

VIGAS PRETENSADAS EN LA SUPERESTRUCTURA DE LAS NAVES DEL TALLER DE LAMINACION EN AVILES, DE LA EMPRESA NACIONAL SIDERURGICA, S. A.

Por AMALIO HIDALGO,
Ingeniero Jefe de Obras Civiles de ENSIDESA,
Ingeniero de Caminos, Profesor de la Escuela,

Se trata de una descripción muy completa e interesante de la importante estructura reseñada en el epigrafe, que comprende tanto los procedimientos de cálculo empleados, cuanto el análisis del proceso constructivo.

Antecedentes.

En el Taller de Laminación que la Empresa Nacional Siderúrgica, S. A., está construyendo en Avilés, proyecto que ha sido redactado por los Servicios de obras Civiles de ENSIDESA y construido bajo su dirección, cabe distinguir dos grupos fundamentales de obras: el primero y más importante es el constituido por el conjunto de cimentaciones de los trenes y elementos funcionales y del edificio en sí, y el segundo, al que vamos a referirnos en lo que sigue, comprende el conjunto de la estructura.

En ambos grupos de obras se han presentado multitud de problemas técnicos, mucho mayores y más numerosos que los que suelen encontrarse en la generalidad de las construcciones industriales, no sólo por tratarse de una obra de dimensiones extraordinarias, sino por la envergadura de las cargas a las que hay que hacer frente que, como ocurre siempre en una industria pesada, han obligado a que nos movamos dentro de una escala que no es habitual. Para la resolución de algunos de estos problemas y, concretamente para el que motiva estas líneas, se estimó conveniente y necesaria la colaboración con personas más especializadas, y por esta razón y en lo que se refiere a lo que de un modo principal da ocasión a la publicación de este artículo, tuvimos la ocasión de contar con la asistencia de nuestro eminente compañero D. Carlos Fernández Casado, que ha tenido una destacada intervención en la obra.

La planta del taller tiene una superficie de 138.800 m.² y esquemáticamente puede suponerse distribuida en siete naves paralelas, seis de 30,20 m. de luz y una de 20 m. de luz, en un edificio de 950 m. de longitud y de 201 m. de anchuras máximas. La sugestiva idea de una incesante repetición de un módulo tuvo que desecharse, puesto que la complejidad funcional impone en cada zona necesidades particulares, por lo cual, dentro de una orientación general común, el proyecto de Taller de Laminación, es en realidad una yuxtaposición de proyectos parciales.

La estructura de las naves está organizada en pórticos longitudinales, con pilares a distancia entre

13 y 14 m., distancia mayor, tal vez, que la habitual en edificios industriales, con grandes puentes-grúas, pero impuesta de una parte por la diafanidad necesaria y obligada para la interconexión funcional entre las distintas naves paralelas y, por otra, por la dificultad y coste de las cimentaciones.

La obra, que había de ser terminada en tres años, porque la estructura ha tenido que atemperarse a las obras importantes de cimentación, fué proyectada con este punto de vista. Para ello, y teniendo que excluir las soluciones metálicas, clásica para estos talleres, debido principalmente a las circunstancias de escasez de estos productos, se buscó en la prefabricación solución a este problema de velocidad de construcción.

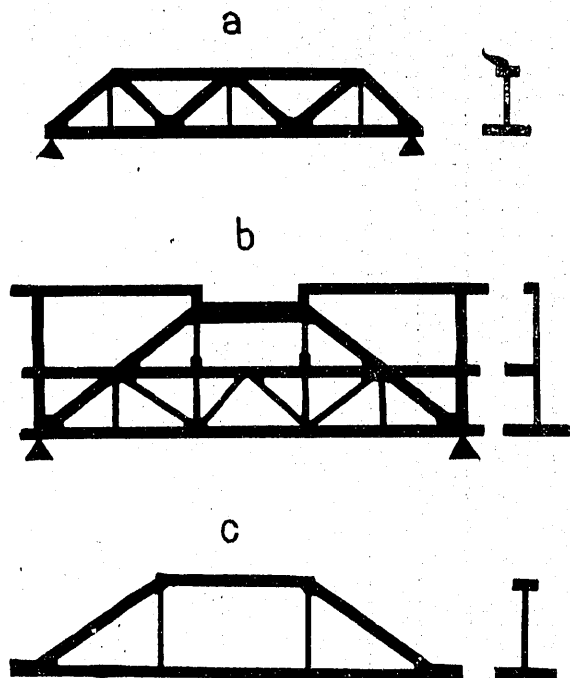
Toda la estructura, a excepción de los pilares, está prefabricada. Los arcos siguen la modulación normal de los pilares, creándose unas correas de gran luz, resueltas por medio de vigas atirantadas. A todo lo largo de estas naves de laminación corren diversos puentes-grúas con carga útil que varía entre las 15 y 100 toneladas.

Vigas especiales. - Comparación de soluciones.

La modulación normal de pilares debe, en algunos casos, alterarse por supresión de alguno de ellos en determinadas zonas, creándose vanos de luz doble que deben salvarse con vigas especiales.

Se ha preferido en estas zonas no alterar la modulación normal de cubiertas, con el fin de crear un solo elemento estructural espacial. Este elemento o viga ha de resistir, por tanto, las reacciones de los arcos de cubierta y servir de viga de rodadura a los puentes-grúas.

Dentro de las vigas especiales necesarias para cubrir estos vanos, se eligió para hacer la comparación como tipo la viga K-1 y se han estudiado diversas soluciones, de las cuales se han desarrollado completamente las soluciones de viga metálica y de hormigón pretensado.



La comparación de presupuestos, y la dificultad de encontrar los elementos metálicos necesarios para las 19 vigas que había que construir, determinó que nos inclináramos a aceptar la solución pretensada, que además guarda una perfecta homogeneidad con la estructuración normal.

