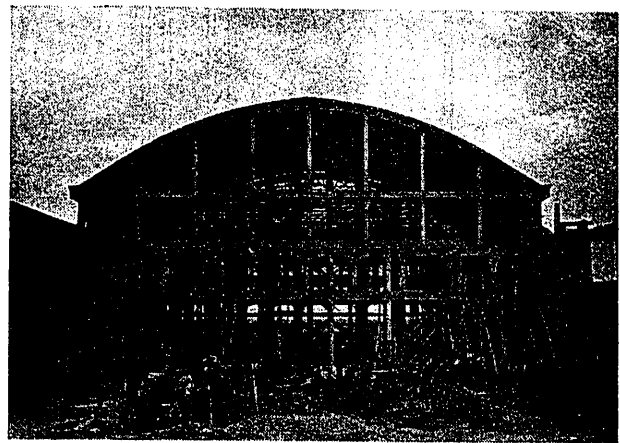
Vista general del andamio en la nave de 60 m.



Andamio visto desde la nave de 40 m.



Armaduras de las cabezas de los arcos y articulación de clave.



Vista parcial de la estructura del cuerpo de oficinas, con el vano central de la viga Viarendel de tres vanos. Al fondo, entramado de testero de la nave de 40 m.

una sección de mayor canto por razones arquitectónicas, y se apoya sobre dos muros de fábrica de ladrillo aparentes en el frente que forman pared de dos compartimientos, donde han de recogerse los elementos de la puerta. Como el apoyo de los arcos se verifica en los bordes de estos muros, hemos dispuesto con inclinación la articulación fija y el péndulo, de modo a canalizar los esfuerzos en el núcleo del muro. En cuanto a la combinación arco-viga, cabía realizarla en una serie de soluciones, desde el arco atirantado por la viga que colabora desde el principio a la sustentación de las cargas, hasta la de viga inerte simplemente colgada del arco. Hemos optado por una solución intermedia, asignando al arco las cargas de cubierta y peso propio de la viga y a la combinación de ambos la sobrecarga de cubierta y el peso de la puerta colgada de la viga. Para definir claramente las condiciones de trabajo indicadas, el proceso constructivo se desarrolló del siguiente modo: Se ejecutó el arco

disponemos junta para dilatación libre de ambas, y en lugar de duplicar entramados apoyamos el arco superior sobre el inferior, que es el único resistente, mediante montantes pendulares, y sustentamos sus extremidades sobre dos capas de rodillos con ejes perpendiculares. De este modo aseguramos la independencia de deformaciones longitudinales de ambas naves, a la par que el desplazamiento transversal de las extremidades del arco de 60 m. En cada nave ya hemos visto que la dilatación de las cubiertas es libre, pues todos los

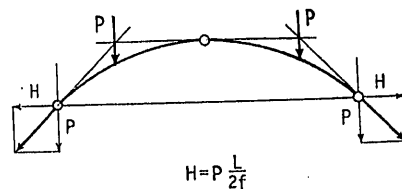


Fig. 12.—Diagrama de esfuerzos en el arco para fuerzas simétricas.

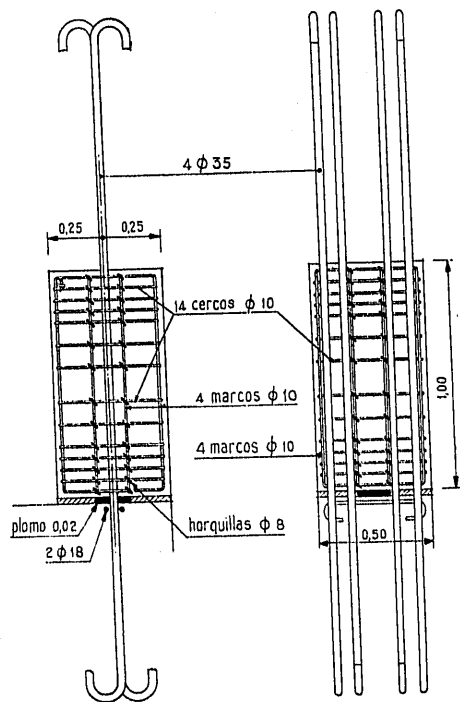


Fig. 11.—Péndulo de articulación del arco de 40 m.

con su tirante con el mismo andamio y en las mismas condiciones que los otros arcos. Desmontado el andamio por debajo del tirante, se ejecutaron trozos independientes de la viga de puerta cortados por juntas verticales en prolongación de los montantes del tímpano. Descimbrada la viga, se soldaron los trozos colgantes del arco, hormigonando las juntas entre ellos al mismo tiempo que los montantes del tímpano.

En el entramado del tránsito entre las dos naves

arcos se apoyan de un mismo lado, con articulaciones de libre dilatación.

