

ANALES



DEL INSTITUTO DE INGENIEROS DE CHILE

SAN MARTIN 352 — CASILLA 487 — SANTIAGO

S u c e s o r

De la:

Y del:

“SOCIEDAD DE INGENIERIA” “INSTITUTO DE INGENIEROS”

Fundada el 31 de Mayo de 1888

Fundado el 28 de Octubre de 1888

Con Personalidad Jurídica desde el 28 de diciembre de 1900

Adherido a la USAI y a la CONFERENCIA MUNDIAL DE LA ENERGIA

AÑO LXIX ● ABRIL - MAYO - JUNIO DE 1956 ● N.ºs 4-5-6

Comisión Editora: Raúl Sáez (Pdte.), Rodrigo Flores.

Ing. Arturo J. Bignoli.

Estructura de hormigón armado premoldeado desmontable

PARA LA NUEVA USINA TERMICA DEL FERROCARRIL NACIONAL
GENERAL URQUIZA, EN KM. 14 (PARA P. PODESTA), PROVINCIA
DE BUENOS AIRES, REPUBLICA ARGENTINA.

1. *Generalidades:* La estructura consta de dos naves (fig. 1). La mayor, cubierta con cabriadas de 31,00 mts. de luz libre, apoyadas sobre columnas de 18,00 mts. de altura, ambas construídas según patentes N.ºs 74.745 y 75.604. La nave menor tiene una luz de 12,00 mts. también salvada con cabriadas de hormigón armado premoldeado, apoyadas sobre columnas del mismo material de 11,00 mts. de altura, las que soportan a 8 mts. de altura una viga para puente grúa de 20 t. de carga útil.

Toda la estructura principal, formada por los elementos anteriores, se halla espacialmente arriostrada por un sistema de puntales de hormigón armado premoldeado y tensores de acero redondo, desnudos, constituyendo una serie de planos rígidos que forman un volumen indesplazable. Las paredes y el techo son cubiertos con chapas de fibrocemento onduladas de 8 mm. de espesor, las que apoyan sobre correas de hormigón armado centrifugado en forma de vigas Gerber. En la parte inferior de las paredes se ha colocado un zócalo de hormigón premoldeado de 1,20 mts. de altura.

Los ventanales también son de hormigón armado premoldeado. Todo el conjunto es desmontable, habiéndose realizado uniones de tipo especial a base de pernos traccionados, las que luego describiremos.

2. *Proyecto y cálculo:* Dada la magnitud de los esfuerzos en juego, en la nave mayor, se dispusieron los elementos estructurales de modo a obtener un siste-

