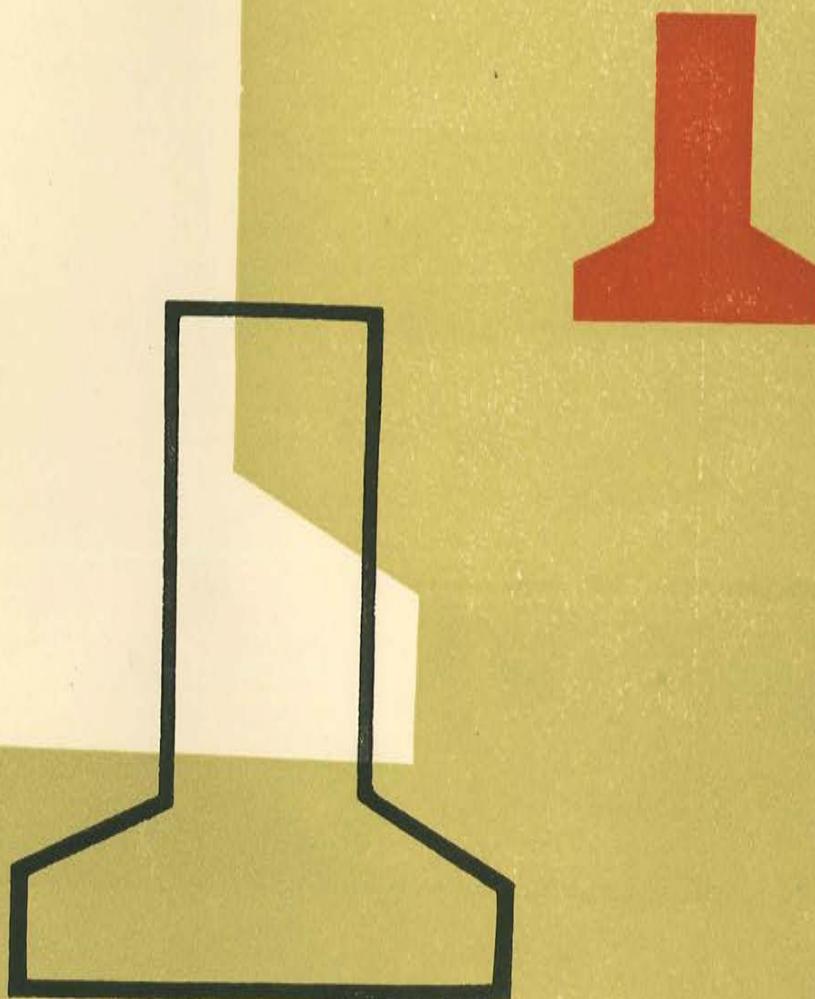


ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



BOLETIN NUM. 26 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

a

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica

U L T I M A S N O T I C I A S

Técnicas en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

Nº 26

Mayo-Junio 1955

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

I N D I C E

=====

591-0-6	Pasado, presente y futuro del hormigón pretensado	pág. 1
591-1-2	Estructura de hormigón pretensado para una fábrica con maquinaria pesada	" 10
591-4-5	Proyecto y construcción de silos de hormigón pretensado	" 13
591-4-6	El mayor depósito en hormigón pretensado	" 31
628-0-4	El empleo de fleje de acero como armadura del hormigón pretensado . . .	" 33

- - -

N o t a s: El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y edificación, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

591-0-6 PASADO, PRESENTE Y FUTURO DEL HORMIGON PRETENSADO

(Note sul precompresso: passato, presente, avvenire)

por Nino di Giorgio

"L'INDUSTRIA ITALIANA DEL CEMENTO", Julio-Agosto 1954

- S i n o p s i s -

El autor del presente artículo hace un crítico e interesante examen de las conferencias pronunciadas, por los ingenieros Marletta y Morandi y por el profesor G. Stellingwerff, con motivo del congreso, que sobre hormigón pretensado, organizó el "Anicap" en Roma, durante el mes de julio de 1954.

Al final, el autor, hace un comentario a un artículo de Freyssinet, publicado en la revista "Travaux".

En el congreso, sobre hormigón pretensado, con tanto éxito desarrollado en Roma por el "Anicap", bajo la presidencia del profesor Gianelli, se pronunciaron una serie de conferencias relacionadas con los diversos problemas que afectan al desarrollo de esta nueva técnica. En el presente artículo van a ser comentadas tres de dichas conferencias en las cuales se puso de manifiesto cuánto se ha hecho hasta ahora y cuánto aún se puede hacer en el campo del hormigón pretensado.

(I) La primera es la del Sr. Marletta. Nadie en mejores condiciones que el Ingeniero Marletta, que ha sido quien ha dirigido los primeros pasos de la nueva técnica, desde su cargo en el "Consejo Superior de Obras Públicas", para juzgar, con precisión y autoridad, sobre el desarrollo del hormigón pretensado en Italia.

Entre otras cosas, en su conferencia, el Ingeniero Marletta ha dicho lo siguiente:

"Hasta después de la última guerra no empezaron a construirse, en Italia, obras de hormigón pretensado. En efecto, la primera autorización de este tipo, concedida por el Ministerio de Obras Públicas, se remonta al mes de mayo de 1949 y se refiere a la construcción de un puente, para carretera, con una luz relativamente modesta (un tramo, simplemente apoyado, de 26 metros de luz)".

Seguidamente, y con un ritmo creciente, se han realizado otras obras de esta clase (hasta la fecha, ha sido autorizada la construcción de más de 72 puentes de diferentes luces, la mayor de 85 metros), así como también cubiertas de amplios locales, en su mayor parte de uso industrial (15 autorizaciones en total), silos para cemento y grandes tuberías para centrales hidroeléctricas (de hasta 4,20 metros de diámetro)".

"En la actualidad, existen ya trece fábricas, debidamente autorizadas, dedicadas a la construcción en serie de diversos elementos estructurales, prefabricados y pretensados, a los que se han dado importantes aplicaciones en la construcción de forjados para pisos, puentes pequeños y otras obras análogas. Algunas fábricas, aparte de las citadas anteriormente, se han especializado en la producción de tuberías pretensadas para acueductos, etc".

"Para las estructuras de hormigón pretensado, junto a las más importantes patentes extranjeras, se emplean, frecuentemente, sistemas patentados italianos".

"Desde un principio se vió que, en conjunto, el desarrollo de esta nueva técnica en Italia, ofrecía perspectivas muy satisfactorias".

En estos párrafos, entresacados de la conferencia del Ingeniero Sr. Marletta, queda perfectamente reflejado el estado actual de la técnica del pretensado, en Italia, en lo que a sus realizaciones prácticas se refiere. El balance de todo cuanto hasta ahora se ha conseguido, no puede ser más satisfactorio y permite augurar el más amplio desarrollo a esta nueva técnica, tanto en su aspecto teórico como en el práctico. Sin que sea pecar de optimismo - puede ya asegurarse que la aportación italiana al progreso del pretensado será muy útil y beneficiosa.

(II) Uno de los temas más debatidos en el campo del hormigón - pretensado ha sido siempre el de las posibilidades absolutas y relativas que tiene esta técnica para imponerse a los otros métodos en la construcción de los diversos tipos de estructuras. A esta cuestión, cuyo interés resulta evidente, se ha referido el Ingeniero Sr. Morandi en la conferencia que, bajo el título "Conveniencia del pretensado, especialmente con relación a los sistemas hiperestáticos", pronunció en el citado Congreso. El tema ha sido tratado con sereno juicio y clara visión de los problemas que encierra. En su intervención, entre otras cosas, dijo:

"Frecuentemente, aquellos que se ocupan del hormigón pretensado, se preguntan si éste será capaz de sustituir totalmente al hormigón armado ordinario. La cuestión no es fácil de resolver. Dada la complejidad del problema se hace necesario examinar, con todo detenimiento, los diversos factores que en él intervienen antes de fijar de un modo preciso entre qué límites conviene (en el más amplio sentido de la palabra) adoptar el pretensado".

"Se debe hacer, en primer lugar, un cuidadoso estudio de las características que deben reunir los materiales utilizados en la construcción de estructuras pretensadas y de su coste; ver después, la influencia de los gastos originados por los especialistas, neco-

sarios para realizar este tipo de construcciones y, finalmente, comprobar si el ahorro de materiales que se consigue, al realizar una obra de acuerdo con la técnica del pretensado, compensan el mayor costo y el gasto que supone la utilización de los dispositivos, todavía muy delicados y costosos, necesarios para ejecutar las operaciones de tesado".

A continuación citó una serie de criterios discriminantes que pueden servir al proyectista para orientarle cuando haya de elegir entre las dos técnicas, la del hormigón armado y la del pretensado, la que más le conviene seguir. De dichos criterios se deduce que son muchos los casos en los cuales no es aconsejable la introducción del pretensado.

Finalmente, refiriéndose a las, todavía discordantes, opiniones sobre la conveniencia o no de adoptar el pretensado en el caso de una estructura hiperestática; el Ingeniero Morandi, fundándose en su propia experiencia, dijo: "en numerosos casos se pueden ejecutar estructuras pretensadas, incluso de alto grado de hiperestatismo, con tal de que, se adopten las medidas necesarias para poder garantizar que las hipótesis de cálculo se cumplen lo más exactamente posible".

(III) En las dos conferencias que quedan comentadas se ha tratado el tema del pretensado de un modo general. Por el contrario, la tercera, la comunicación del profesor Stellingwerff, se refiere exclusivamente a una de sus aplicaciones. En ella se discute la contribución que el pretensado puede aportar a la solución de alguno de los problemas que se presentan cuando se trata de construir una carretera. Sin embargo, la primera parte de la conferencia tiene, también, un carácter general y en ella se ratifica un concepto ya expuesto, por el Ingeniero Morandi, en relación con los principios que deben tenerse en cuenta cuando hay que decidir sobre la conveniencia

o no de adoptar el pretensado. Sobre este particular el profesor - Stellingwerff dijo: "Para dictaminar sobre esta cuestión, no basta comparar los costos de las dos estructuras, distintamente concebidas. Es necesario considerar, también, el uso a que se destina dicha estructura una vez construida, es decir, su funcionalidad".

Desarrolla, después, este concepto refiriéndose únicamente al campo de aplicación del pretensado en la construcción de carreteras y pavimentos, sin incluir los puentes.