La resistencia al viento queda asegurada transversalmente en cada pilar mediante la armadura calculada para este objeto. Hay que tener en cuenta que cada uno de los dos pilares aguanta muy distinto empuje, ya que el de articulación móvil sólo tiene que resistir al viento que le ataca directamente, mientras que el de articulación fija ha de soportar, además, todo el esfuerzo sobre la cubierta, que tiene el mismo valor para las dos direcciones contrarias. En la dirección longitudinal hemos dispuesto dos vigas horizontales de contraviento para transmitir a los entramados longitudinales los esfuerzos sobre los frentes. En estos entramados triangulamos el primer recuadro mediante diagonal de perfil doble T en sentido de las tracciones. En las vigas contraviento seguimos los mismos criterios que en la estructura principal: utilizamos los elementos funcionales y especializamos los materiales según las condiciones de trabajo. Así, para las cabezas de compresión (hemos considerado que el viento sopla siempre desde fuera) utilizamos la viga de puerta en el frente anterior y una del entramado de testero en el frente posterior. Las cabezas de tracción son metálicas y las colgamos de las péndolas de los arcos inmediatos a los frentes, con lo cual tenemos una altura de viga de 7 m.

En la de testero posterior, la triangulación la constituimos mediante montantes de hormigón ligeramente armado y diagonales de perfiles laminados. La del testero de puerta es doble, con triangulación completamente metálica en los dos planos de las cabezas de la viga de puerta.

## Cálculo.

El cálculo de los distintos elementos no ofrece complicaciones notables, ya que todos son isostáticos y las fuerzas que actúan son de fácil determinación.

El único problema de cierto interés se presenta en los arcos, al determinar la directriz más conveniente teniendo en cuenta que las sobrecargas dan lugar a flexiones de sentido contrario. Lo resolvemos partiendo de la línea de presiones correspondientes a la carga permanente, que corregimos en un cierto número de secciones, para conseguir la nivelación de las flexiones de sentido contrario. Las flexiones debidas a las distintas causas las determinamos mediante las líneas de presiones correspondientes, de modo que, en definitiva, se trata de obtener estas líneas para todas las causas que actúan. Determinamos analíticamente la línea de presiones debida a la carga perma-

nente, compuesta por el peso propio del arco, tirante, vigas riostras y cubierta. Como se trata de fuerzas con distribución simétrica, las reacciones en apoyos se calculan fácilmente teniendo en cuenta la fórmula derivada del diagrama de la figura 12.

Para la acción de los puentes-grúas en el arco de 40 m., la línea de presiones está compuesta por las cuerdas de los semiarcos. En el arco de 60 m., además de la fuerza en clave tenemos dos fuerzas simétricas, a 10 m. de los apoyos, y, por tanto, la línea de presiones constará de cuatro segmentos rectos.

La acción del viento se distribuye de un modo continuo en toda la longitud del arco, con presiones en parte del semiarco que ataca directamente y succiones en el resto de este semiarco y en el contiguo. Sustituimos las fuerzas continuas por fuerzas concentradas y dibujamos la línea de presiones mediante el funicular de los polígonos de fuerzas.

Adoptando como directriz provisional la línea de presiones de la carga permanente, podemos calcular en las secciones principales los momentos flectores y