Las distintas condiciones a cumplir, han dado lugar a distintas vigas, que en líneas generales pueden agruparse en tres tipos:

a) Viga entre dos naves cuyas cubiertas y puentes-grúas están a la misma altura (12 vigas).

c) Viga exclusivamente para apoyo de arcos intermedios de cubierta, en las cuales existe una estructuración fundamental antifunicular de estas cargas pretensándose los tirantes (2 vigas).

Describiremos a continuación una viga de cada uno de estos tres tipos:

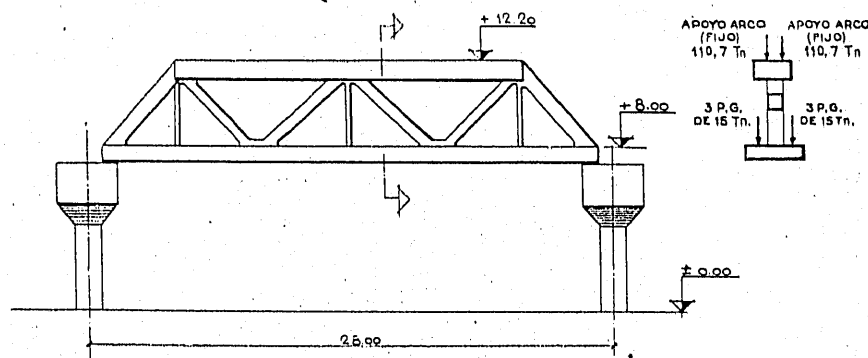
Descripción.

Vigas del tipo a: Viga K-1.— Esta viga debe cumplir una doble función: debe servir de apoyo a dos arcos de cubierta y ha de utilizarse también como viga de rodadura del puente-grúa. Haciendo que los arcos de cubierta apoyen en la cabeza superior de esta viga y utilizando la cabeza inferior para la rodadura de puentes-grúas, se ha proyectado una viga reticular con una altura de 4,22 m. y una luz de 28 metros.

Los arcos de cubierta producen una reacción de 221,4 Tm. en el punto medio de estas vigas. Como los dos apoyos de los arcos de cubierta que inciden en estas vigas son fijos, pueden producirse también unas reacciones horizontales de 24 Tm. Por cada una de las naves colaterales corren tres puentes-grúas de 15 Tm. que pueden actuar en sus posiciones más desfavorables.

Se ha admitido un coeficiente de impacto del 15 por 100 sobre la máxima reacción estática, y como posible esfuerzo horizontal transversal se considera el 20 por 100 de la reacción máxima de la carga útil en ambos sentidos, y cuando se tiene en cuenta la coincidencia de esfuerzos transversales para los puentes de una y otra nave, este coeficiente se toma en todo su valor para los de una nave y se reducen para los de la otra al 10 por 100. También se ha aprecia-

VIGA K-1

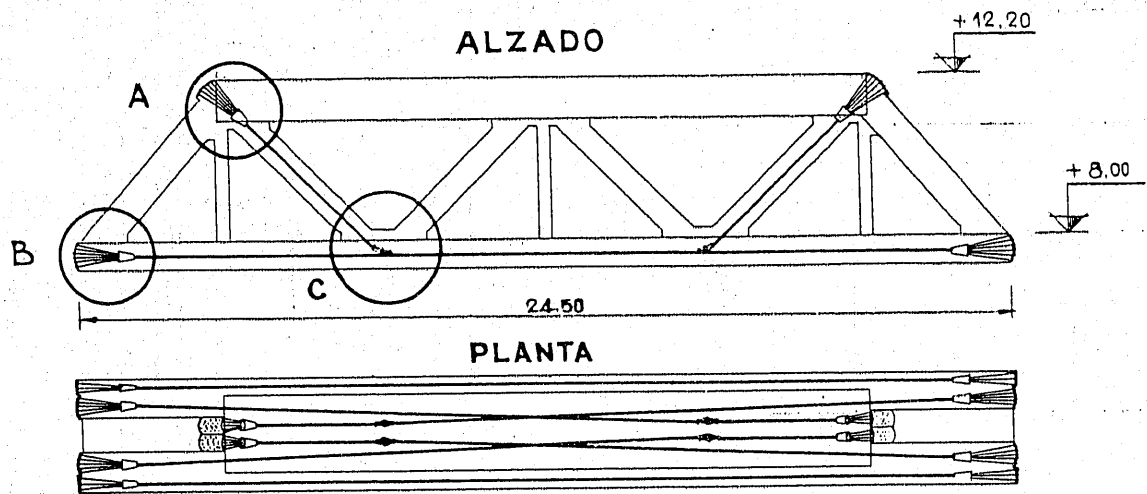


b) Vigas entre naves con cubiertas o puentes-grúas a distintas alturas, que en general, con alguna mayor complicación, pueden reducirse al tipo anterior, existiendo una extraordinaria que es la viga K-103 (5 vigas).