Dice que en las pavimentaciones con placas de hormigón, y dado su pequeño espesor, la utilización del pretensado no reporta, hoy por hoy, sensibles ventajas económicas. Únicamente puede interesar, el empleo del pretensado, en la construcción de las pistas para aeropuertos.

A continuación señala las posibilidades del pretensado en obras de menor importancia (puentes pequeños, tuberías, postes, muros de sostenimiento, etc) y se ocupa, con especial detalle, de aquellas estructuras en las cuales el pretensado puede ofrecer mayores ventajas, como son: el metropolitano, estacionamientos para automóviles, pasos de peatones, etc. En relación con estas obras, destaca lo ventajoso que resulta, tanto económica como funcionalmente, poder utilizar para sus cubiertas estructuras más delgadas que las corrientes y, por consiguiente, elevar la rasante de la obra.

Como en las "Actas del Congreso" se publicarán los textos integros de las conferencias pronunciadas, no parece oportuno extenderse más, en este artículo, sobre los comentarios a dichas comunicaciones. Bastará, únicamente, destacar la importancia y utilidad de estas jornadas; en las cuales, por un lado, se incita a proseguir el desarrollo de esta nueva técnica, y, por otro, se previene contra los optimismos excesivos (que mal dirigidos resultarían contraprodu-

centes), indicándose las posibles aplicaciones del pretensado y los campos, poco cultivados aún, en los que son de esperar los mejores resultados, tales como: la construcción de edificios, diques y obras hidráulicas en general, etc., etc. Es indudable que resulta muy útil tener una orientación sobre qué caminos deben seguirse y cuáles abandonarse. Bien sabido es que nadie puede ser profeta y, que la experiencia enseña que muchas cosas que parecían imposibles y absurdas más adelante se realizarán. No obstante, conviene siempre que exista una dirección que aconseje, anime e incluso que disuada, también, cuando sea preciso a los proyectistas de obras pretensadas del rumbo que deben seguir.

(IV) De este mismo tema se ocupa un artículo de M. Freyssinet, publicado en la revista "Travaux", en el cual da cuenta de su experiencia personal en lo que respecta a la evolución de la técnica del hormigón pretensado. En la segunda parte de dicho artículo, expone diversas cuestiones generales de principio y su criterio sobre el futuro desarrollo de esta técnica.

Estudia, primeramente, las tuberías forzadas, la creación de contrapresiones, y las estructuras que, más bien, deberían llamarse de hierro hormigonado y dice que, debido a la lentitud con que se informan y resuelven los expedientes por las Comisiones examinadoras, son poquísimas las estructuras de este tipo que hasta ahora han podido ser realizadas.

No se muestra partidario de los reglamentos y pone de manifiesto las dificultades que se presentan cuando se intenta redactar un reglamento cualquiera, y, en especial, si se trata de una nueva técnica. Examina después algunos aspectos particulares del pretensado y se refiere al elevado precio del acero, de alta resistencia, utilizado en las armaduras de los elementos de hormigón pretensado, lo que origina un alto costo de los mismos, que resulta además sensiblemente incrementado por el imprescindible empleo de los

correspondientes anclajes. Sobre este particular anuncia haber encontrado, después de laboriosos trabajos, un sistema de anclaje mucho más económico que los que se usan actualmente, lo que permitirá emplear, también, el hormigón pretensado en la construcción de obras de poca importancia. Manifiesta que basándose en esta circunstancia, cabe esperar que, en un futuro más o menos próximo, se multipliquen las aplicaciones de esta nueva técnica extendiéndose a todas las ramas de la construcción. Ello, indudablemente, exigirá un esfuerzo extraordinario por parte de los ingenieros especialistas, que deberán poner a prueba su inteligencia y capacidad, sacando el mayor provecho posible de cuantas circunstancias favorables se les presenten.

Termina su artículo haciendo referencia a algunas obras suyas recientes, tales como la pista de aterrizaje que actualmente se construye en Argel, y otras de carácter marítimo (navíos, diques, muelles, puertos, islas flotantes, etc.), todas ellas de gran categoría, pero sobre las cuales no da detalles concretos.

(V) A la vista de las autorizadas opiniones que quedan expuestas se deduce la necesidad de seguir, simultáneamente, dos caminos en cierto modo diferentes. Por un lado, es preciso buscar adecuada solución a los arduos problemas que se presentan cuando se intenta adoptar la solución pretensada a la construcción de nuevos tipos de estructuras de carácter especial. Pero, al mismo tiempo, es imprescindible continuar estudiando sobre las aplicaciones que hoy día tienen ya la consideración de normales, para lograr su máximo perfeccionamiento. Es decir, que se hace necesario consolidar y defender lo ya conseguido, asegurar el terreno que se pisa antes de dar un nuevo paso hacia adelante por el camino que conduce a la meta deseada: el más amplio desarrollo de la técnica del pretensado. Ocurre aquí como en los trabajos de minería. Una cuadrilla, ha de

ir adelante abriendo nuevas galerías, avanzando y señalando nuevos filones que puedan ser explotados. Detrás de ella, marchará el resto de los trabajadores para consolidar, armar y entibiar los caminos abiertos por los que les precedieron, samear las galerías, instalar tuberías, vias, montacargas, luces, etc., función esta más oscura, si se quiere, pero tan necesaria como la primera para el éxito final de la explotación.

Por otra parte, en la actualidad, la técnica ha alcanzado un desarrollo tan considerable, ha adquirido tal magnitud, que se impone, cada día más, la especialización, excepto para las aplicaciones de infima categoría. Y esta especialización, a su vez, requiere una dirección, un guía, y una estrecha colaboración entre las distintas ramas.

Como ejemplo, puede citarse el caso de la conferencia, ya comentada, pronunciada en el Congreso por el Profesor G. Stellingwerff, sobre las aplicaciones del pretensado en la construcción de carreteras. Dicho profesor, que no es un especialista en hormigón-pretensado, se limita a señalar el interés que ofrece la posibilidad de introducir esta técnica en la realización de nuevos tipos de estructuras, entre las cuales destacan, por su importancia práctica, las obras subterráneas; tales como: galerías del metropolitano, pasos para peatones, aparcamientos para automóviles, etc. A los especialistas de pretensado corresponde ahora estudiar la forma de poder llegar a realizar dichas obras, para lo cual se precisa que los organismos técnicos oficiales, a los que está encomendado el informe de los proyectos, asesoren y apoyen a los mencionados especialistas en sus trabajos, en lugar de crearles nuevos obstáculos con su actuación (Recuérdense las quejas que, sobre este particular, expone Mr. Freyssinet en su artículo anteriormente comentado).

Análogamente, sería de desear que, por quienes competía, fuesen señalados los problemas fundamentales que se oponen a la construcción de edificios para viviendas más acogedoras y económicas - que las actuales, y cuya solución se presume pueda lograrse satisfactoriamente mediante la aplicación del pretensado. Y lo mismo sucede en relación con los diques y demás obras marítimas, mencionadas en el artículo de M. Freyssinet. En resumen, resultaría muy beneficioso que los especialistas en las distintas ramas de la ingeniería expusieran, a los del hormigón pretensado, los problemas y dificultades con que tropiezan y que pudieran encontrar acertada y brillante solución dentro de esta nueva técnica.

Por su parte, los técnicos del pretensado, intentarían resolver los diversos problemas que se les planteasen sin abandonar, naturalmente, los estudios y experiencias en busca de más amplios horizontes. De esta manera, el progreso sería más rápido y, al mismo tiempo, más provechoso, puesto que las conquistas ya realizadas recibirían inmediata aplicación práctica.

En definitiva, y como lógica consecuencia de cuanto queda indicado, cabe afirmar que los frutos obtenidos con la celebración del Congreso que se comenta, organizado por la ANICAP, no pueden ser más satisfactorios. En él, se han expuesto y discutido, por las máximas autoridades en la materia, una serie de temas de la mayor importancia y, sobre todo, y ello es lo más interesante, se ha señalado perfectamente el camino que debe seguirse para lograr el más rápido y conveniente desarrollo del hormigón pretensado.

En la clausura de las jornadas de estudio del Congreso, se proyectó una película sobre la construcción de las principales obras realizadas hasta la fecha.

- - -

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

591-1-2 ESTRUCTURA DE HORMIGON PRETENSADO PARA UNA FABRICA CON
MAQUINARIA PESADA

(A prestressed factory for heavy machinery)

Anónimo

"CONCRETE AND CONSTRUCTIONAL ENGINEERING", Diciembre, 1954

- S i n o p s i s -

Se describe la estructura de una nueva fábrica, recientemente construida en Le Havre (Francia), para la entidad "Societé des Forges et Chantiers de la Méditerranée". Dicha estructura, constituida por piezas prefabricadas y pretensadas, está calculada para soportar una sobrecarga de 2000 kg/m^2 , producida por una serie de máquinas-herramientas, que han de ir en la primera planta del edificio, y cada una de las cuales pesa más de 10 toneladas. Se indican los más importantes detalles técnicos y constructivos de la obra.

Con destino a la "Societé des Forges et Chantiers de la Méditerranée", se ha construido recientemente en Le Havre (Francia) una nueva fábrica cuya perspectiva axonométrica se reproduce en la fig. 1. Tiene 49 m de largo por 22,5 m de ancho, y en su primera planta irán colocadas una serie de máquinas-herramientas, cada una de las cuales pesa más de 10 toneladas, por lo cual, para el cálculo de la estructura, ha sido preciso considerar una sobrecarga de 2000 kg/m^2 .