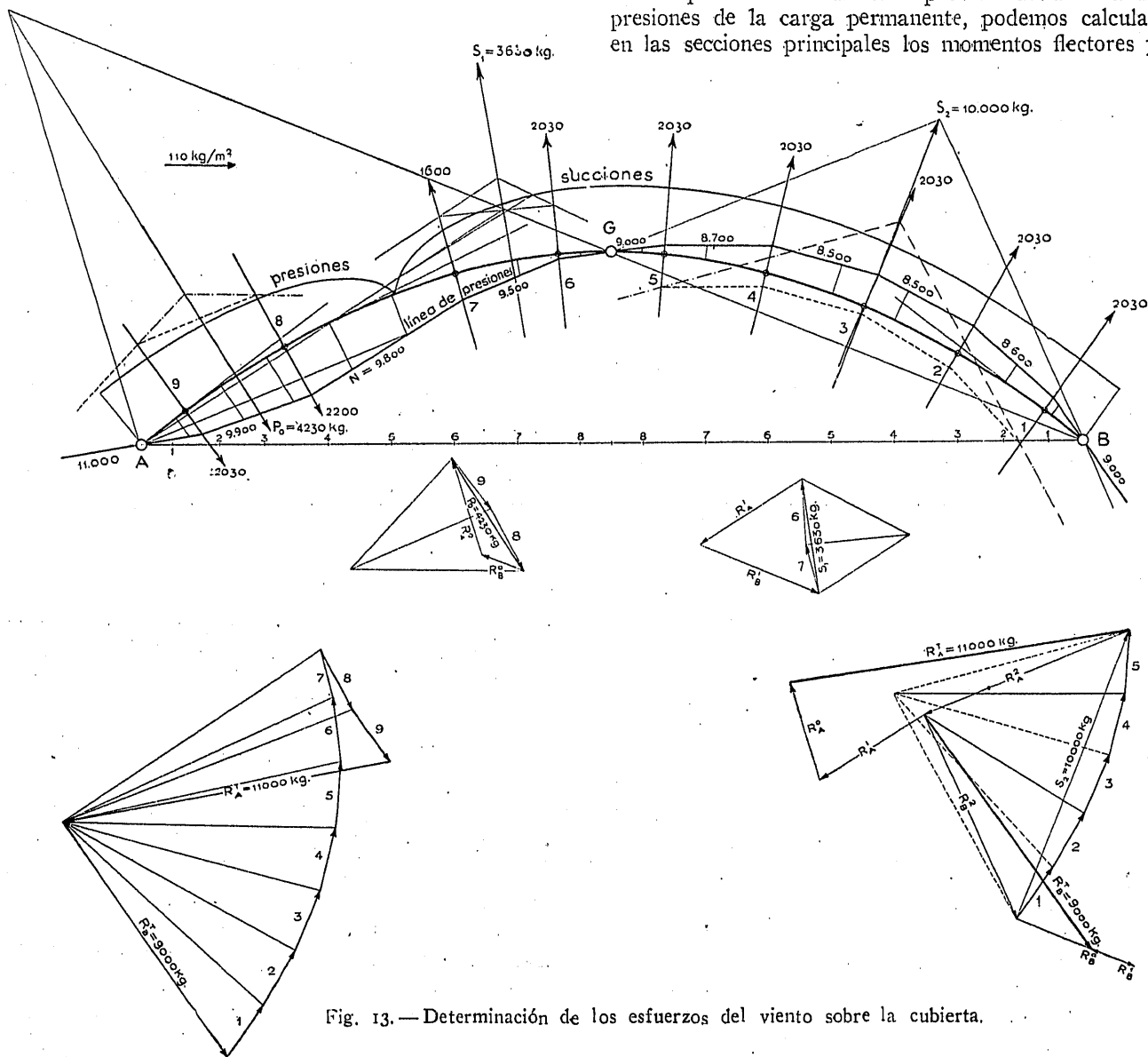


Fig. 13. — Determinación de los esfuerzos del viento sobre la cubierta.



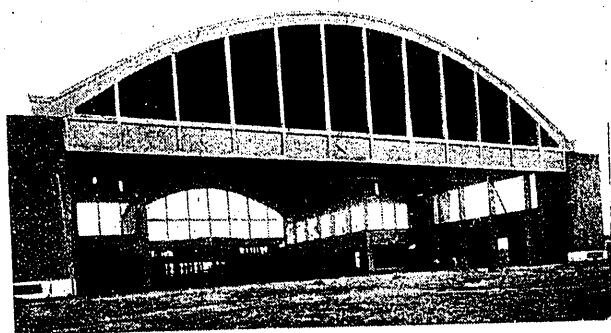
compresiones longitudinales que corresponden a las hipótesis de simultaneidad más desfavorable, que son: Carga permanente + puente-grúa + viento actuando en el faldón correspondiente a la sección y carga permanente + sobrecarga de nieve + viento actuando en el faldón contrario. Comparando los momentos flectores que resultan de sentido contrario, desplazamos el centro de la sección para conseguir su nivelación, sin perder de vista los valores de las compresiones longitudinales, que son diferentes en ambos casos. Hay que tener en cuenta que, al separar el centro de la sección de la línea de presiones de la carga permanente, esta causa produce también su momento flector.

#### PROCESO CONSTRUCTIVO.

El proceso constructivo fué muy sencillo. Se hormigonaron las cimentaciones, dejando anclajes para las armaduras de los pilares. Estos se ejecutaron en dos etapas, correspondiente una tercera a los péndulos. En los arcos se dispuso andamiaje para realizar simultáneamente dos, empezando por los de 40 m. El empalme de las barras del tirante se hizo por soldadura

eléctrica, estando colocadas sobre el andamio en su sitio definitivo. El hormigonado de los arcos se llevó a cabo de arranques a clave, de modo simétrico en ambas mitades, con dosificación de 350 Kg. de cemento, que se forzaba a 400 en las cabezas. Se cuidó particularmente la cantidad de agua, obteniéndose relación agua-cemento de 0,45, a excepción de las zonas de cabezas, donde se precisaba hormigón más fluido. En una misma jornada se hormigonaba un arco y las vigas-riostras que lo enlazan al inmediato, avanzando con ellas hasta el quinto de la luz siguiente, para situar el empalme en este punto y a 45°. Las resistencias obtenidas en probeta cúbica, a los veintiocho días, eran del orden de 180 Kg./cm.<sup>2</sup>.