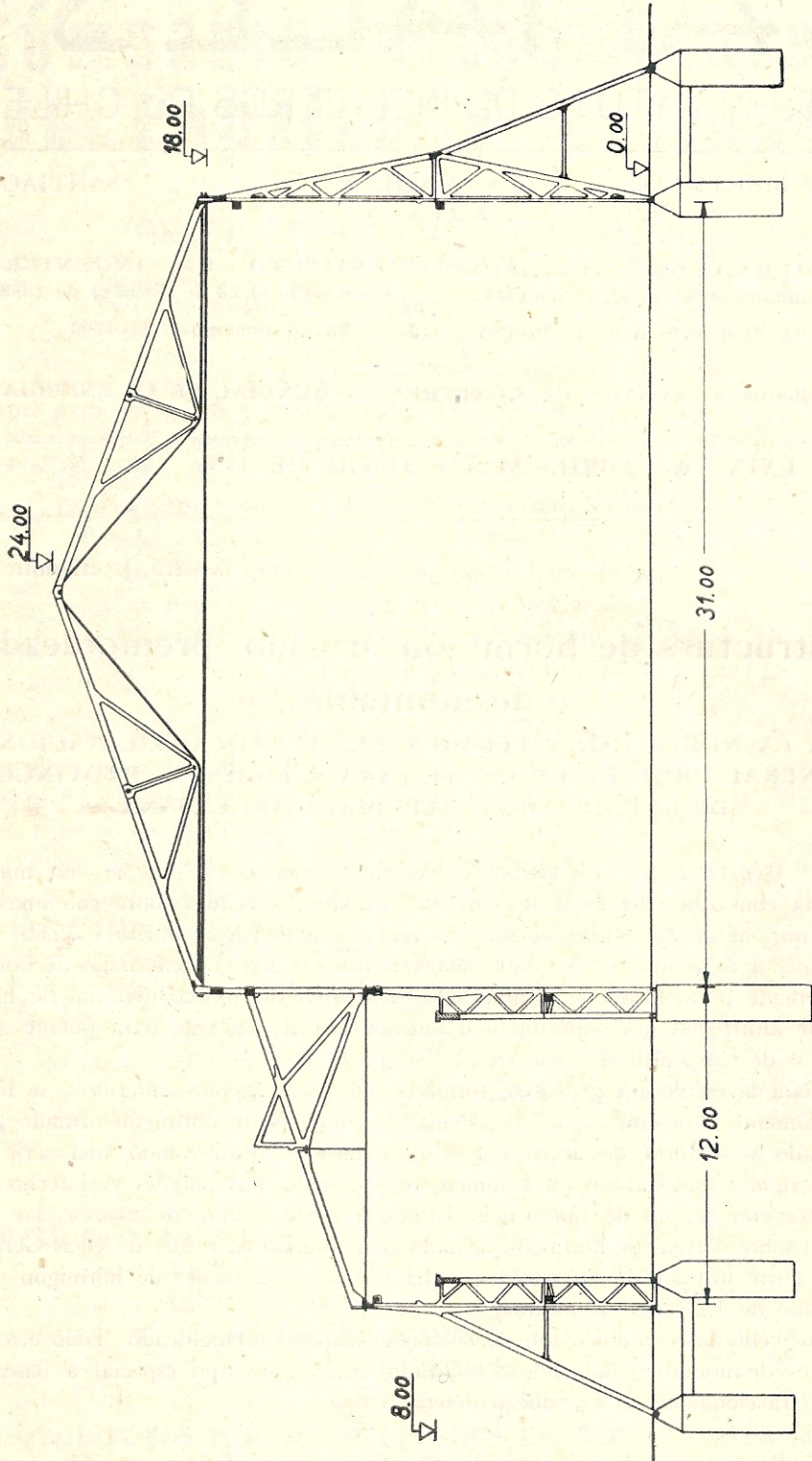


FIG. 1



ma estáticamente determinado, contando la cabriada de 31,00 mts. de luz con un apoyo fijo sobre la columna exterior y uno móvil, obtenido alineando dos articulaciones, sobre la columna intermedia entre ambas naves.

Las columnas exteriores y las de los frentes pueden tomar las presiones y/o succiones del viento pues han sido proyectadas como grandes ménsulas de 18,00 mts. de luz. La transmisión de las cargas horizontales a tierra es así directa.

En la nave menor en cambio, la estructura es estáticamente indeterminada bajo la acción del viento, pues las dimensiones resultantes para las columnas, debido a los espacios libres impuestos por el puente grúa, hacían conveniente su empotramiento. En particular, las columnas exteriores cuentan como las de la nave mayor con un puntal de arriostramiento.

El funcionamiento estructural de toda la construcción en su plano resulta así perfectamente claro, estando las tensiones y deformaciones resultantes, dentro de lo admisible prudentemente para esta clase de estructuras y proceso de elaboración del hormigón. A pesar de ello y posiblemente por resultar la forma estructural bien adecuada a las cargas que deben soportarse, las piezas constitutivas resultaron muy esbeltas, lo que trajo aparejada la necesidad de verificar la estabilidad del conjunto, en el plano y espacialmente, además de asegurarla mediante elementos estructurales adecuados. Este último objeto es llenado por puntales especiales, que dan lugar a mallas transversales rectangulares, algunas de las cuales son atravesadas por cruces de San Andrés, constituídas por tensores de hierro redondo. La hiperestaticidad de estas mallas permite poner en tensión previa a la estructura, lo que mejora sus condiciones de rigidez y de estabilidad general.

El dimensionamiento de las secciones se realizó tomando como base la norma alemana para construcciones de hormigón armado premoldeado (Norma D. I. N. 4225) suponiendo un hormigón de calidad B 225. Esta calidad fue controlada mediante ensayos sobre probetas normales cilíndricas. Los ensayos de las probetas fueron sistemáticamente realizados en el Laboratorio del Instituto del Cemento Portland Argentino, cuya colaboración resultó extraordinariamente valiosa. Los resultados de los ensayos indican que el hormigón fabricado, en general responde por resistencia a un B 300; sin embargo se tomaron las tensiones correspondientes a un B 225 en razón de que al dosar los ingredientes en volumen, se esperaban algunas oscilaciones, las que efectivamente se verificaron.

La elección de la norma para el cálculo de secciones fue el resultado de un proceso de comparación entre los diferentes reglamentos existentes para el cálculo del hormigón armado, a la luz de la experiencia propia en premoldeo de la empresa que realizó el trabajo. Se consideró la norma D. I. N. 4225 como la más adecuada.

Para la estimación de las cargas de viento se adoptó la norma alemana D. I. N. 1055 Hoja 4, por estar más de acuerdo con las últimas experiencias en túnel aerodinámico, así como observaciones directas. Se consideró una presión dinámica de 100 Kg/m², lo que equivale a un viento de 144 Km/hora. Aunque es casi imprevisible un viento de esta velocidad en la zona considerada, se adoptó este valor por tratarse de una estructura de gran altura (muchas superficies de ataque para el viento) y cerrada ya sea en la cubierta como en las paredes con un material tan liviano como el fibrocemento (poca masa y por lo tanto poca inercia). La repartición de presiones y succiones en los diferentes planos, se realizó sobre la

base de los coeficientes de forma reglamentarios establecidos por la norma D. I. N. 1055 Hoja 4.

Debido a que la longitud del edificio solamente alcanza a ser 1,5 veces la luz, pues llega a 49,00 mts, la cantidad de piezas especiales necesarias para realizar las cabeceras incide fuertemente sobre su número total. Fue necesario construir 88 tipos diferentes de piezas cuyas características están descritas en los 151 planos de que consta el proyecto. La pieza más repetida, excluidas las correas, se construyó 149 veces, habiendo algunos que difieren entre sí en pequeñas particularidades lo que permitió el empleo repetido de los mismos moldes.

La pieza más pesada alcanza a 2.200 Kgs. (media columna nave mayor) y la más liviana a 72 Kgs. (un tramo de correa contrifugado). A pesar de la gran cantidad de piezas diferentes y de la variedad de pesos, todas fueron construídas en la fábrica de la Firma Construcciones Toschi Hnos. S. C., situada en San Martín y transportadas en camión a la obra para su montaje. Es ésta la mejor prueba de la desmontabilidad y eventual traslado de la estructura premoldeada.

El precio de la estructura resultó económico, pese a su desmontabilidad y características especiales de grandes alturas y luces.

El montaje fue realizado con dos plumas de 26 mts. de altura total, con huinches accionados a mano. Fue además necesario el empleo de algunos elementos especiales proyectados y construídos con ese fin específico.