Planta primera

La primera planta se apoya sobre 24 soportes, distribuidos en cuatro filas de seis soportes cada una. La separación entre ejes

de estos elementos es de 9,80 m en sentido longitudinal; y 7,075 m, 8,35 m y 7,075 m, en sentido transversal (fig. 1). El forjado del piso está constituido por una serie de vigas principales - (P, Q, R y M, N, en la figura citada) que enlazan entre sí los soportes en las dos direcciones, y un tablero formado por las alas superiores de las vigas secundarias longitudinales (a, b, c) y las vigas secundarias transversales (k, h). Todas las vigas, así co - mo los soportes, fueron prefabricados. Se emplearon 18 vigas M, N (fig. 2), de sección en T invertida; 20 vigas P, Q, R, de sección en I, y 76 vigas secundarias a, b, c (fig. 3), de sección en T.- Las vigas k, h, están constituidas por diafragmas transversales de arriostramiento entre las vigas a, b, c y P, Q, R. Todos los soportes y vigas se prefabricaron a pie de obra. En las vigas se introdujo adomás un esfuerzo previo de pretensado, suficiente para que pudiesen resistir las tensiones que en ellas aparecen, duran - te su transporte y colocación en obra por medio de grúas móviles. Las vigas principales se apoyaron, provisionalmente, sobre angulares metálicos, sujetos a la parte superior de los soportes me - diante pernos; a continuación, se hormigonaron las juntas entre los soportes y las vigas y se pretensaron éstas mediante cables que, pasando a través de orificios convenientemente dispuestos en el cuerpo de la viga, se anclaron en la cara exterior de los so - portes. Seguidamente, se colocaron las vigas secundarias, se hor - migonaron las juntas y se protensó el conjunto del forjado, en dos direcciones ortogonales, con el auxilio de cables que pasan, por orificios apropiados, a través de las piezas. De esta manera, se consiguió la continuidad del forjado en las dos direcciones.

Cubierta

La estructura de la cubierta (fig. 1) está constituida por seis arcos atirantados que se apoyan en los soportes exterior

res y que se recubren, en la parte adyacente a dichos soportes, con una placa curva de 7 cm de espesor y 5 m de anchura, que se extiende todo a lo largo del edificio. Los dos últimos arcos de un extremo de la nave y el último del otro extremo, se apoyan, no sólo en los soportes exteriores, sino también en los intermedios (fig. 4). La cubierta está calculada para soportar, además de las sobrecargas normales en este tipo de estructuras, una sobrecarga móvil de 8 toneladas producida por una grúa que corre suspendida de la viga caballlete. Unido a las cabezas de los soportes existe también otro aparato elevador.

Entre los soportes exteriores laterales, hay una viga-canalón que se moldeó "in situ", y va también pretensada. Los arcos se profabricaron a pie de obra, excepto el tirante pretensado que se hormigonó una vez colocado el arco en su posición definitiva. La placa curva se calculó como cubierta laminar y fué fabricada "in situ", y pretensada. En cada crujía lleva tres vigas transversales intermedias.

La estructura de este edificio fué proyectada por la Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte. El contratista de la obra fué la Entreprise Camus.

R.P.A.

- - -

591-4-5 PROYECTO Y CONSTRUCCION DE SILOS DE HORMIGON PRETENSADO
por Giuseppe Sambito

"GIORNALE DEL GENIO CIVILE", Enero, 1954 y "PRECONTRAINTE-PRESTRES
SING, Nº 1, 1954

- S i n o p s i s -

Se expone un procedimiento para el cálculo de silos de hormigón pretensado, haciendo especial referencia a una serie de silos para cemento construidos recientemente en Nápoles. Se indican también los principales detalles del método constructivo utilizado.

Entre las más interesantes aplicaciones del hormigón pretensado, destacan, por su importancia, los depósitos cilíndricos, de paredes verticales, destinados a contener líquidos, granos u otros materiales sueltos. En ellos, el pretensado se realiza mediante alambres de acero de alta resistencia, sometidos a tensión constante y dispuestos según una espiral, de paso adecuado, que comprime la superficie exterior de las paredes verticales del depósito.

El cálculo estático de estas estructuras se efectúa de acuerdo con la teoría de las membranas curvas (en este caso, cilíndricas). Se supone la membrana, sometida a una presión radial y a una fuerza elástica, de sentido contrario, originada por la reacción de los anillos de la armadura (paralelos) que impiden la deformación de las generatrices del cilindro.

Siendo w la deformación radial causada por la presión interna, E el módulo de elasticidad del material empleado en la cons-

trucción del silo, y R el radio medio de la pared (el radio semi-suma de los radios interior y exterior de la pared del cilindro), la dilatación unitaria ε_a de la sección circular, será: $\varepsilon_a = \frac{W}{R}$, y la tensión correspondiente $\sigma_a = E \cdot \varepsilon_a = E \frac{W}{R}$.

Sobre la superficie lateral de una franja vertical elemental, correspondiente a una abertura angular Δ_a y a una altura unitaria (fig. 5), las fuerzas actuantes serán:

$$N_a = E \cdot s \cdot \frac{W}{R}, \quad (1)$$

siendo s el espesor de la pared; y la resultante radial valdrá: $E \cdot s \cdot w \cdot \Delta_a$, asimilable a una fuerza elástica potencial de constante $\frac{E \cdot s \cdot \Delta_a}{R}$ y de dirección opuesta a la de la carga exterior que, siempre por unidad de longitud de la arista, vale $p \cdot R \cdot \Delta_a$. Por lo tanto, y según se deduce de un modo inmediato, la ecuación diferencial de la elástica de la arista paralela a la generatriz del cilindro, será:

$$p \cdot R \cdot \Delta_a - \frac{E \cdot s}{R} w \cdot \Delta_a = E \cdot j \cdot w^{IV} \quad (j = R \cdot \Delta_a \cdot \frac{s^3}{12}),$$

la cual, haciendo:

$$D = \frac{-s^3}{12(1-v^2)} \quad (s = \text{constante})$$

$$\beta = -\frac{E \cdot s}{R^2},$$

(1) Tanto en este procedimiento como en el analítico, más correcto (ver: Timoshenko; "Theory of plates and shells"; Mc Graw-Hill; N. Y.; 1940; págs. 230 y siguientes), se toma, en las expresiones de σ_a y N_a , el módulo de Young en lugar del $E^* = \frac{E}{1-v^2}$ (siendo v el inverso del coeficiente de Poisson), cuando, como en este caso, N_z es despreciable a los efectos de la flexión.

y considerando "p" variable, según las ordenadas "z", contada a partir de la base, se transforma, finalmente, en la clásica expresión:

$$D \cdot w^{IV} + \beta w = p_z \quad [I]$$

Debe recordarse que, en los silos, la presión p_z ejercida por los materiales ensilados, aumenta con la profundidad según una ley exponencial que es función de la forma geométrica y de las características físicas de dichos materiales. La expresión de la citada ley es:

$$p_z = p_{\max} \left(1 - e^{-\frac{h-z}{z_0}} \right),$$

contando "z" a partir de la base; siendo "h" la ordenada del extremo superior del silo; p_{\max} la presión relativa a una altura infinita y

$$z_0 = p_{\max} \left(\frac{dz}{dp} \right)_{z=h}$$

Haciendo, además:

$$\gamma = \sqrt[4]{\frac{\beta}{4D}} = \sqrt[4]{\frac{3(1-v^2)}{R^2 \cdot S^2}} \approx \frac{1,3}{\sqrt{R \cdot S}}, \quad (v=0,1)$$

la integral general de [1] resulta:

$$w = e^{\gamma z} (C_1 \cos \gamma z + C_2 \sin \gamma z) + e^{-\gamma z} (C_3 \cos \gamma z + C_4 \sin \gamma z) + f(z), \quad [2]$$

es decir, la suma de la integral particular:

$$f(z) = \frac{p_{\max} R^2}{E \cdot S} \left(1 - e^{-\frac{h-z}{z_0}} \right)$$

y de la integral general de la ecuación homogénea; lo que equivale a su perponer al régimen de membrana, extendido a todo el cilindro, el efecto de las reacciones de enlace aplicadas en los extremos y que originan solicitudes de tipo local, según la expresión analítica anteriormente escrita y la característica estática de tal tipo de estructura.

En el caso de un cilindro apoyado en su base inferior ($z=0$), se puede siempre formar $C_1 = C_2 = 0$, ya que las reacciones de la base no producirán efecto alguno para $z = \infty$, ni tampoco, prácticamente, para los valores finitos de z , teniendo en cuenta que, como las paredes del silo son generalmente muy elevadas, la longitud de onda de la ley senoidal amortiguada de w , viene dada por la fórmula:

$$l = 2 \frac{\pi}{\gamma} \approx 4,80 \sqrt{R \cdot s}$$

La integral general se transforma así, en:

$$w = \frac{p_{\max} R^2}{E \cdot s} \left(1 - e^{-\frac{h-z}{z_0}} \right) + e^{-\gamma z} \left(C_3 \cos \gamma z + C_4 \sin \gamma z \right), [3]$$

y los valores de las solicitudes se deducen de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} N_a &= \frac{E \cdot s}{R} w \\ M &= D \cdot w^{II} \\ T &= D \cdot w^{III} \end{aligned} [4]$$

que pueden determinarse fácilmente una vez fijadas las condiciones efectivas de la unión de las paredes del silo con la base. Si dicha unión se realiza mediante una articulación, se tendrá:

$$W(z=0) = 0 \quad y \quad W'(z=0) = 0 \quad [M_{z=0} = 0]$$

y entonces, podrán deducirse fácilmente, de la ecuación [3], los valores de C_3 y C_4 , que permitirán calcular los valores numéricos de las expresiones [4].

En silos de hormigón armado ordinario, las solicitudes más peligrosas son las de tracción originadas por el esfuerzo N_a y que, normalmente, llegan a alcanzar valores de varias toneladas (véase la tabla I que más adelante se incluye), requiriendo el empleo de fuertes armaduras circulares. Por esta causa, y con el fin de que las solicitudes de tracción en las paredes del depósito sean tolerables, es necesario adoptar cargas de trabajo muy reducidas, lo que obliga a aumentar, sensiblemente, el espesor de dichas paredes. Además ocurre que, como en todas las obras de hormigón armado, únicamente trabaja a pleno rendimiento la armadura metálica cuando las tensiones en la estructura superan el límite de la resistencia en tracción del hormigón. Este límite, por otra parte, nunca se conoce exactamente dada la difícil determinación del coeficiente de equivalencia entre los módulos de elasticidad de ambos materiales.

Resulta, por consiguiente, especialmente indicada, en esta clase de estructuras, la aplicación del pretensado gracias al cual el acero aporta, desde el primer momento, su total contribución eliminando toda solicitud de tracción en el hormigón. En este sistema la armadura, en lugar de ir dispuesta, como en los antiguos métodos, en forma de anillos circulares independientes, se coloca según un trazo helicoidal continuo.