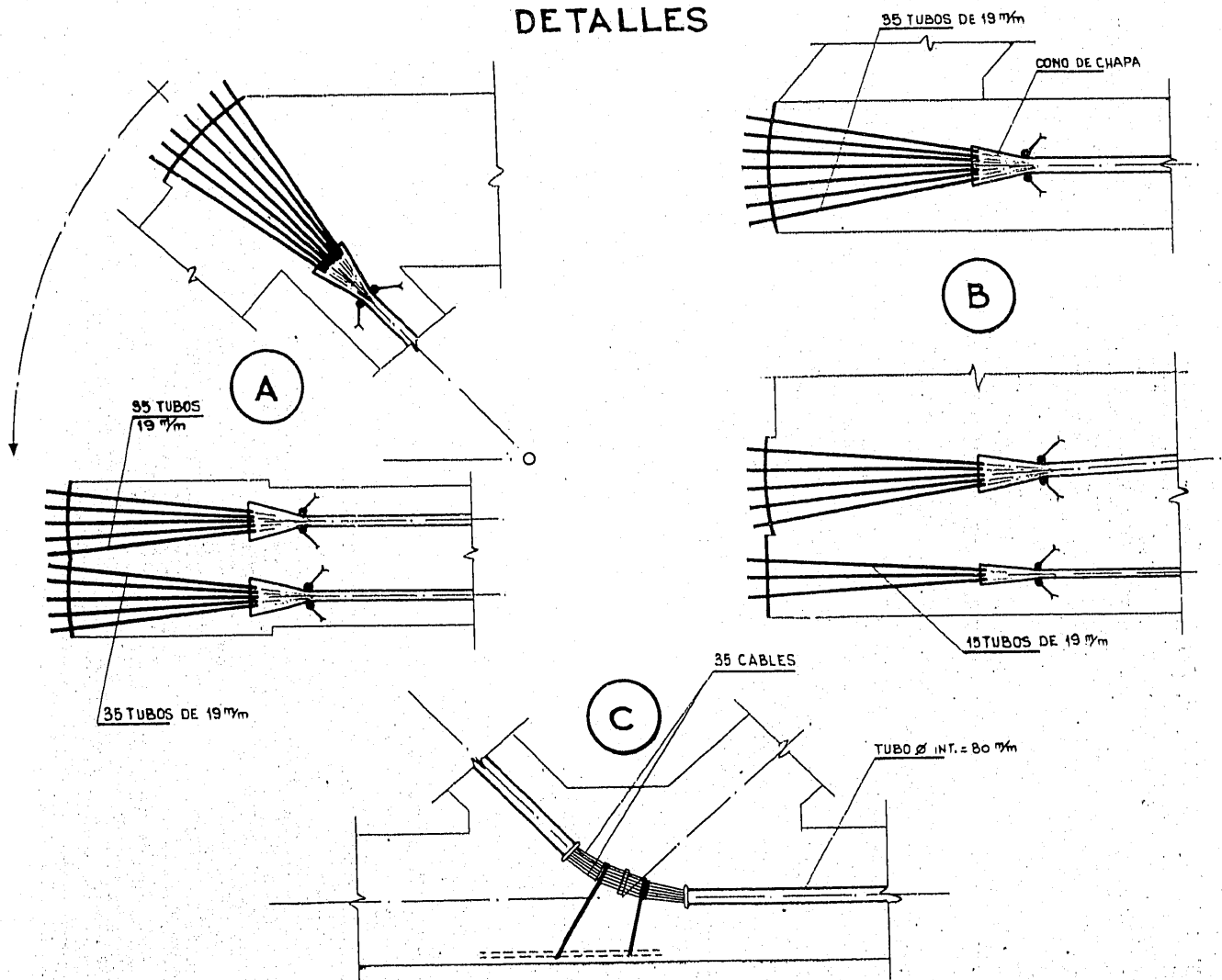
do el frenado de los puentes-grúas evaluando su acción en $1/7$ de las máximas reacciones verticales.

El cordón inferior de las vigas pudiera ser un simple tirante, pero como ha de soportar los carriles de los puentes-grúas, precisa de una gran sección de

V.K.1 - DISPOSICION DE LOS CABLES.



DETALLES



CABEZA TIRANTE

CONO DE CHAPA

TALADROS PARA TOCHOS GUIA
Ø 20 (LONG ± 20 CM.)

35 TAL. Ø 20

0.255

0.084

0.330

SOLDADURA

TUBO

4 PATILLAS

CHAPA DE 5 MM.

Se han dispuesto dos circuitos de pretensado, uno a lo largo del eje del cordón inferior con cables anclados en las extremidades de este cordón y otros dos quebrados, corriendo una parte a lo largo del eje inferior hasta el penúltimo nudo, anclándose en este nudo y subiendo por una de las diagonales sometidas a esfuerzos de tracción y anclando en la unión de ésta con la cabeza superior. La puesta en tensión de estos circuitos quebrados puede hacerse con toda seguridad, porque al estar anclados en el punto de quiebro, los cables sometidos a tensión son siempre rectos.

A large industrial structure, possibly a bridge or a large crane, under construction or repair. The structure is made of heavy metal beams and supports, with a large vertical column on the right side. Scaffolding and other construction elements are visible around the structure.

hormigón a una pequeña compresión (12 Kg./cm.²).

Viga del tipo b: V. K.-103. — Como ya indicamos, cuatro vigas del tipo *b* con puentes-grúas a alturas ligeramente distintas pueden reducirse al tipo anterior adoptando el nivel del puente-grúa más bajo para el cordón inferior y apoyando sobre él la viga de puente-grúa superior mediante dados situados en los planos de los nudos.