3. *Fundaciones*: De un prolijo estudio de las características del terreno de fundación, realizado por personal especializado en la E. N. T. resultó que la cota de fundación más conveniente era la de aproximadamente 5,00 mts. bajo el nivel del terreno natural donde la presión admisible fue fijada en 2,5 Kg/cm². Comparadas las soluciones de fundación directa y de pilotes moldeados "in situ" resultó mucho más conveniente desde el punto de vista económico la fundación directa, que además ofrecía la ventaja de absorber en modo más seguro las tracciones que sobre los cimientos determinan las cargas de viento y que llegan a varias toneladas.

Se construyeron pues bloques de hormigón de 1,40 x 1,40 x 5,00 mts. aproximadamente, disponiéndose en la parte superior de elementos especiales para unión de las piezas premoldeadas, así como de vigas de arriostamiento horizontal entre bloques cuando éstos eran dobles (fig. 1).

4. *Cabriadas mayores*: Cubren una luz libre de 31 mts. (fig. 1) y son de tipo Polonceau, con los elementos traccionados constituídos por barras de acero redondo y los comprimidos por piezas de hormigón armado premoldeado. Ya se habían construído cabriadas de este tipo hasta 20 mts. de luz, en las que las partes de hormigón armado premoldeado eran dos, de unos 11 mts. aproximadamente de longitud, valor que puede considerarse como límite superior a los efectos del transporte. Estos dos elementos llevaban un tensor cada uno de modo a constituir dos vigas armadas las que al colocar en obra el tensor inferior horizontal formaban la cabriada. En este caso hubo que dividir cada media cabriada en dos partes, para tener elementos transportables. El dividir la cabriada en cuatro partes trajo aparejado el problema de unir antes de la colocación en obra los pares de la misma para formar las dos vigas armadas mediante un elemento de

unión que fuera capaz de transmitir las fuerzas de compresión, así como de ofrecer suficiente inercia transversal.

Esto se obtuvo con la unión mediante pernos que indica la fig. 2 y que permite a la vez mediante el ajuste de dichos pernos imponer un estado de com-

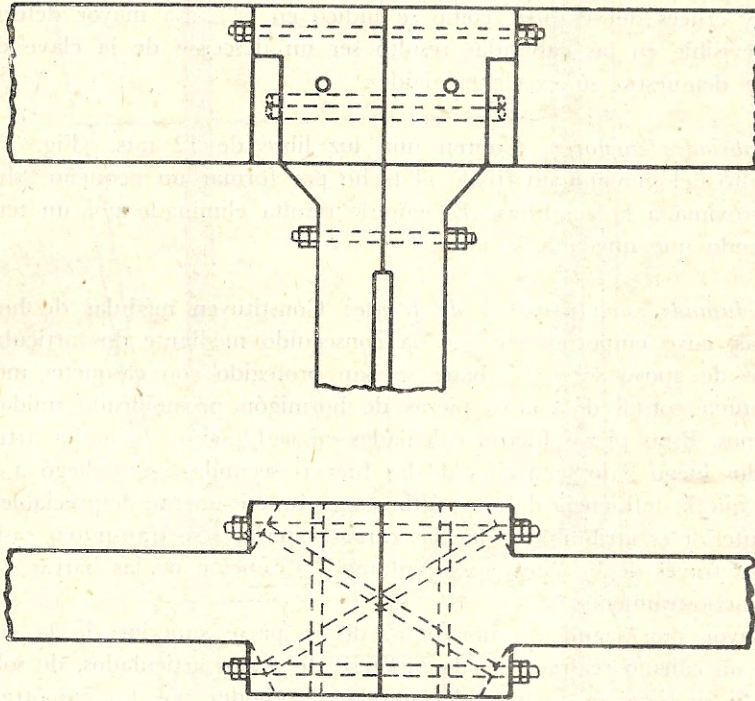


FIG. 2

presión previa al hormigón. Los puntos de unión de los tensores con el hormigón fueron realizados dando apoyo a los primeros sobre el segundo mediante especiales protecciones de chapa metálica estampada (fig. 3).

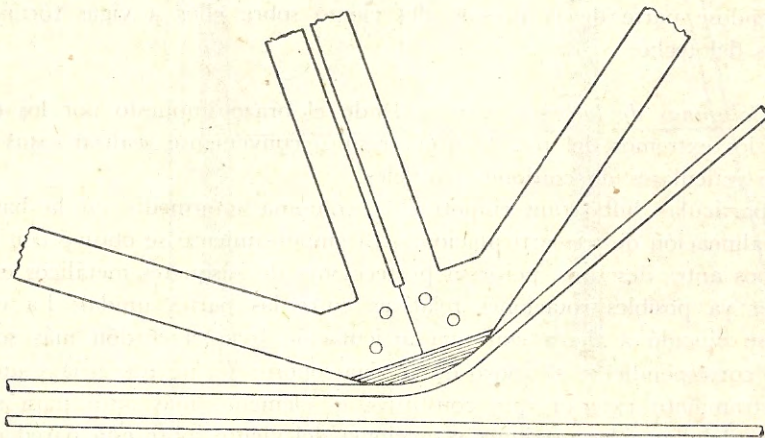


FIG. 3

Se protegieron asimismo los puntos de apoyo de la cabriada sobre las columnas con casquetes metálicos, en atención a las posibilidades de eventuales rotaciones o desplazamientos debidos a variaciones térmicas sobre una pieza tan larga, o también a la acción del viento (fig. 4).

La estabilidad transversal de las cabriadas se obtuvo mediante puntales especiales y cruces de tensores, como se indicó en (1). La mayor deformación elástica previsible en las cabriadas resultó ser un descenso de la clave de 2,75 cm. lo que demuestra su excelente rigidez.

5. *Cabriadas menores*: Cubren una luz libre de 12 mts. (Fig. 1) y su forma resultó del movimiento fijado al techo par formar un pequeño "shed" en la parte próxima a la cumbre. El empuje resulta eliminado por un tensor de acero redondo que queda a la vista.