En un silo, para hacer el cálculo del espesor de la pared y del número de alambres necesarios para introducir el esfuerzo de pretensado, es preciso tener en cuenta que, a causa de la adherencia entre los alambres y la pared del silo, debe considerarse que el esfuerzo de pretensado actúa sobre la sección ficticia homogénea. Por tan-

to, si se indica por N_0 el esfuerzo de tracción de los alambres, por unidad de longitud de la generatriz y por N el que efectivamente se ejerce, se tendrá:

$$\frac{N}{A_{ci}} = \frac{N_0}{A_{ci} + n A_f},$$

y de aquí:

$$N = N_0 \frac{A_{ci}}{A_{ci} + n A_f} \quad [5]$$

siendo A_{ci} el área ficticia, homogeneizada, por unidad de longitud de la sección resistente de la pared (teniendo en cuenta la armadura circular de acero ordinario) y $n \cdot A_f$ el área del cable de acero especial de pretensado, transformada en su equivalente en hormigón (n = coeficiente de equivalencia).

El espesor de la pared del silo se determina, una vez fijados los valores límites σ_{\max} y σ_{\min} de las tensiones en el hormigón (ambas del mismo signo), mediante la resolución del sistema — constituido por las dos ecuaciones de compatibilidad, que a continuación se indican, obtenidas al suponer el depósito, vacío para la primera y lleno para la segunda:

$$N = \sigma_{\max} \times 100 S$$

$$N = (\sigma_{\min} S + p_z R) 100,$$

de donde:

$$S = \frac{p_z \cdot R}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}, \quad [5']$$

en cuya expresión p_z representa el valor máximo de la presión, ya que no es conveniente, en general, dar a la pared un espesor variable. —

Por otra parte, para el cálculo de este espesor, resulta totalmente lícito considerar únicamente el régimen de membrana.

Sobre el estado de presolicitación inicialmente introducido influyen, a lo largo del tiempo, las deformaciones espontáneas del hormigón (contracciones de la pared del silo debidas a la retracción y a las deformaciones lentas) causantes de una disminución en la tensión de la armadura de acero, cuyo valor final se designa por ΔN . Por consiguiente, la correspondiente variación en el tiempo del alargamiento unitario del alambre de acero, vendrá dada por la siguiente expresión:

$$\frac{d}{dt} \cdot \frac{N_t}{E_f \cdot A_f} dt \quad [6]$$

Al estudiar el efecto de la retracción se observa que este fenómeno es comparable al de relajamiento. Al representarlos gráficamente en función del tiempo, ambos fenómenos presentan una misma línea asintótica y, además, están influenciados por los mismos factores (estado higrométrico del aire, relación agua-cemento, etc). Por lo tanto, puede escribirse que, para un tiempo genérico "t":

$$\varepsilon_{r,t} = K \cdot a_t,$$

donde $\varepsilon_{r,t}$ es el valor de la contracción unitaria por retracción, a_t el relajamiento específico, esto es, como más adelante se explica, el correspondiente a la dilatación elástica unitaria (ver nota 3) y K una constante.

De aquí se deduce que la variación de ε_r , a lo largo del tiempo, viene dada por:

$$d \varepsilon_{r,t} = \frac{\varepsilon_{r,t=n}}{a_{t=n}} \cdot \frac{d a_t}{dt} dt \quad [7]$$

En relación con las deformaciones lentas de la pared, a la vista de los resultados obtenidos en las experiencias realizadas por Whitney, y en la hipótesis de que subsista la proporcionalidad directa entre la carga aplicada y la deformación lenta, podrá escribirse, designando por ϵ_0 la deformación elástica unitaria y por $\epsilon_{v,t}$ la deformación lenta en el tiempo "t":

$$\frac{\epsilon_0 + \epsilon_{v,t}}{\epsilon_0} = 1 + a_t$$

Por otra parte, puede escribirse también:

$$\Delta l_t = \Delta l_0 (1 + a_t),$$

es decir, que la deformación total en el tiempo "t", puede obtenerse multiplicando la deformación elástica unitaria por el término $1 + a_t$. De aquí se deduce, de un modo inmediato, la siguiente expresión:

$$d \Delta l_t = \Delta l_0 \frac{d a_t}{dt} dt,$$

que permite determinar el incremento del alargamiento, referido al tiempo "t", multiplicando la deformación elástica relativa a $t = 0$, por la derivada $\frac{d a_t}{dt}$.

Por lo tanto, la contracción plástica unitaria de la pared del silo, en función del tiempo, será:

$$\frac{N - \Delta N_t}{E_c \cdot A_{ci}} \cdot \frac{d a_t}{dt} dt \quad [8]$$

Finalmente, debe tenerse en cuenta que la pérdida de tensión experimentada por la armadura, producirá, a su vez en la pared del silo una deformación unitaria que vendrá dada por la siguiente expresión:

$$-\frac{d}{dt} \frac{\Delta N_t}{E_c \cdot A_{ci}} dt \quad [9]$$

Teniendo en cuenta la igualdad final de las deformaciones, podrá igualarse la ecuación 6 con la suma algebraica de las [7], [8] y [9], obteniéndose:

$$\frac{d}{dt} \frac{\Delta N_t}{E_f \cdot A_f} = \frac{\varepsilon_r, t=n}{a_{t=n}} \frac{da_t}{dt} + \frac{N - \Delta N_t}{E_c \cdot A_{ci}} \cdot \frac{da_t}{dt} - \frac{d}{dt} \frac{\Delta N_t}{E_c \cdot A_{ci}},$$

de donde, haciendo:

$$\Psi = \frac{E_f \cdot A_f}{E_f \cdot A_f + E_c \cdot A_{ci}},$$

ordenando, y simplificando, se llega a la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{d}{dt} \Delta N_t + \Psi \Delta N_t \frac{da_t}{dt} - \Psi \left(N + \frac{\varepsilon_r, t=n}{a_{t=n}} E_c A_{ci} \right) \frac{da_t}{dt} = 0, \quad [10]$$

que integrada (2) e introduciendo la relación de Whitney:

(2) Haciendo en [10], para simplificar, $\Delta N_t = y$; $\frac{d}{dt} \Delta N_t = y'$; y llamando A al término del paréntesis, se tendrá: $y' + \Psi y + \Psi A a'_t = 0$ [10']

La solución particular de la integral de esta ecuación es, evidentemente, $y = A$. Por otra parte, admitiendo la relación de Whitney, la asociada homogénea de la [10'] es: $y' + \Psi y + \Psi A a'_t = 0$, de donde se deduce: $\frac{y'}{y} = -\Psi a'_t$, que integrada da: $Ly = -\Psi a_t$, o también $y = e^{-\Psi a_t}$. La integral general de la homogénea será, por lo tanto, $y = C \cdot e^{-\Psi a_t}$, siendo C una constante arbitraria; y la integral general de [10'] será entonces: $y = C \cdot e^{-\Psi a_t} + A$. Observando que para $t=0$, $y = \Delta N_t = 0$, $a_{t=0} = 0$, resulta $C = -A$, se obtiene, finalmente: $y = A (1 - e^{-\Psi a_t})$ [10''] que, como fácilmente se ve, para $t=n$, resulta ser la ecuación [11].

$$a_t = a_n (1 - e^{-t}) \quad (3)$$

da:

$$\Delta N = \left(N + \frac{e_r, t=n}{a_{t=n}} E_c. A_{ci} \right) \left(1 - e^{-\Psi a_{t=n}} \right) \quad [11]$$

Una vez deducida la expresión de la pérdida de tensión causada por las deformaciones espontáneas del hormigón, se pueden determinar, fácilmente, las solicitudes correspondientes a los diversos estados de carga, para $t = 0$ y para $t = n$.

Con el fin de compensar el relajamiento del acero, por lo general, se aumenta del 4 al 6% la tensión N considerada en los anteriores cálculos. Sin embargo, conviene tener en cuenta que, normalmente, cuando se efectúa el tesoado de la armadura, ha transcurrido ya un cierto plazo desde la fecha de hormigonado de las paredes del silo y, por consiguiente, el hormigón se encuentra casi totalmente fraguado (para ello, se requiere el empleo de hormigones de buena calidad, apropiada granulometría y escaso contenido de agua, especialmente, cuando se emplean encofrados móviles, metálicos). En estas condiciones, cuando se tesa la armadura, la retracción del hormigón, ya limitada por las características físicas especiales del material, se habrá realizado en gran parte y, en consecuencia, la expresión [11] resultará aproximada por exceso, no siendo por tanto necesario considerar el relajamiento del acero.

(II) El procedimiento que queda expuesto, ha sido, recientemente, aplicado al cálculo de ocho silos para cemento, (fig. 6) de 11,4

(3) En esta expresión, a_n representa el valor del coeficiente de deformación lenta (es decir, la relación entre el aumento de deformación y la deformación elástica inicial) correspondiente al tiempo $t=n$, expresado en años, al cabo del cual la deformación permanece constante. Este valor asintótico se alcanza, teóricamente, en un tiempo infinito pero, en la práctica, puede tomarse, con suficiente aproximación, $n=4$ ó 5 años.

metros de diámetro interior, 22,24 m de altura y 15 cm de espesor de pared (4) (fig. 7). Su capacidad aproximada es de 2.300 m³ en volumen y 3.400 toneladas en peso. La cimentación se ha realizado mediante pilotes y la base del silo está constituida por una gruesa placa circular unida a un pequeño zócalo, de sección trapezoidal, en el que se apoyan las paredes del silo. En la fig. 8 se reproducen la sección vertical de uno de los silos. La pared de cada uno de ellos, se subdividió, para su estudio, en nueve fajas o troncos de cilindro, habiéndose calculado, en cada uno de ellos, independientemente, los valores de las solicitudes características.

Utilizando para la carga de los silos un dispositivo mecánico de aire comprimido, se ha podido suprimir la tolva comúnmente empleada en estas construcciones y que, por su volumen y peso, origina siempre numerosos y complicados problemas constructivos.

Basándose en resultados experimentales dignos de crédito, y teniendo en cuenta la proximidad del mar al lugar de ubicación de los silos, se tomaron unos valores específicos muy bajos para la retracción y la deformación lenta. A la retracción se le ha dado el valor máximo $\epsilon_{r,t=n} = 30 \times 10^{-5}$, y a la deformación lenta del hormigón $a_{t=n} = 2,5$, valores ambos correspondientes al tiempo $t = n = 4 ó 5$ años (teóricamente, la asíntota se alcanza para un tiempo infinito, pero pueden tomarse, con suficiente aproximación, los valores correspondientes a los 4 ó 5 años).