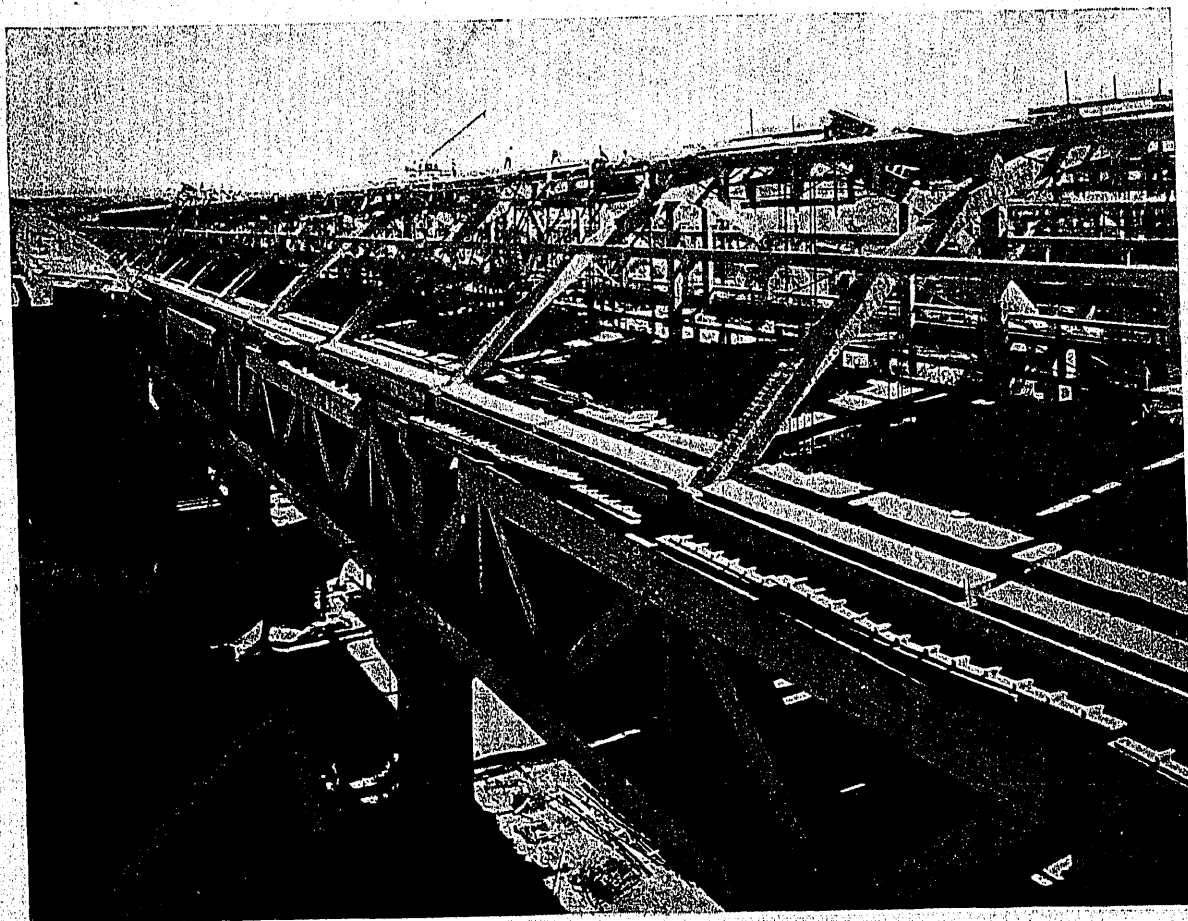
La viga extraordinaria del tipo *b* y la más importante de todas las construídas es la viga K-103, situada entre las naves del Tren Desbastador o Blooming y la Sala de Motores correspondientes a dicho tren. La importancia de esta viga deriva, en primer lugar, de su luz, 29 m., que corresponde a supresión de dos pilares en esta zona, cuya modulación es de luces alternativas: 12,00 y 7,25 m. Quedan, por consiguiente, dos arcos en vano y arcos además de muy fuertes cargas, especialmente los de la Sala de Mores, ya que además de