6. *Columnas nave mayor y de frente*: Constituyen médulas de hormigón trianguladas, cuyo empotramiento se ha conseguido mediante dos articulaciones. Los puntos de apoyo sobre las bases se han protegido con casquetes metálicos. Cada columna consta de cuatro piezas de hormigón premoldeado unidas entre sí con pernos. Estas piezas fueron calculadas en la hipótesis de nudos articulados y verificados luego bajo la acción de las fuerzas secundarias; se llegó a la conclusión de que la influencia de estas últimas era prácticamente despreciable. El fenómeno anterior es atribuible a que las cargas exteriores se transmiten casi exclusivamente a través de los cordones, resultando la función de las barras de alma, de simple arriostamiento.

El mayor desplazamiento horizontal de la parte superior de la columna, resulta de un cálculo realizado en la hipótesis de nudos articulados, de solamente 4,90 cm. Si se tiene en cuenta el aumento de rigidez por los empotramientos nudales, se concluye que la estructura proyectada es de gran estabilidad en su plano. La estabilidad, transversalmente al plano, fue asegurada dividiendo su longitud libre en dos partes mediante puntales y/o tensores especiales de arriostamiento de modo a no superar una relación de esbeltez $l/d = 40$ concorde con las prescripciones de la norma D. I. N. 4225. En el caso de las columnas de frente, sobre las mismas se construyó la estructura de sostén de los mojinetes, transmitiéndose parte de la presión del viento sobre ellos a vigas formadas en los planos del techo.

7. *Columnas de la nave menor*: Dado el brazo impuesto por los espacios libres de los extremos del puente grúa, resultó conveniente realizar estas columnas como reticulares de cordones paralelos.

En particular hubo que empotrar la columna intermedia en la base para evitar la alineación de tres articulaciones. El empotramiento se obtuvo con uniones de los tipos antes descritos, pero sin protecciones de casquetes metálicos en razón de no ser ya posibles rotaciones relativas entre las partes unidas. La columna exterior se vinculó a tierra con una articulación bajo el cordón más solicitado que es el correspondiente al apoyo de la viga soporte del puente grúa y un puntal de arriostamiento exterior que constituye el elemento más apto para soportar las fuerzas debidas a las presiones y succiones del viento sobre esta pared exterior.