Para la armadura de pretensado se utilizaron alambres de acero, de 4 mm de diámetro, dispuestos según un trazado helicoidal

(4) Estos silos fueron construidos, según el proyecto realizado por el autor del artículo, por "Italstrade S.p.a", para la nueva fábrica de cemento de la "Cementerie del Tirreno" (Cematin s.p.a) en Ragnoli de Nápoles.

de paso variable entre 2 y 8 cm, determinado en función del esfuerzo de tracción calculado para las distintas profundidades, de acuerdo con el procedimiento anteriormente expuesto. A dichos alambres se aplicó un esfuerzo de pretensado, N_a , constante, deducido mediante la primera de las ecuaciones[4], previa la determinación de los valores de las constantes en la [3]. Dadas las condiciones impuestas a la unión (articulación) entre las paredes y la base del silo, se obtuvo:

$$C_3 = -0,00027 \frac{R^2}{E \cdot s} \quad " \quad C_4 = -0,7534 \frac{R^2}{E \cdot s}$$

Como peso específico aparente del cemento, se adoptó el valor de 1,5 toneladas por metro cúbico, y como ángulo de rozamiento con la pared, 25° .

En el primer tronco de cilindro, el inferior, y para un $N_a = 36,365$ t/m.l. se emplearon 42 $\phi 4$ por metro lineal, igual a $5,25 \text{ cm}^2$, tesis a 8,8 toneladas por centímetro cuadrado, obteniéndose así un esfuerzo $N_o = 5,25 \times 8,8 = 46,2$ toneladas. Como, por otra parte, $A_{ci} = 15 \times 100 + 10 \times 6,5 = 1565 \text{ cm}^2$ (la armadura circular de acero ordinario es de $6,5 \text{ cm}^2/\text{m.l.}$), se deduce:

$$N = 46,2 - \frac{1565}{1565+52,5} = 44,7 \text{ toneladas}$$

y para $t = 0$, $\sigma_c = 44.700 / 1.565 = 28,6 \text{ kg/cm}^2$, con el silo vacío, y con el silo lleno y para $t = 0$ también: (el signo menos indica la solicitudación de tracción)

$$\sigma_c = 28,6 - \frac{36,365}{1565} = 5,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = -\frac{44.700}{5,25} - 10 \times \frac{36,365}{1565} = -8.744 \text{ kg/cm}^2$$

Para $t = n$, con $\Psi = 0,032$, resulta, según la ecuación [11] :

$$\Delta N = \left(44.700 + \frac{30 \times 10^{-5} \times 2 \times 10^5 \times 1565}{2,5} \right) \left(1 - e^{-0,032 \times 2,5} \right) \approx 8.226 \text{ kg},$$

de donde se deduce, para los silos vacíos:

$$\sigma_c = 28,6 - \frac{8226}{1565} = 0,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = - 8744 + \frac{8226}{1565} = - 7.178 \text{ kg/cm}^2$$

Los resultados correspondientes a los otros troncos cilíndricos se resumen en la tabla que a continuación se incluye, y en la fig. 9 se representan los diagramas de solicitud deducidos de las ecuaciones [4].

Como ya se ha indicado, el hormigón trabaja siempre en compresión, incluso bajo las hipótesis más desfavorables. Debido al efecto producido por las acciones ejercidas entre el material ensilado y la pared, así como por el peso propio de dicha pared y de la cubierta, se crea también una compresión en el sentido de las generatrices. Sin embargo, esta compresión no influye en la aplicación del método del cálculo precedentemente expuesto, por ser prácticamente nulo su efecto sobre el valor de w ($v = 0,1$). En cambio, sirve para dar mayor estabilidad a la obra.

En la construcción de cada uno de los silos se han empleado: 122 m^3 de hormigón, con una dosificación de 350 kg de cemento de alta resistencia por m^3 ; 9.600 kg de acero ordinario y 2.550 kg de acero de alto límite elástico. Para el hormigonado se utilizaron encofrados metálicos doslizantes.

DATOS CORRESPONDIENTES A LOS DISTINTOS TRONCOS DE CONO EN QUE SE CONSIDERA DIVIDIDO EL SILO

Nº de orden.	Concepto	Troncos de cono								
		1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º
1	N_a (máximo para el tronco) kg/m1	36.365	43.638	41.560	35.326	29.092	23.897	18.182	12.468	6.234
2	Armadura $\varnothing 4/m.1 \dots N_0/m.1$	42	51	47	42	34	27	21	14	12
3	Área correspondiente: $A_f \dots cm^2/m.1$	5.250	6.375	5.875	5.250	4.250	3.375	2.625	1.750	1.500
4	Esfuerzo $N_0 = A_f \times 8,8 t/cm^2 \dots kg/m$	46.200	56.100	51.700	46.200	37.400	29.700	23.100	15.400	13.200
5	Esfuerzo efectivo $N \dots kg/m$	44.670	53.900	49.780	44.670	36.390	29.000	22.710	15.200	13.160
6	Área de la sección ficticia, homogeneizada, de hormigón ... $cm^2/m.1$	1.565	1.565	1.565	1.565	1.550	1.550	1.528	1.528	1.528
7	Solicitud unitaria del hormigón a silo vacío, para $t=0 \dots kg/cm^2$	28,50	34,50	31,80	28,50	23,50	18,70	14,90	10,00	8,60
8	A silo lleno Solicitud unitaria del hormigón ... kg/cm^2	5,50	6,60	5,20	5,90	4,70	3,30	3,00	1,80	4,50
9	A silo para Solicitud unitaria de la armadura de pretensado kg/cm^2	-8,744	-8,735	-8,739	-8,734	-8,750	-8,746	-8,766	-8,768	-8,814
10	Caída de tensión en la armadura de pretensado $\Delta N \dots kg$	8.226	9.147	7.511	6.323	4.691	3.224	2.328	1.281	1.231
11	Relación Ψ	0,0324	0,0391	0,0361	0,0324	0,0260	0,0210	0,0160	0,0110	0,0100
12	Solicitud unitaria del hormigón a silo vacío, para $t=n \dots kg/cm^2$	23,35	28,60	27,00	24,50	20,50	16,60	13,40	9,00	7,80
13	A silo lleno Solicitud unitaria del hormigón ... kg/cm^2	0,35	0,50	0,40	1,90	1,70	1,20	1,50	0,95	3,70
14	A silo para Solicitud unitaria de la armadura de pretensado .. kg/cm^2	-7.178	-7.300	-7.461	-7.534	-7.647	-7.791	-7.880	-8.036	-7.994

(III) El mecanismo empleado para colocar y tesar la armadura helicoidal, consiste en un brazo horizontal metálico, giratorio, apoyado por un extremo en un soporte articulado que se fija en la parte superior de una torreta provisional levantada en el centro del silo. La longitud de este brazo es igual al radio exterior de la pared y en el otro extremo lleva adosado un carrito motor (fig. 10), que queda por la parte externa del silo, y va provisto de los dispositivos necesarios para la regulación del movimiento de un segundo carro que cuelga de unos cables que parten del primero, y recibe de éste el movimiento mediante un árbol motriz que desciende, verticalmente, a lo largo de toda la pared pretensada (fig. 11).

En la base del silo, donde se inicia la armadura de pretensado, se dispone un cable continuo de acero ($\phi = 18$ mm) que rodea la pared del depósito, quedando adherido a ella a lo largo de toda su periferia excepto en el trozo ocupado por el carrito de pretensado por el cual pasa a través de su mecanismo de poleas de devanado.

El cable de acero que constituye la armadura de pretensado, desciende, a su vez, de un carrete sujeto al extremo del brazo giratorio, y, guiado por el carrito móvil, se introduce en el mecanismo de tesado de éste y se ancla, por un extremo, en un pivote que con este fin se deja embebido en el hormigón de la pared del silo, durante el fraguado.

El árbol motriz transmite el movimiento, desde el carrito superior, unido al extremo del brazo giratorio, al inferior. Este lleva una polea que, al moverse el carrito, se desliza bajo el cable de acero de 18 mm que envuelve la pared del silo y que, como va adherido a la casi totalidad de la periferia del depósito, produce un sensible esfuerzo de frenado sobre el movimiento helicoidal del carrito de pretensado, gracias a la presión que dicho cable ejerce sobre la polea. Al movimiento de este carrito se opone, por otra parte, el hi-

lo de acero de pretensado cuyo extremo se encuentra anclado en la forma ya indicada anteriormente. En estas condiciones, al mismo tiempo que se va enrollando el cable sobre la pared del silo, se crea en el hilo una tensión que puede ser regulada variando la posición de la polea deslizante.

Mientras el brazo metálico giratorio va dando vueltas, el carrito móvil asciende, automáticamente, con el paso previamente fijado para la espiral de la armadura de pretensado. Una vez terminado el tesado, se ancla el extremo del alambre en una chapita, convenientemente colocada, que se deja embebida en el hormigón durante el fraguado. Un cierto número de estas mismas chapitas de anclaje se disponen también, a intervalos regulares, a lo largo de una de las generatrices de la pared del silo, para reducir los efectos de cualquier rotura accidental del hilo durante la operación de tesado y para permitir eventuales interrupciones de dicha operación.

Finalmente, se reviste la pared del silo con una capa de "gunita" a presión que, recubriendo la armadura, la solidariza con la pared (fig. 12), reduciendo, aún más, los efectos que podría occasionar una eventual rotura de alguna de las espiras de alambre. En realidad, esta posibilidad de rotura puede considerarse nula, puesto que la tensión de los alambres disminuye, según se sabe, a medida que pasa el tiempo.

En la construcción de la cubierta de los silos se han utilizado vigas de hormigón pretensado, de muy poco canto, con el fin de que ocupen el menor espacio posible, evitándose así entorpecimientos en las operaciones de carga de los silos. Estas vigas se encuentran sometidas a la acción de fuertes cargas concentradas, transmitidas por los soportes de la cubierta de la galería, y además a la sobrecarga constituida por los dispositivos neumáticos empleados para ensilar el cemento (fig. 13).