cumplir su misión normal de sustentar la cubierta, han de soportar el piso de ventiladores colgado de ellos a nivel de sus tirantes. La diferencia de nivel entre los planos de apoyo de las dos cubiertas es de 4,60 m.

La misma diferencia de nivel tenemos entre los planos de carriles de los dos puentes-grúas que sir-

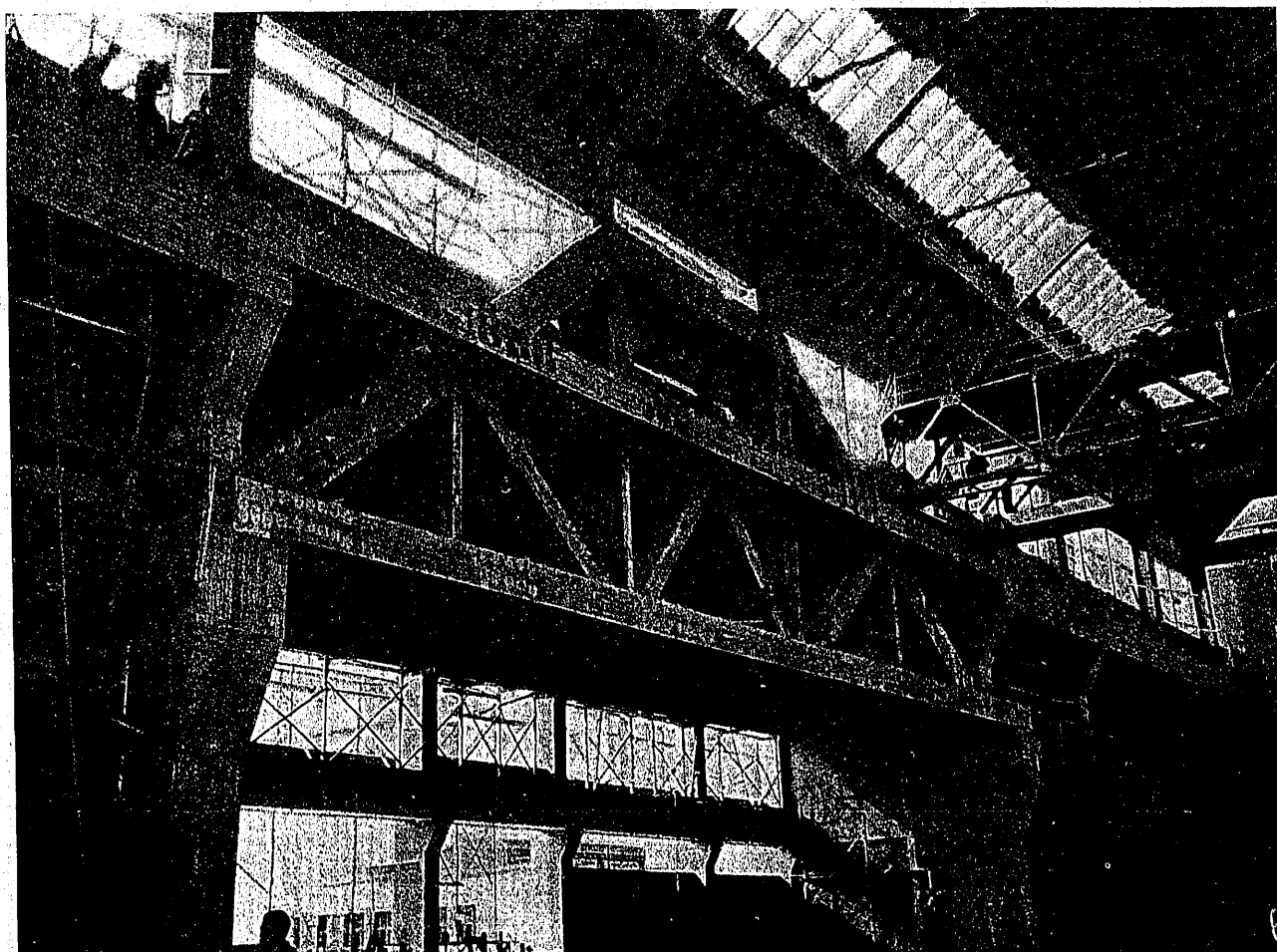
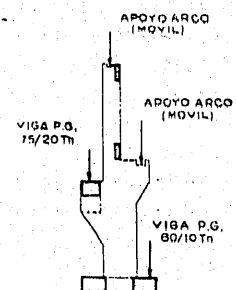
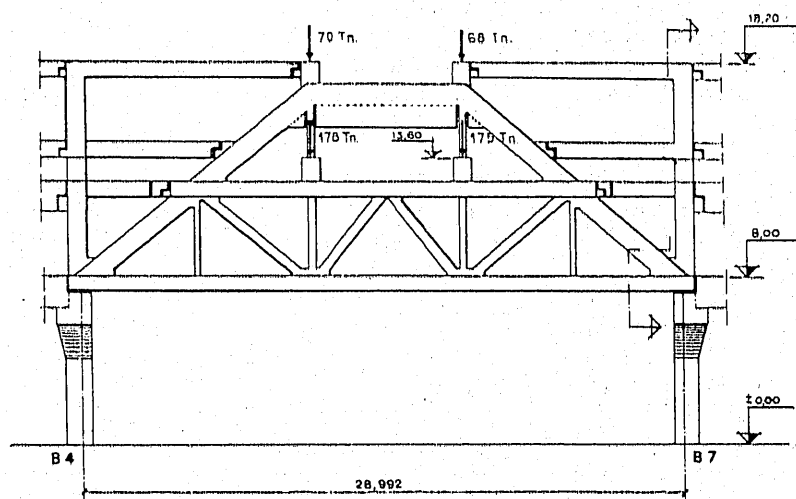
ven a las naves, siendo éstos de los más pesados, con 75 + 20 toneladas en la nave de Blooming y 60 + 10 toneladas en la otra.