Ambos tipos de columnas (exterior e intermedia) de la nave menor fueron

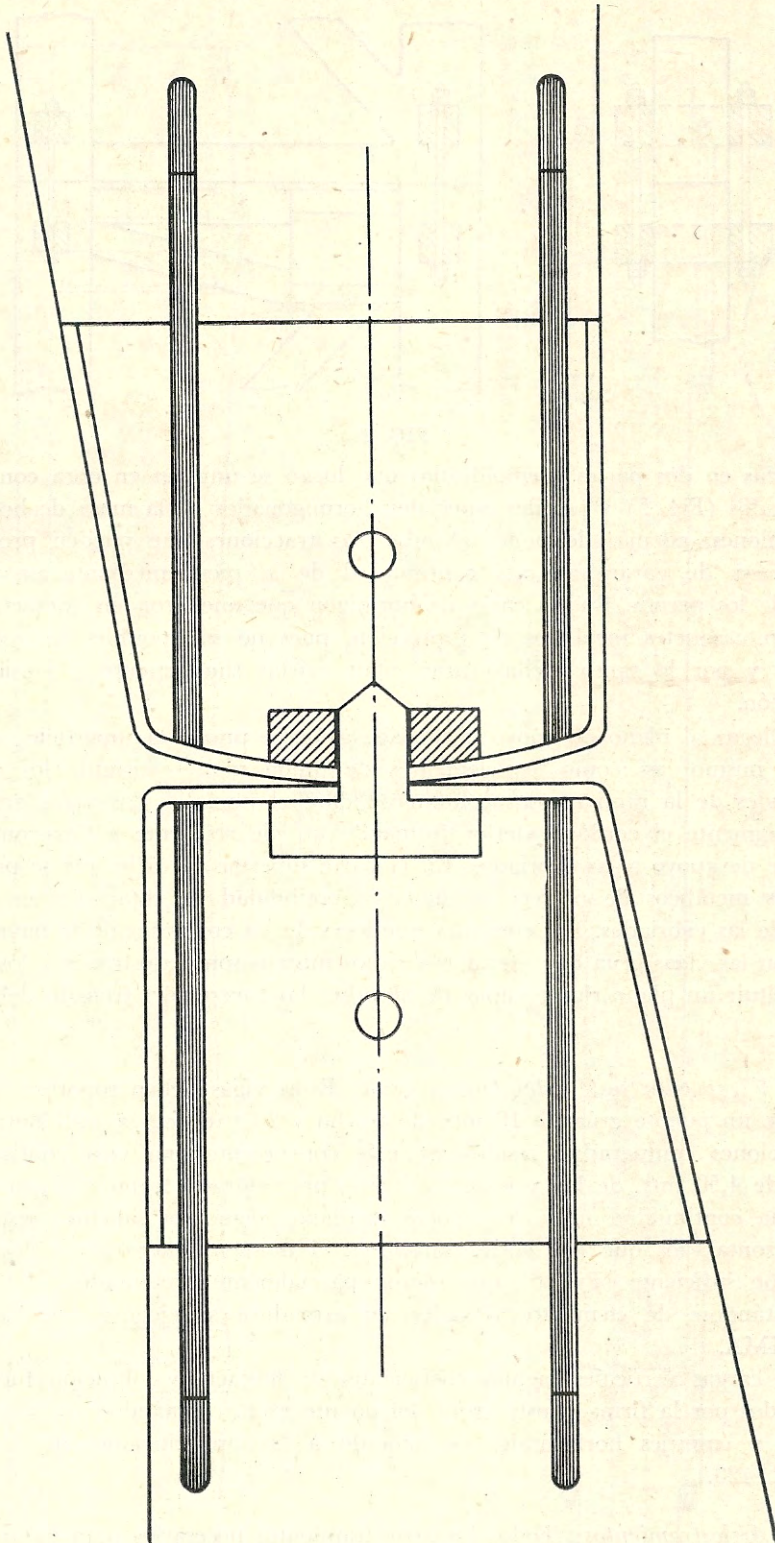


FIG. 4

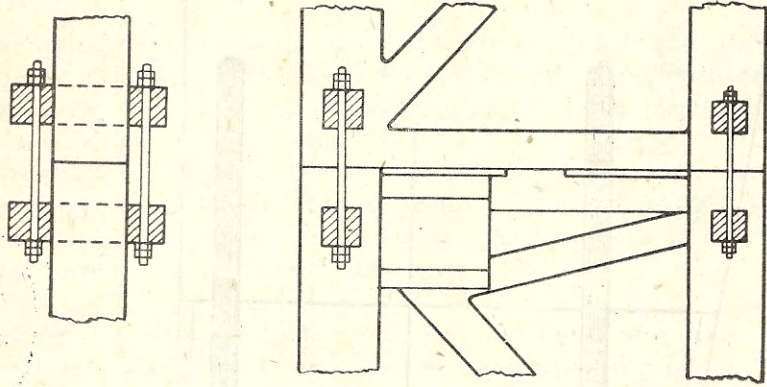


FIG. 5

construídas en dos partes premoldeadas que luego se unieron en obra con pernos traccionados (Fig. 5) y perfiles especiales, hormigonados en la masa de hormigón. Estas uniones, además de poder absorber las tracciones que pueden producirse, son capaces de garantizar una continuidad de la pieza mediante un tensado previo de los pernos. En las caras de hormigón que quedaron en contacto no se previeron casquetes metálicos de protección, pues no son posibles las rotaciones relativas y por lo tanto dichas caras están sujetas simplemente a tensiones de compresión.

Al llegar al plano de apoyo de la viga grúa, se previó la superficie necesaria para el mismo, así como los elementos de unión para transmitir los empujes horizontales de la misma a las columnas. Sobre el plano de las vigas grúa continúa solamente el cordón exterior formando un pie resistente a flexocompresión que sirve de apoyo a las cabriadas. En la parte superior de dicho pie se previeron casquetes metálicos de protección, dada la posibilidad de rotaciones en los extremos de las cabriadas. Los cordones interiores de las columnas de la nave menor junto con las vigas grúa que apoyan sobre los mismos son arriostros a los efectos de constituir un plano rígido capaz de absorber las fuerzas del frenado del puente grúa.

8. *Vigas para sostén del puente grúa:* Estas vigas deben soportar las reacciones de un puente grúa de 10 mts. de trocha y 20 t. de carga útil. Entre todas las soluciones comparadas, resultó ser más conveniente una viga continua con tramos de 4,50 mts. de luz y sección T. Fue premoldeada tramo por tramo y se obtuvo la continuidad sobre los apoyos mediante elementos salientes respecto al ala horizontal, los que por corte transmiten el momento negativo a dos pernos de sección suficiente (Fig. 6) que fueron parcialmente pretensados.

Tratándose de elementos flexados, su armadura se ejecutó con barras de acero SIMA.

Las cargas verticales incluso coeficientes de impacto y vibración fueron suministrados por la firma constructora del puente grúa, estimándose las fuerzas del frenado y empujes horizontales de acuerdo a las prescripciones de la norma D. I. N. 120.

9. *Arriostros:* Todos los arriostros necesarios para garantizar la indesplazabilidad espacial son generalmente confiados a las correas en colabora-