Este procedimiento, brevemente descrito (5), se conoce en Italia con el nombre de "Prebeton" y es sustancialmente igual al sistema suizo "Stahlton". En Francia, se emplea, generalmente, otro método, el de "Sainrapt et Brico", en el cual se utiliza un solo carrito (el de pretensado) que se suspende de una torreta móvil que lo mantiene siempre en contacto con la pared del silo. El movimiento lo recibe de un motor que va colocado en el propio carrito, el cual, - además, transporta el carrete del alambre de acero, cuya tensión puede regularse rigurosamente. En este sistema queda suprimido el árbol motriz que, en el procedimiento antes descrito, enlaza los dos carritos (el motor y el de pretensado) y que constituye, evidentemente, un punto débil de su mecanismo, tanto por su longitud que ha de ser igual a la altura del silo como por las sensibles solicitudes de torsión a que se encuentra sometido.

En los Estados Unidos de América, un procedimiento muy corriente es el "Preload" en el cual se dispone, sobre una única plataforma que se mueve a lo largo de la periferia del silo, el motor, los dispositivos de translación y tensión del cable y el carrete. El cable de acero se tesa haciéndolo pasar a través de una boquilla cuyo diámetro se escoge en función del esfuerzo de pretensado que es necesario introducir. Este procedimiento, de gran sencillez como se ve, ofrece sin embargo algunas dudas respecto a su eficacia, debido a que por el rozamiento de la boquilla con el alambre se produce en éste un recalentamiento que puede ocasionar alteraciones en sus características mecánicas.

(5) Conviene también mencionar otros sistemas de pretensado circular en los que el esfuerzo se obtiene mediante anillos, constituidos por paquetes de alambres de acero, que se tesan independientemente y no en forma de espiral continua. Entre ellos pueden citarse los procedimientos de Freyssinet, Magnel-Blaton, y otros.

Por otra parte, las aplicaciones del procedimiento "Pre-load" han sido realmente excepcionales (6), sobre todo en la construcción de depósitos de agua. En estas estructuras se introduce también un pretensado vertical, mucho menos intenso que el horizontal, realizado por los procedimientos comunes y destinado a eliminar las pérdidas de líquido a través de eventuales fisuras en la pared, debidas a causas accidentales. Con este pretensado vertical se consigue, además, someter el hormigón a compresión según dos direcciones ortogonales, efecto que en los silos se obtiene de un modo automático gracias a los esfuerzos originados por el rozamiento entre la pared y el material ensilado.

— — —

(6) Las máximas dimensiones alcanzadas, hasta ahora, en este tipo de estructuras han sido: Para los depósitos de agua, 50 m de diámetro y 9,15 m de altura (capacidad 22.700 m³) y para los silos, 11,27 m de diámetro y 22,10 m de altura (ver: "Western Construction".- Septiembre 1951), es decir algo menores que las dimensiones de los descritos en el presente artículo.

- Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento -

591-4-6 EL MAYOR DEPOSITO EN HORMIGON PRETENSADO

(The largest prestressed tank)

Anónimo

"Mc GRAW-HILL DIGEST", Enero, 1955

- S i n o p s i s -

Se indican las principales características técnicas y constructivas de un nuevo depósito, en hormigón pretensado, construido en Dallas, Texas, que, con sus 7,5 millones de litros de capacidad, resulta ser el mayor depósito elevado de este tipo que existe hasta la fecha. Por tener que ir ubicado en plena zona residencial han sido cuidadas, de un modo especial, sus características arquitectónicas, por lo que la obra, en su conjunto, constituye un caso excepcional entre las de su clase.

— — —

En Dallas, Texas, se ha terminado recientemente la construcción de un nuevo depósito elevado para agua, en hormigón pretensado, que, por su capacidad y sus características arquitectónicas puede calificarse como extraordinario. Con sus 7,5 millones de litros de capacidad resulta ser el mayor depósito elevado construido, hasta la fecha, en hormigón pretensado. En cuanto a sus detalles arquitectónicos, debe decirse que son únicos en este tipo de estructuras, y ello se debe a que fueron cuidados de un modo especial a causa de que el depósito tenía que quedar ubicado en pleno barrio residencial de la ciudad.

La solera del depósito está constituida por una placa de 0,60 m de espesor que se apoya sobre cuatro muros circulares, concén-

tricos. El muro exterior es ondulado, para dar la sensación de pilas tras (ver fig. 14). Los cuatro muros se construyeron, simultáneamente, con el auxilio de encofrados deslizantes.

El proyecto de esta estructura presenta también algunas características interesantes. Para reducir los momentos verticales, originados por el empotramiento de la pared del depósito en su unión con la solera, el enlace de estos dos elementos se realiza mediante una junta plástica, de tipo especial, constituida por dos almohadillas de caucho que van colocadas a ambos lados de una junta de goma, normalizada, tipo cubeta. Este dispositivo, elimina el rozamiento entre la pared y la solera, al aplicar el esfuerzo horizontal de pretensado y, como resultado, se produce un movimiento uniforme de la pared, hacia el interior, cuando se aplica el pretensado, y hacia el exterior, cuando se llena de agua el depósito.

El nuevo tipo de junta disminuye, igualmente, los momentos flectores y las tensiones verticales resultantes, originadas por el empotramiento de la pared en sus extremos superior e inferior. Una vez aplicado el pretensado vertical, y con el depósito vacío, la máxima tensión producida por flexión es sólo de $0,07 \text{ kg/cm}^2$, en tracción, en la superficie interior de la pared. Con el depósito lleno, sólo se registran compresiones.

La unión de la parte superior de la pared con el anillo de borde de la cúpula de la cubierta, se realiza también mediante una junta análoga, a base de almohadillas de caucho.

Este depósito ha sido proyectado y construido por la "Preload Co.", de Nueva York.

R.P.A.

— — —

628-0-4 EL EMPLEO DE FLEJE DE ACERO COMO ARMADURA DEL HORMIGON

PRETENSADO

(Strip steel for prestressed concrete)

Anónimo

"CONCRETE AND CONSTRUCTIONAL ENGINEERING", Diciembre, 1954

- S i n o p s i s -

Se describen unos ensayos efectuados en el "Institute of Technology" de Illinois, sobre una viga de hormigón pretensado cuya armadura estaba constituida por fleje plano, de acero de resorte, recocido. Se indican los resultados obtenidos en dichos ensayos, de los cuales se deduce el perfecto comportamiento de este nuevo tipo de armadura.

Según informa Mr. K. P. Milbrat, en el "Institute of Technology" de Illinois, se han realizado ensayos con una viga de hormigón pretensado, de 6,5 m de longitud y de sección igual a la indicada en la fig. 15, en la cual se ha utilizado, como armadura, fleje plano de acero de resorte, recocido, de 1,2 mm de espesor y 16 mm de anchura. Este acero posee una resistencia a rotura de 15.000 kg/cm² y su carga de trabajo es de 13.000 kg/cm². La relación entre el perímetro y el área de la sección transversal del fleje es igual a 45, o sea equivalente a la de un alambre de 2,25 mm de diámetro, en tanto que el área de la sección transversal del fleje es igual a 4,75 veces la del alambre indicado. Para anclar estas armaduras se utilizan unos cepos (fig. 16), que sujetan los flejes hasta que el hormigón ha fraguado y endurecido. Estos dispositivos de an-

claje habían sido ya utilizados, con satisfactorios resultados, para asegurar 18 flejes bajo un esfuerzo de tracción superior a los 30.000 kg.

Para comprobar la eficacia de estos cepos, se realizó un ensayo sujetando con ellos unos flejes en los cuales se introdujo un esfuerzo equivalente a una tensión en el acero de 15.000 kg/cm^2 ; bajo esta tensión, la mitad de los flejes se rompieron fuera de los cepos. En la viga de ensayo que se describe, la armadura se sometió a una tensión inicial de 11.000 kg/cm^2 ; posteriormente, y una vez experimentadas las diversas pérdidas que se originan por deslizamiento, deformaciones elásticas, etc., dicha tensión quedó reducida a 8.000 kg/cm^2 , que fué la tensión de trabajo de la armadura. El acero empleado en esta armadura era capaz de experimentar un alargamiento, sin romperse, del 5%. Sin embargo, en el ensayo realizado, la viga se agotó bajo una flecha de 22,8 cm, cuando la armadura se había alargado únicamente el 2% de aquella cantidad. En su informe el autor sugiere que, en los aceros para hormigón pretensado, un alargamiento del 2% es más que suficiente para que se alcancen las máximas flechas admisibles en las vigas corrientes. También indica que, según se deduce del ensayo efectuado, la adherencia entre los flejes de acero y el hormigón es plenamente satisfactoria, desde el momento inicial en que se transfiere el esfuerzo de pretensado al hormigón hasta el instante en que se alcanza el agotamiento de la pieza. En estos ensayos, el acero utilizado fué el disponible en el mercado: acero de resorte de color azulado. No se dan detalles de los cepos de anclaje ni del procedimiento utilizado para tesar la armadura.

R.P.A.

- - -

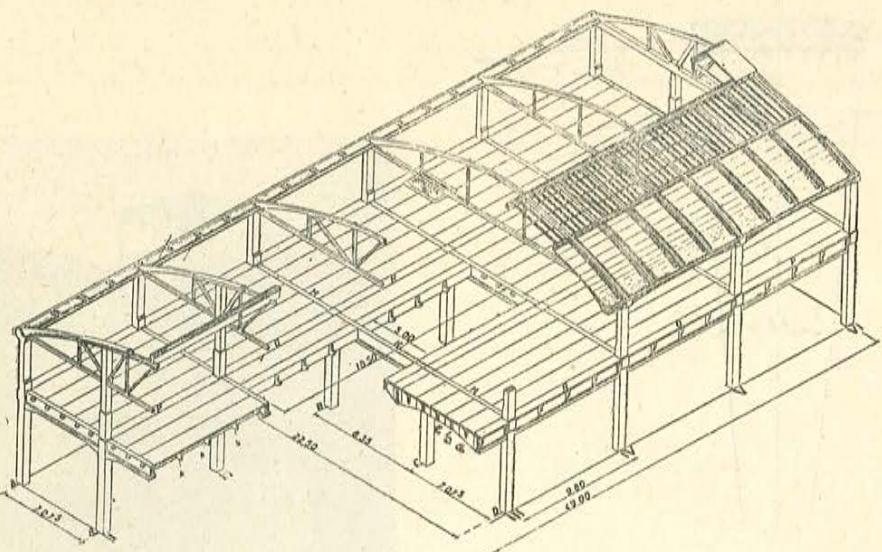


Fig. 1.