Para cumplir todas estas condiciones funcionales y estructurales, hemos organizado una viga de contorno primario trapecial respondiendo al antifunicular de las dos cargas aisladas procedentes de la cubierta y un reticulado secundario análogo al de las vigas tipo *a*, para hacer frente a las sobrecargas correspondientes a la circulación de los puentes-grúas. Adoptamos como altura total de la viga el doble de la diferencia de nivel de los puentes-grúas, resultando que los arcos superiores se apoyan sobre dados en el cordón superior, mientras que los arcos inferiores quedan por debajo colgados de los nudos principales.

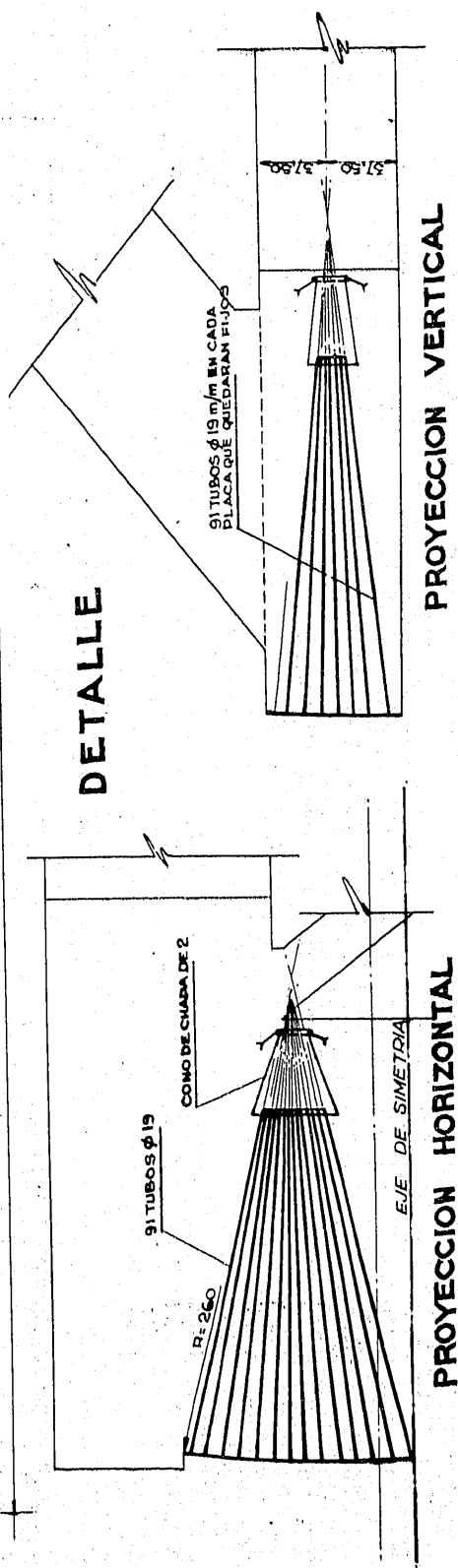
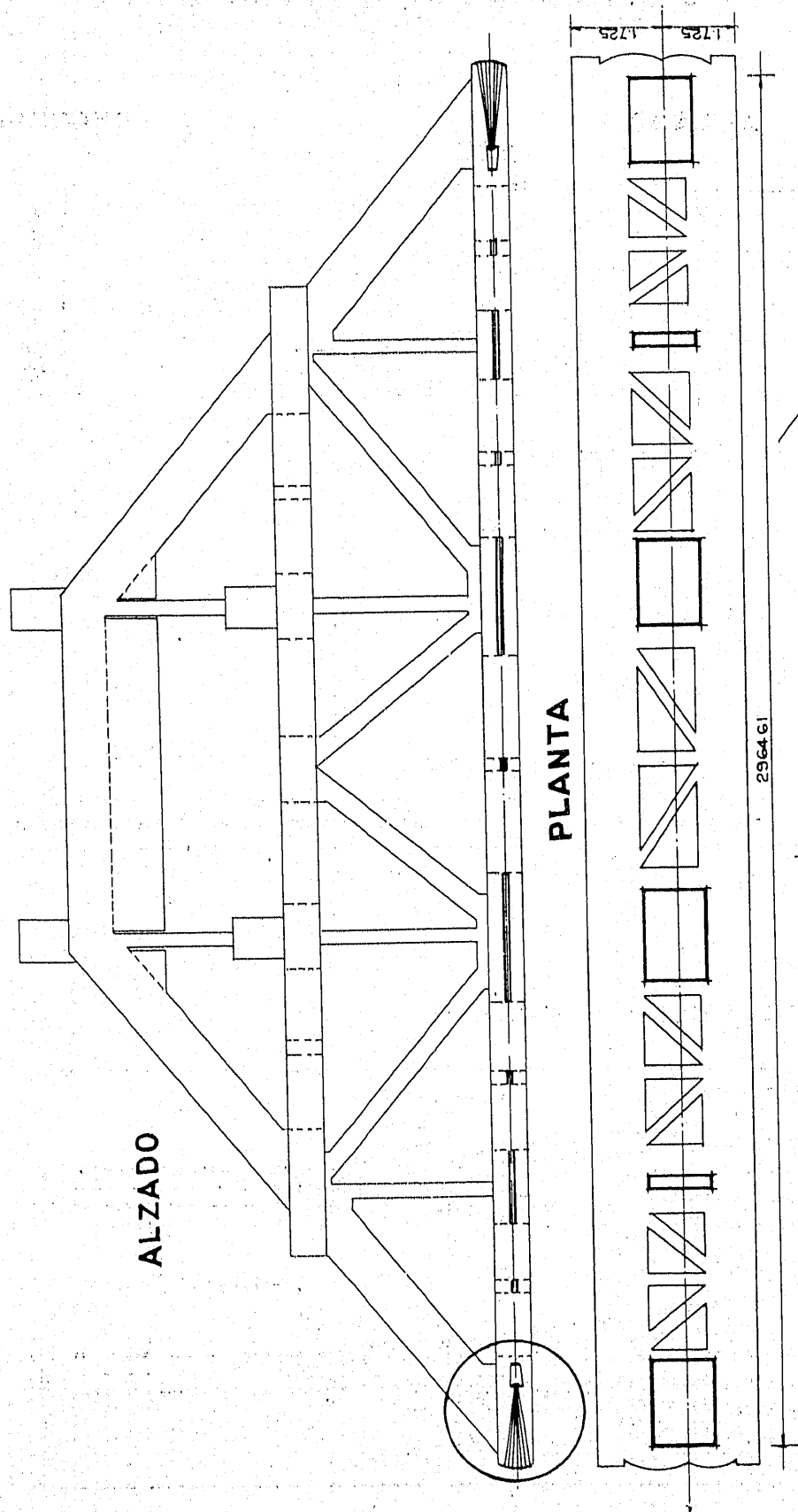
La carga permanente es la sollicitación principal, y a ella responde la célula trapecial con las dos péndolas para soportar el tirante, elemento que es el único que pretensamos, ya que las péndolas, también a tracción, son en realidad de redondos de acero normal, embebidas en hormigón para protección. Para que estas condiciones estructurales se cumplieran de un modo eficaz, se inició la construcción de la viga dejando sin hormigonar las extremidades de todas



V. K. 103

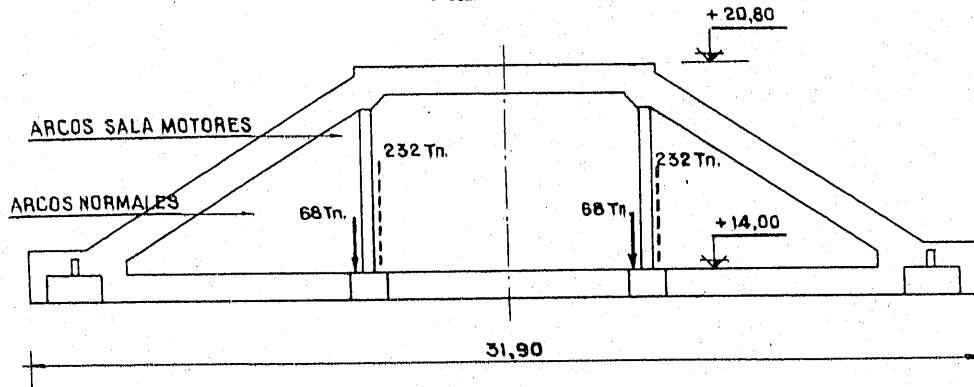


V.K.103 - DISPOSICION DE LOS CABLES.

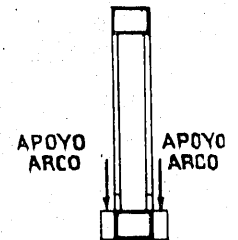


V.K.100 - DISPOSICION DE LOS CABLES.