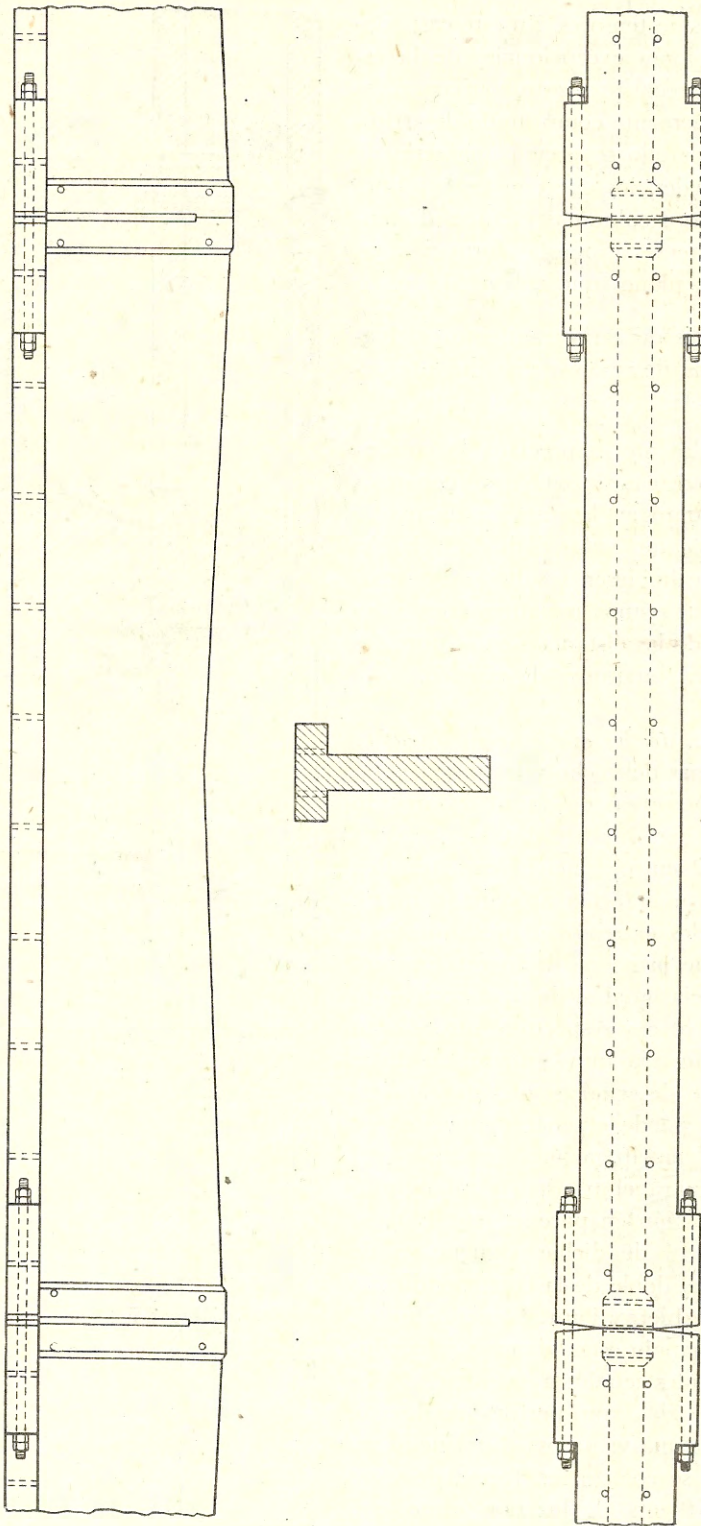


FIG. 6

ción con cruces de tensores. En este caso, dadas las dimensiones excepcionales de la estructura nos pareció prudente confiar en las correas como elemento comprimido de arriostramiento y por ello se previó una serie de puntales especiales, los que con los cordones de las cabriadas o columnas y cruces de tensores espacialmente dispuestas forman vigas en los diversos planos que deben fijarse.

Estos puntales de arriostramiento originaron el problema de resolver una unión espacial desmontable.

No fue totalmente despreciada la colaboración de las correas sin embargo, con cuya presencia se contó en los estados de mayor carga para aceptar valores de la relación de esbeltez que hubiesen resultado algo mayores que los máximos reglamentarios si se hubiesen tomado las distancias entre puntales especiales como longitudes de pandeo.

10. *Correas de hormigón centrifugado*: Todas las chapas del techo y las paredes son soportadas por correas de hormigón armado centrifugado (Fig. 7 y 8). Patente Argentina N° 113.322 cuya principal característica es la de tener una forma aproximadamente ovalada, con dos extremos planos, que tiene respecto del eje principal de inercia un momento de inercia igual al de una sección doblete de igual peso y respecto al otro eje un momento de inercia muy superior al de la sección doblete de igual peso. Esta característica, que se puede obtener solamente con el proceso de centrifugación, constituye una gran ventaja para el transporte, manipuleo en obra, colocación en paredes, etc. El peso por metro lineal de dichas viguetas es de 16 Kg., o sea el doble de la correspondientes sección INP de hierro. Para obtener la misma facilidad de manejo estas viguetas se producen en longitudes iguales a la mitad de las correas construídas con perfiles de hierro. Para conseguir una ventajosa distribución de los momentos se colocan en forma de vigas Gerber de 4,50 mts. de luz por tramo, con