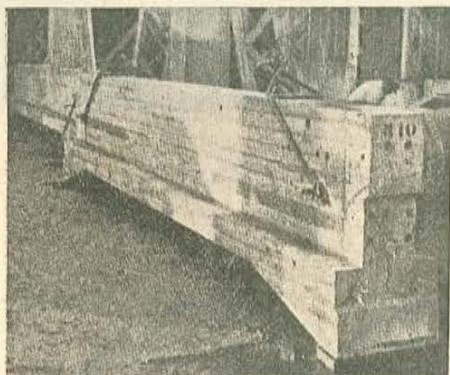


Fig. 2.

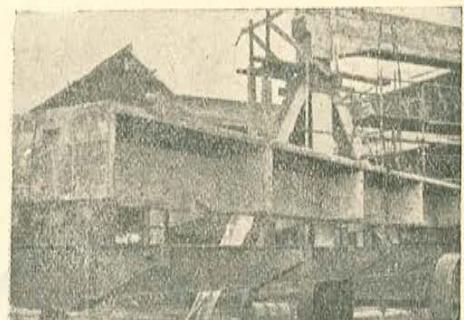


Fig. 3.

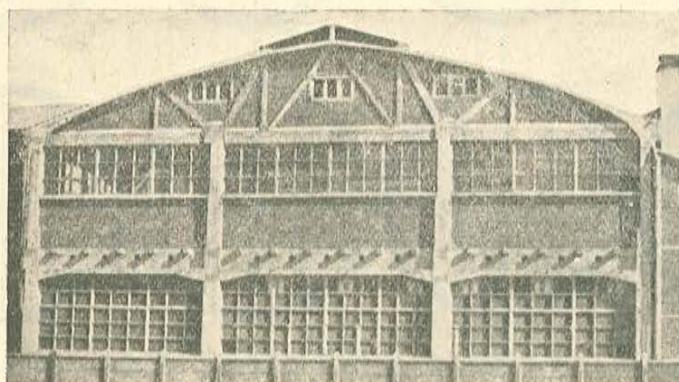


Fig. 4.

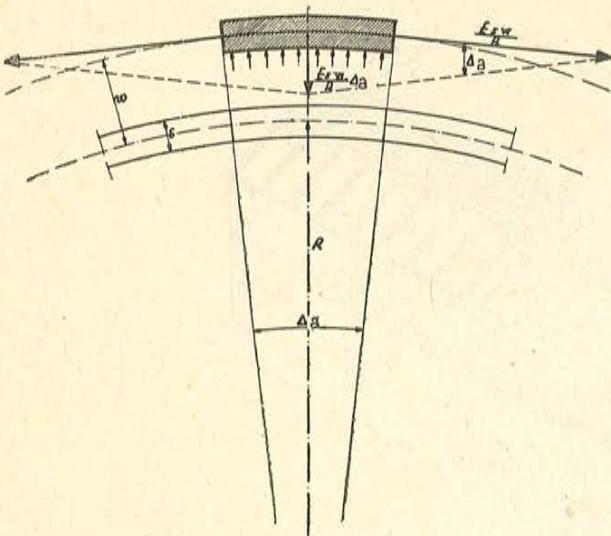


Fig. 5.

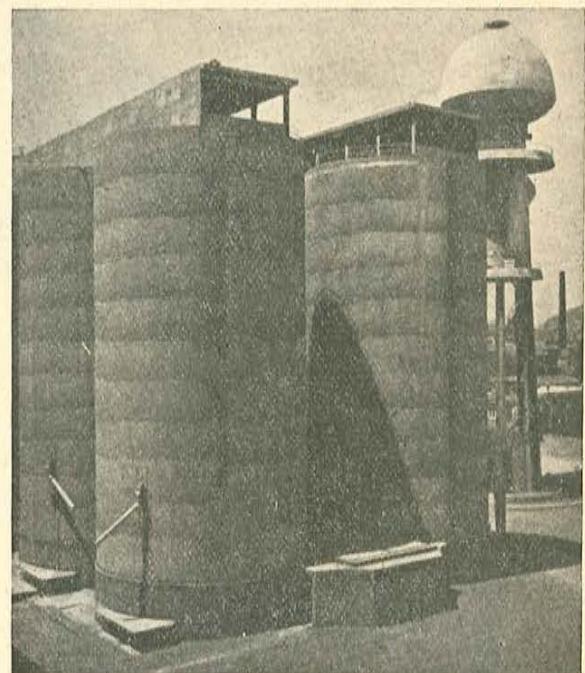


Fig. 7.

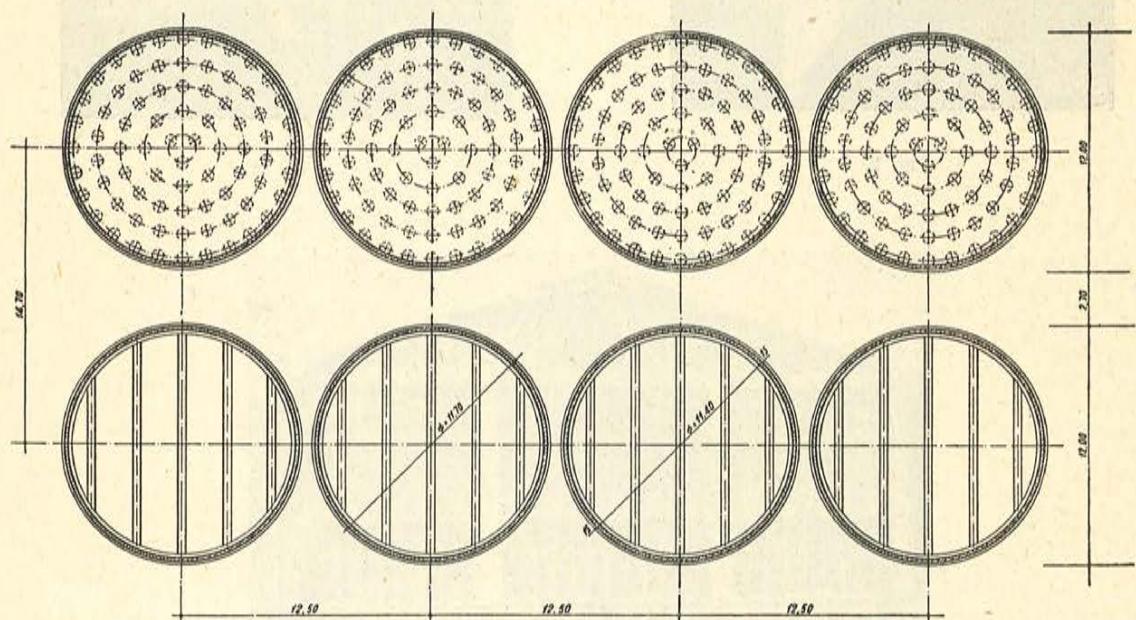


Fig. 6.

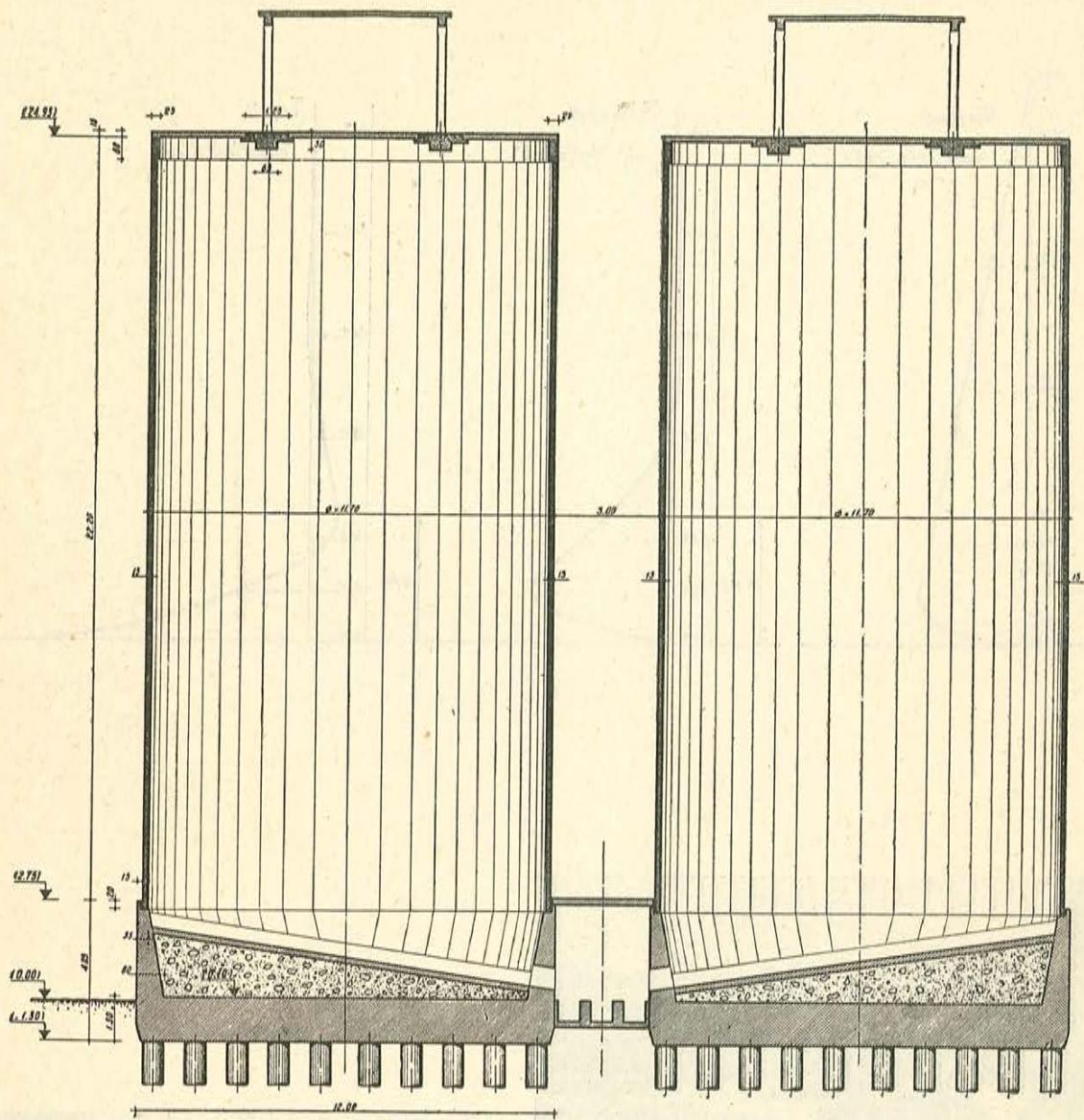


Fig. 8.