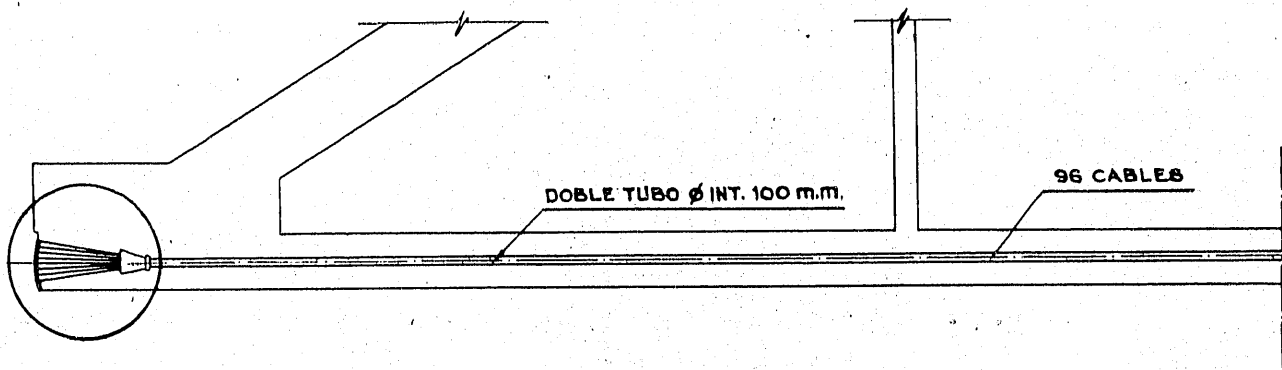
ALZADO



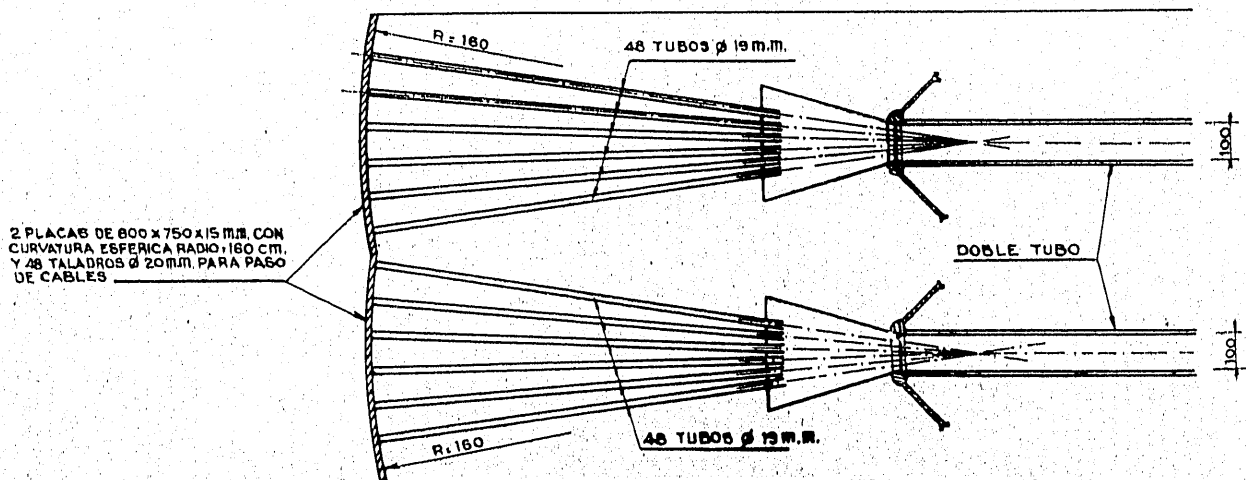
SECCION



DETALLE



PROYECCION HORIZONTAL



las barras secundarias que concurren en los nudos laterales a mitad de altura. El hormigonado de estas zonas, así como el de las péndolas, no se ejecutó hasta después de entrar en acción toda la carga permanente.

Siendo tan importantes las excentricidades de las cargas de los puentes-grúas, se ha estudiado con gran detenimiento el problema de las torsiones correspondientes a la estructura espacial de que se trata, compensando las diferencias debidas a ser diferentes las cargas de dichos puentes-grúas, mediante excentricidades adecuadas en las zonas de transmisión de las cargas de los arcos, que se realizan a través de los rodillos de los apoyos móviles correspondientes.

Viga del tipo c.—Estas vigas son exclusivamente para el apoyo de arcos de cubiertas que constituyen de modo práctico una carga permanente. Se les ha dado una forma antifunicular de las cargas, que en el caso de la viga K-100 resulta trapecial y en el de la K-12 triangular, y el pretensado sólo afecta a la cabeza inferior de las mismas.

Puede considerarse que las vigas del tipo *b* son unas yuxtaposiciones de las del tipo *a* con las del tipo *c*.

Procedimientos de cálculo.

Describimos a continuación el método que se ha seguido para el cálculo de la viga K-1.

Se han estudiado los siguientes casos de carga:

- Peso propio.
- Pretensado.
- Carga permanente (cubiertas).
- Puentes-grúas.

Inicialmente se procedió al cálculo por el procedimiento normal de iteración, estudiándose para cada uno de los casos de carga las reacciones en cada nudo mediante el Cremona correspondiente. Después se estudiaron los desplazamientos transversales de las barras por el procedimiento de Williot y se calcularon los momentos correspondientes. También se calculó la distribución de momentos como estructura reticular sin desplazamientos.

Pero como al hacer sucesivos Cremonas y Williot se vio que no se llegaba a una convergencia rápida, utilizamos, a pesar de su gran complicación, el método de cálculo directo de las deformaciones angulares combinadas con las deformaciones de células por variación de longitudes de las barras, que dan lugar a deformaciones transversales de las mismas, para los casos de carga *a*), *b*) y *c*), que son casos de carga simétrica y que nos permite simplificar el problema, considerando sólo media viga.

La fórmula general de la viga elásticamente sustentada, de inercia constante, nos proporciona para

cada barra dos ecuaciones con las notaciones habituales:

$$M = M + \frac{4EI}{L} \left(\theta + \frac{1}{2} \theta' + \frac{3}{2} \frac{\Delta}{L} \right);$$

$$M' = M + \frac{4EI}{L} \left(\theta' + \frac{1}{2} \theta + \frac{3}{2} \frac{\Delta}{L} \right).$$

Esto nos da en total 16 ecuaciones para media viga.

Planteando en cada nudo el equilibrio de las reacciones de las barras que inciden en él con las fuerzas exteriores, tanto para la proyección vertical como para la horizontal, se obtienen 9 ecuaciones más, en las cuales se valoran los senos y los cosenos en función de las longitudes de las barras, obteniendo ecuaciones del tipo:

$$\frac{M_1 + M_1'}{L_1} \times \frac{L_5}{L_1} + \frac{M_5 + M_5'}{L_5} + \frac{N_1 \times L_{11}}{L_1} = F_{AV},$$

correspondientes al equilibrio de los componentes verticales en nudo A.