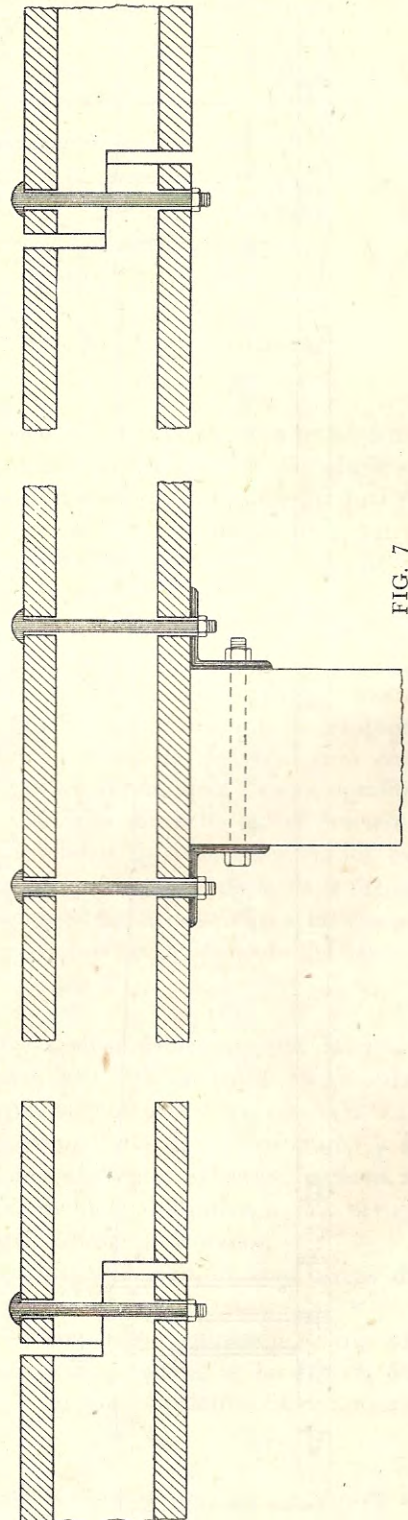


FIG. 7

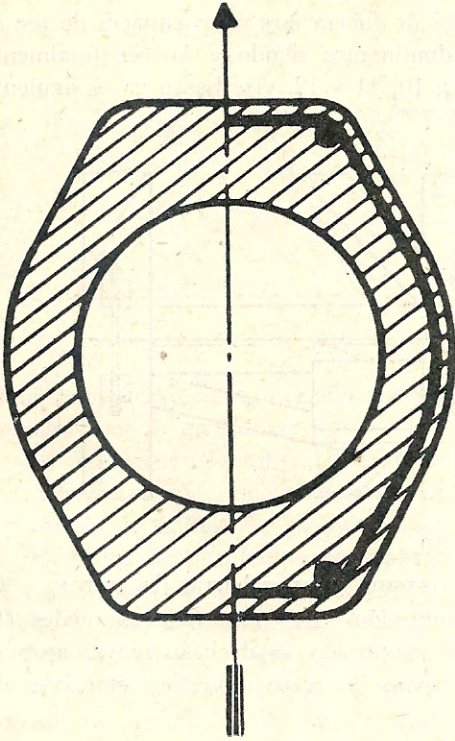


FIG. 8

articulaciones a 0,50 mts. del apoyo. Como se ha previsto una articulación por tramo, a los efectos de evitar los inconvenientes que de ello podrían derivar, la unión de la correa a la cabriada, o en general al elemento de estructura principal, se ha realizado mediante dos pernos que pueden absorber un momento del orden de magnitud del que deriva de la continuidad. De este modo la eventual falla de un tramo no implica necesariamente la de los próximos, como resultaría de haber previsto un solo perno en cada unión.

Las correas en las paredes, dado que no están cargadas por el peso propio en su plano principal de inercia, se han reforzado con tillas de hierro redondo de disposición y anclaje especiales.

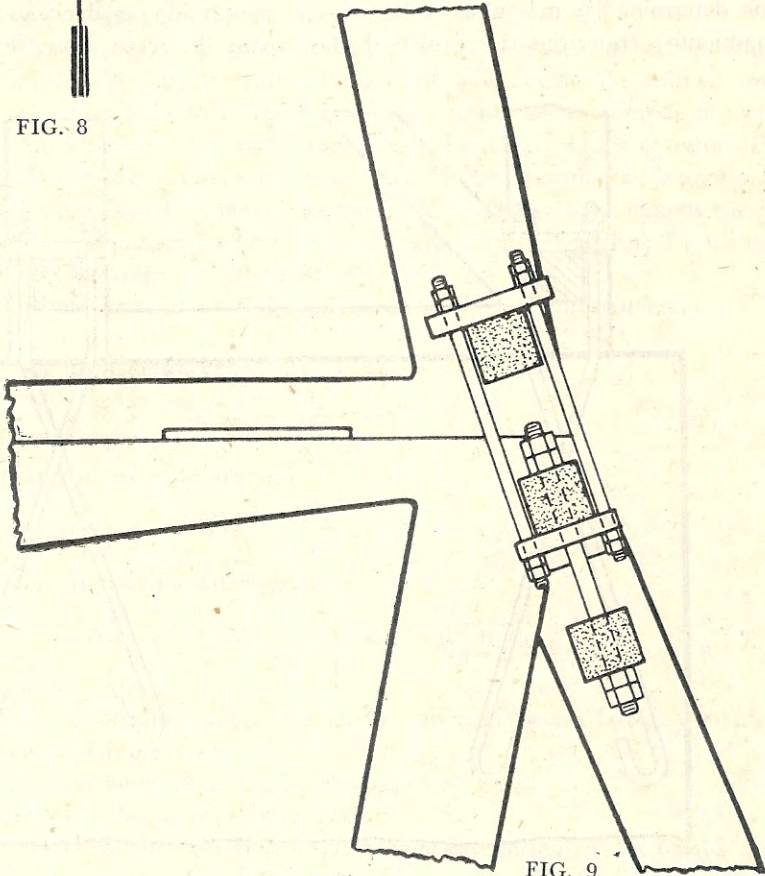


FIG. 9

11. *Uniones*: Dada la magnitud de los elementos estructurales, fue necesario dividirlos en piezas y estudiar uniones de fuerza especiales capaces de tomar solicitaciones de tracción y compresión dominantes siendo a la vez totalmente desarmables. Se pueden observar en figs. 9, 10, 11 y 12, y se basan en el siguiente funcionamiento estructural.

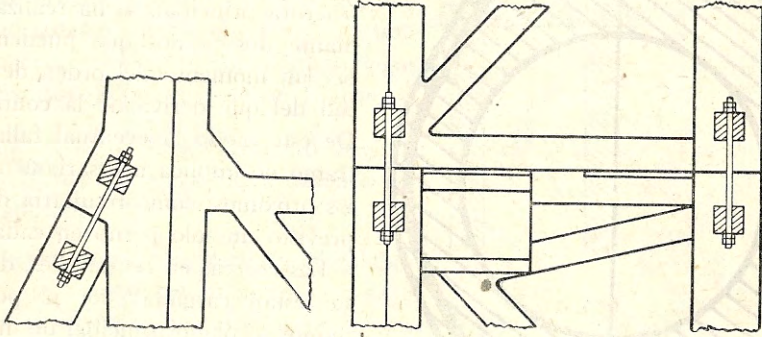


FIG. 10

- 1° Todas las fuerzas de tracción son transmitidas por barras de acero;
- 2° El hormigón trabajando a la compresión sobre superficies parciales (lo que determina las más altas resistencias a compresión, es decir su mayor aprovechamiento) transmite la tracción de las barras de acero a perfiles especiales de