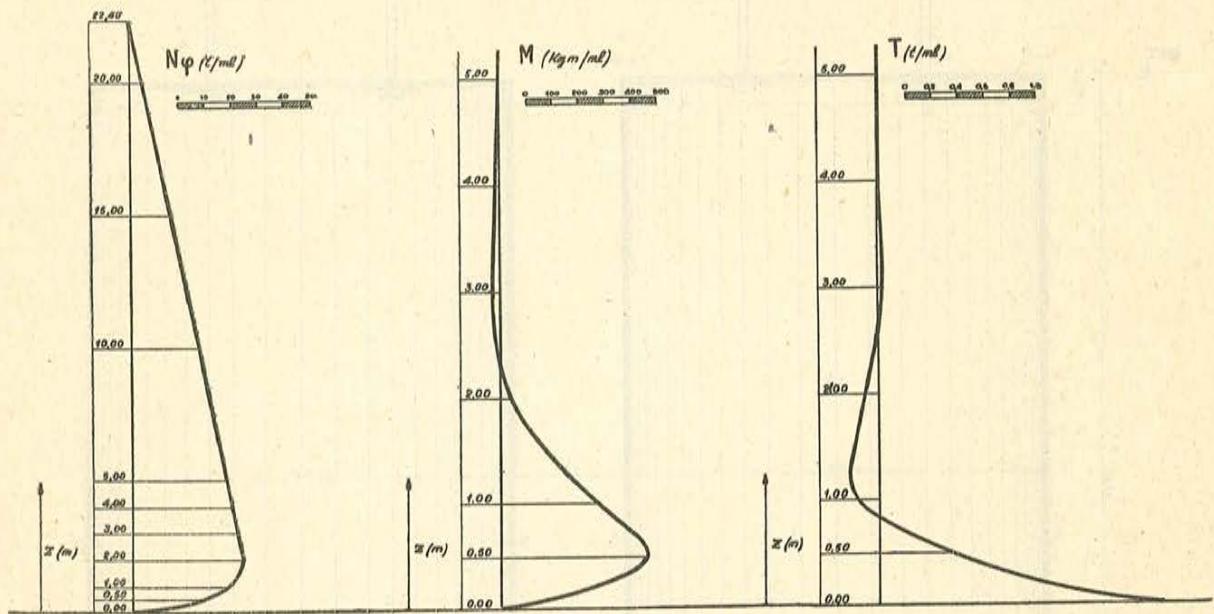


Fig. 9.

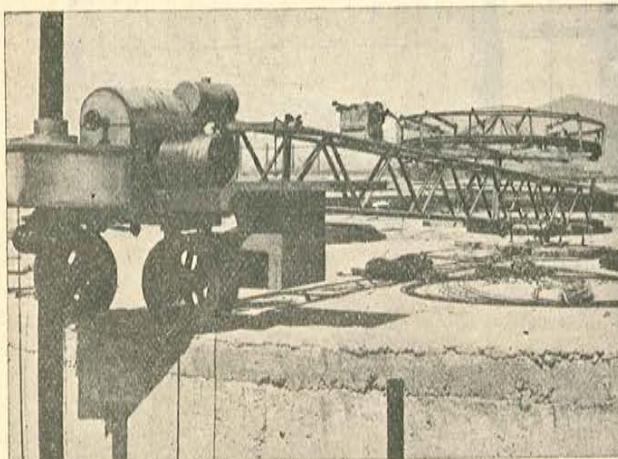


Fig. 10.

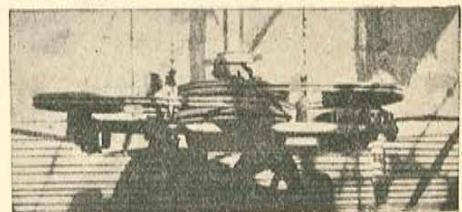


Fig. 11.

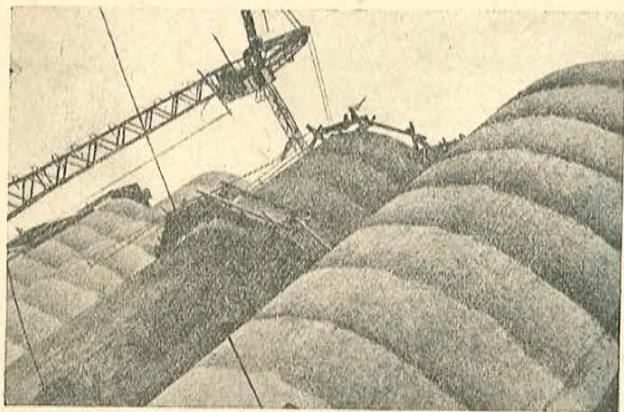


Fig. 12.

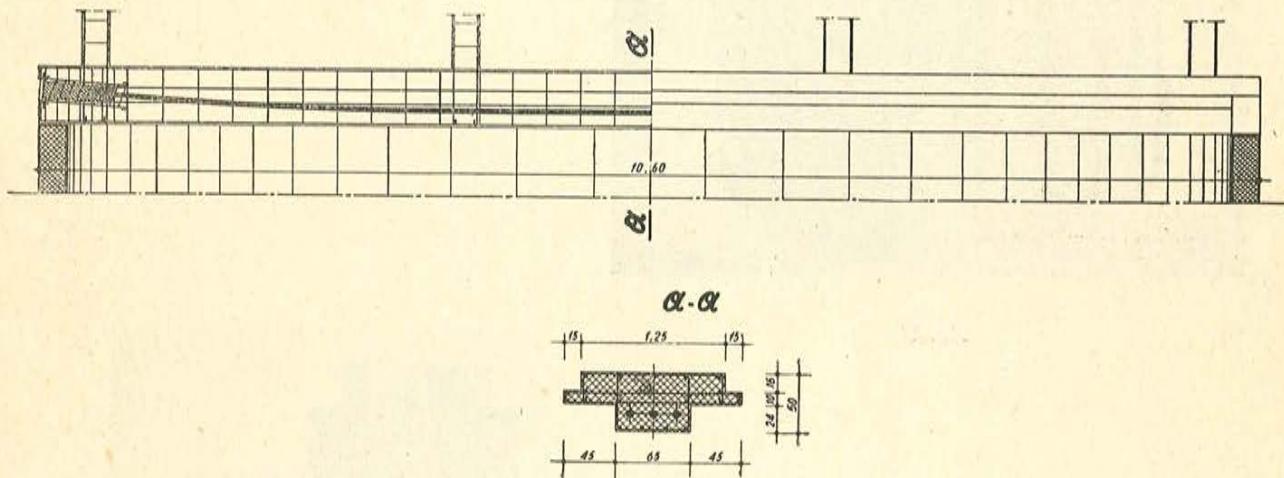


Fig. 13.

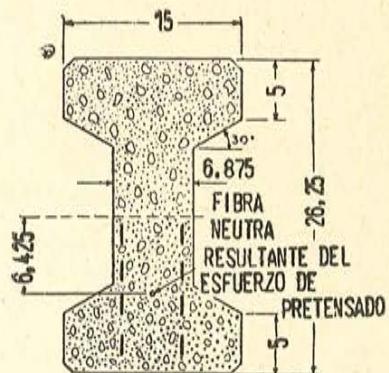


Fig. 15.

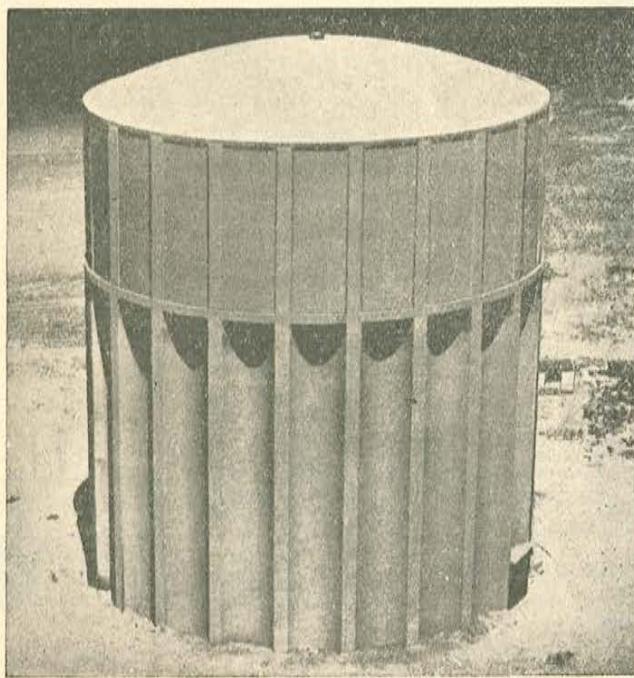


Fig. 14.

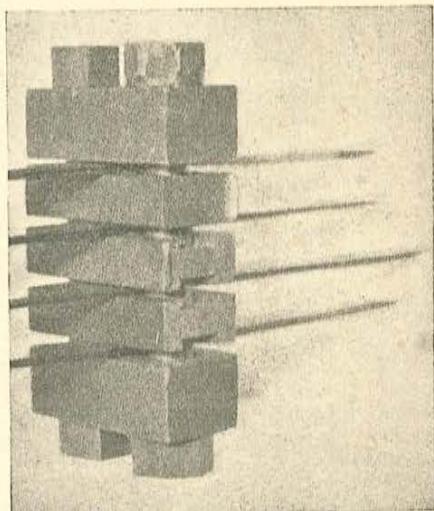


Fig. 16.