Expresando el equilibrio en cada polígono cerrado del Williot, correspondiente a cada célula, vertical y horizontalmente se obtienen 8 ecuaciones más que ligán los desplazamientos transversales de las barras con los esfuerzos axiles y las características de las mismas.

Por último, expresando el equilibrio de momentos en cada nudo, se producen 4 ecuaciones más.

En total se llega a un sistema de 37 ecuaciones con 37 incógnitas M , N , Δ y θ , que utilizando un artificio de analogía matricial, ha podido resolverse de una manera relativamente práctica.

Comparados los esfuerzos axiles y momentos obtenidos por el sistema y los cálculos por Cremona y los de peso propio obtenidos por distribución suponiendo nudos fijos, y sin tener en cuenta efectos secundarios, se aprecian diferencias menores del 10 por 100, que ponen de relieve una gran ventaja del pretensado en estructuras triangulares, al reducir los alargamientos de las barras, todas las deformaciones de células son semejantes, disminuyéndose mucho las flexiones transversales.

Teniendo en cuenta este resultado, el cálculo de las restantes vigas ha podido simplificarse al no ser necesario el planteo del sistema de ecuaciones aludido ante la relativa poca diferencia de los resultados obtenidos.

En cuanto al caso *d*), o sea actuación de los puentes-grúas, se han considerado tres posiciones de los mismos, y se han calculado los correspondientes Cross, Cremona y Williot para la obtención de los esfuerzos en las barras y también se han estudiado las torsiones originadas por la excentricidad de los puentes-grúas, considerando las rigideces a flexión y torsión de las barras como estructura espacial.

Las tensiones de trabajo que se han considerado

para el hormigón y acero son de 90 y 1 200 Kg./cm.² respectivamente. Para el pretensado se han utilizado alambres de 5 mm. de diámetro, agrupados en cables de tres alambres y con una carga de trabajo de 2 000 kilogramos por alambre.

Ensayos.

Para comprobar los resultados del cálculo y asegurarse de las condiciones de trabajo de las vigas, especialmente bajo la acción de los puentes-grúas, se hizo un estudio en modelo reducido a escala 1/10, donde se estudiaron todas las hipótesis de carga, llevándose a rotura un modelo por elevación gradual de la carga de cubierta en el centro del cordón superior y otro por elevación de la del puente-grúa. En el primer caso se llegó a una carga de nueve veces la real, apareciendo las primeras grietas al superar el triple de dicha carga, comenzando la rotura de hilos de pretensado antes de llegar a seis veces. En la hipótesis de puente-grúa, no se llegó a consecuencias tan definitivas, pues se produjo la rotura accidental a consecuencia de un fallo en el sistema de disposición de cargas, cuando se había pasado de cuatro veces la carga equivalente. Se midieron flechas, inclinaciones de los cordones superior e inferior, deformaciones de barras entre nudos y deformaciones unitarias en el centro de las barras. Se observó una proporcionalidad casi perfecta hasta el triple de las cargas de cálculo. Este ensayo se complementó con un ensayo directo en obra, sustituyendo las cargas de peso de cubierta y puente-grúa por la acción de gatos hidráulicos, obteniéndose un acuerdo completo de flechas entre el cálculo analítico, el modelo y la realidad, así como una proporcionalidad perfecta en el margen de variación hasta las cargas normales durante la experiencia en la viga real.

Construcción.

Tiene mucha importancia el proceso constructivo en las estructuras pretensadas, pues puede suceder, como de todos es conocido, que el pretensado en vacío dé tensiones superiores a las de la estructura cargada. Por eso el proceso constructivo se atuvo exactamente a las siguientes fases:

Fase primera.— Una vez montados los encofrados y dispuestas las armaduras y cables de pretensado, con arreglo a los planos, se hormigonó la viga.

Fase segunda.— A los quince días de terminación del hormigonado de la viga se procedió al tensado de los alambres dispuestos transversalmente en los nudos.

A continuación se dispuso el tesado de los cables rectos y posteriormente los que van en disposición quebrada, dándoles una tensión del 100 por 100; a continuación se descimbró la viga.

Fase tercera.— Al terminar la fase anterior la viga estaba presta para recibir la carga de los arcos con cubierta.

Fase cuarta.— Como siempre mediaba un cierto tiempo entre este tensado y la puesta en carga de la viga, al terminar la cubierta correspondiente se procedió al retesado de todos los alambres, tanto transversales como longitudinales, comprobando sus tensiones y llevándolos en caso de pérdida a su tensión de proyecto. Después se efectuó la inyección de hormigón entre los alambres.

El pretensado de la viga se llevó a cabo por el sistema español "Barredo", que utiliza grupos de tres alambres pretensados individualmente y anclados juntos mediante cuña triangular. Los alambres son de 5 mm. con 150 Kg./cm.² de resistencia a rotura, tensados hasta 110 Kg./mm.² inicialmente, para contar con una resistencia efectiva de 100 Kg./mm.². El hormigón de 350 Kg. de supercemento con áridos en cuatro tamaños y relación agua-cemento de 0,43 dió una resistencia mínima de 520 a los veintiocho días.

Las obras civiles correspondientes a las instalaciones de Laminación, han sido proyectadas, como se ha dicho, por el Servicio de Proyectos de Obras Civiles de ENSIDESA, bajo la dirección del Ingeniero D. José M.^a Ortuño Medina, y la construcción de las obras por la Oficina de Obras correspondiente, bajo la dirección del Ingeniero de Caminos D. Ramón Mallol Forné. La Casa Huarte, a quien estaba encomendada la contrata de ejecución, ha prestado decidida ayuda, habiéndose realizado en sus Laboratorios, por el Ingeniero de Caminos D. Luis Huarte Gofí, los ensayos de que se ha hecho mención.