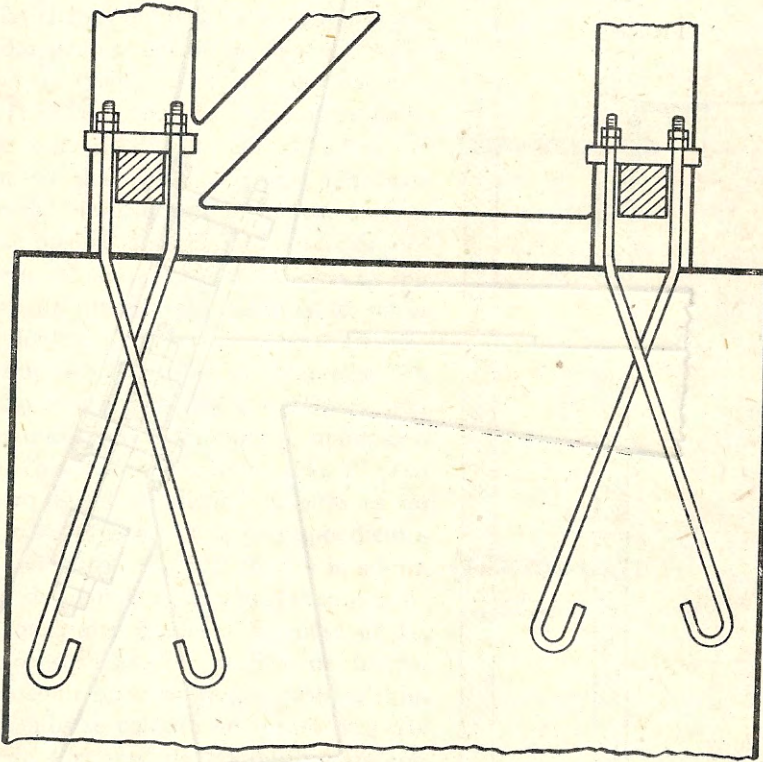


FIG. 11

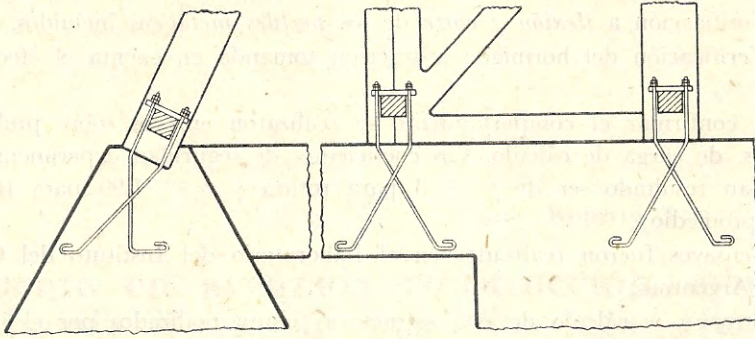


FIG. 12

acero que atraviesan la sección sobresaliendo a ambos lados de la pieza y son envueltas por la armadura;

3º Los extremos salientes de estos perfiles especiales están unidos entre sí por pernos roscados, que trabajan a tracción y son los que transmiten la fuerza a través de la unión.

El hecho de que los pernos trabajan a tracción, significa además de suponer un claro funcionamiento de la unión, la posibilidad de darle una compresión previa, lo que determina una notable rigidez de la unión otorgándole a la vez un fuerte momento de inercia transversal;

4º La inclusión de piezas especiales de acero perfilado reduce la sección traccionada de hormigón, lo que determinaría la fácil producción de fisuras, que aun no teniendo influencia sobre la resistencia de la unión resultarían de aspecto poco agradable. Sin embargo, por estar estas piezas incluidas en los extremos de los elementos prefabricados resultan secciones con fuertes cuantías de armadura, por superposición de barras y ganchos, lo que determina elevados valores de la tensión de fisuración del hormigón (efecto Considère) (Véase Guerrin: Le Calcul du Béton Armé a la Rupture, por ejemplo).

El cálculo de estas uniones se realiza verificando las siguientes fuerzas:

1º *Tracción en las armaduras:*

$$\sigma_{adm} = 1,4 \text{ t/cm}^2$$

2º *Tracción en los pernos exteriores:*

$$\sigma_{adm} = 1,0 \text{ t/cm}^2$$

3º *Compresión parcial del hormigón:*

$$n \delta b_2 \sigma_1 \leq N ; \sigma_1 = \sigma_{adm} \sqrt[3]{b_1/\delta}$$

con: n = número de barras.

b_2 = lado de la sección traccionada en la dirección de las barras dobladas (normal a los perfiles).

σ_1 = tensión admisible ideal según Reglamento.

δ = diámetro de las barras de armadura.

b_1 = lado de la sección traccionada en dirección normal a las barras dobladas (paralelo a los perfiles).

4º Verificación a *flexión y corte* de los *perfiles metálicos* incluidos.

5º Verificación del hormigón a tracción tomando en cuenta el efecto Considère:

Para confirmar el comportamiento se realizaron ensayos sobre probetas de 4.000 Kgs. de carga de cálculo. Los coeficientes de seguridad experimentales obtenidos han resultado ser de $v = 3$ para rotura y $v = 1.90$ para fisuración (valores promedio).

Los ensayos fueron realizados en el Laboratorio del Instituto del Cemento Portland Argentino.

El proyecto y cálculo de esta estructura fueron realizados por el ingeniero Arturo Bignoli, profesor de "Teoría de las Estructuras" en la Universidad de Eva Perón, empleando patentes propias del Doctor Ing. Luis Toschi. En la ejecución material del proyecto y la ejecución y organización de la obra, colaboraron los siguientes técnicos de la Empresa Construcciones Toschi Hnos. S. C.: ingenieros Luis Toschi, Mario Toschi, Arturo Bignoli; técnicos Virgilio Giardini, Julio Liotti, Silvio Poggio, Guido Ballanti y Antonio Cerredá.

Los ensayos realizados en el Instituto del Cemento Portland Argentino, así como el asesoramiento técnico correspondiente fueron suministrados por los ingenieros Enrique P. Villarreal, Enrique D. Fliess, y el técnico M. M. de O. Edmundo Bertino.