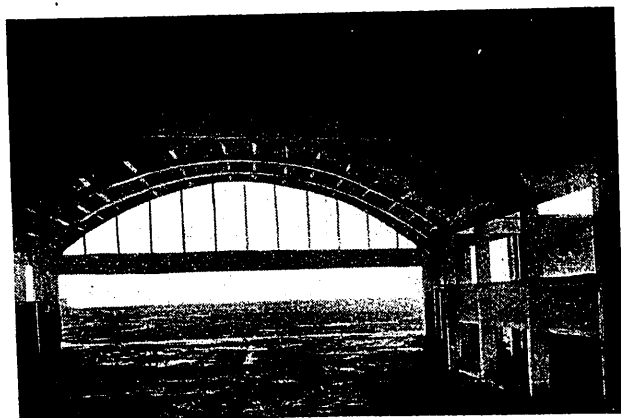
Los arcos se descimbraron a los treinta días, comprobando antes la resistencia de las probetas. Sin retirar el andamio, se procedía a su prueba, disponiendo sobrecarga uniforme a todo lo largo, equivalente al peso de la cubierta y colgando de clave una plataforma situada al nivel del suelo, que se cargaba con sacos, hasta obtener los pesos correspondientes al puente-grúa. Para evitar que los arcos inmediatos ayudaran al que se probaba, se cargaban al mismo



Vista de las naves principales desde el exterior. Hueco de puerta, 60 X 12.



Vista lateral de los arcos de 60 m.



Vista desde el fondo de la nave de 40 m., antes de ejecutar el pavimento.



Vista del interior de las naves desde la de 60 m.

tiempo los dos adyacentes, realizando las hipótesis posibles de transmisión de esfuerzos máximos del puente-grúa al conjunto de cada uno de éstos con el que se probaba, o bien a éste solo. Para su acomodación gradual a los efectos de la sobrecarga, se sometió previamente a ciclos de carga en que se llegaba al  $1/4$ ,

a la conclusión de su perfecta adecuación al caso de cubiertas de cierta luz. Cabría ponerla en competencia con una solución de estructura superficial, en las que la función resistente se diluye en toda la superficie cubierta. Tal es la solución de los hangares de Maine y Dakota, con 103 m. de luz. No era nuestro



Estructura de la nave central de la Estación de trolebuses de Madrid. Arcos, vigas, viguetillas y losas de forjado totalmente premoldeadas. Arquitecto: Ignacio Fiter. Ingeniero: Carlos Fernández Casado. Luz libre, 45 m. longitud. Empresa constructora: Huerte y Cia.

a la mitad, a los  $3/4$  y a la total, descendiendo siempre hasta cero. A la segunda aplicación de la carga total, se consiguió siempre nulidad de la flecha residual. La influencia de los arcos inmediatos era muy importante; por ejemplo: la flecha debida a la carga actuando en el mismo arco es, aproximadamente, doble que para la misma carga actuando en uno de los dos adyacentes, de tal modo que, si se cargan estos dos, volvemos a tener la flecha primera en el considerado. Se midieron, además de las flechas en clave, los alargamientos de los tirantes.

Todo el hormigón de la estructura ha quedado a la vista, sin revoco ni pintura posterior.

#### JUICIO CRÍTICO DE LA ESTRUCTURA.

Nuestra experiencia de este tipo de estructura, depurada en los años que han transcurrido desde su realización y contrastada especialmente con las soluciones que permite el hormigón pretensado, nos lleva

caso de Torrejón, ya que en las condiciones del concurso se define completamente el recubrimiento de madera y uralita. Pero en la comparación de estructura de entramados y la superficial, destaca una ventaja de aquélla por la posibilidad de resolverla con elementos premoldeados. Los arcos en dos mitades, por un lado; las vigas de arriostramiento, por otro, y las viguetillas y placas de forjado finalmente, pueden fabricarse en el suelo, en bloques y en serie, con un ahorro extraordinario de andamio y encofrado, con una mano de obra más cuidada y económica y con una rapidez de ejecución mucho mayor, ya que los arcos pueden empezar a moldearse al mismo tiempo que se ejecutan los cimientos. Esta solución, que despliega todas las posibilidades implícitas al tipo de estructura que analizamos, la hemos realizado recientemente en la cubierta de la nave de circulación de la estación de trolebuses de Madrid, para cubrir un espacio de 45 m. de luz por 130 m. de longitud.

(Continuará.)